

**BRENO SALGADO BARRA**

**AVALIAÇÃO DA AÇÃO DA ÁGUA NO MÓDULO COMPLEXO  
E NA FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS**

**Tese 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 Doutor em Engenharia Civil.**

**Florianópolis - SC  
2009**

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

**AVALIAÇÃO DA AÇÃO DA ÁGUA NO MÓDULO COMPLEXO  
E NA FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS**

**BRENO SALGADO BARRA**

**Tese 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 Doutor em Engenharia Civil.**

**Área de Concentração: Infra-Estrutura e Gerência Viária**

**Orientador: Prof. Dr. Leto Momm**

**Florianópolis - SC  
2009**

BARRA, Breno Salgado

Avaliação da Ação da Água no Módulo Complexo e na Fadiga de Misturas Asfálticas Densas.  
Florianópolis, 2009, volume único, 327 p.

Tese (Doutorado em Engenharia Civil),  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC),  
Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC

Orientador: Prof. Dr. Leto Momm

Defesa: 29/05/2009

Palavras-chave: ação da água, misturas asfálticas densas, metodologia francesa de formulação e de dimensionamento, módulo complexo, fadiga, pó calcário, pó de brita.

## **AVALIAÇÃO DA AÇÃO DA ÁGUA NO MÓDULO COMPLEXO E NA FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS**

Esta tese foi julgada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, especialidade ENGENHARIA CIVIL, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

Prof. Dr. Leto MOMM - Orientador  
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Prof. Dr. Glicério Trichês  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC/UFSC

### **Comissão Examinadora:**

Yves Georges François Jean BROSSEAUD, D. R.  
Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - LCPC (Nantes, França)

Prof. Dr. Eduardo Alberto CASTAÑEDA Pinzon  
Universidade Industrial de Santander - UIS (Colômbia)

Dr. Ing. Nilton VALLE  
Departamento Estadual de Infraestrutura de Santa Catarina - DEINFRA/SC

Prof<sup>ª</sup>. Dr<sup>ª</sup>. Liedi Légi Bariani BERNUCCI  
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo - EPUSP

Prof. Dr. Antônio Fortunato MARCON  
Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC

Prof. Dr. Orlando Martini de OLIVEIRA  
Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC

Florianópolis, 29 de maio de 2009.

***“A criatividade é mais importante que o conhecimento”***

**Albert Einstein - Prêmio Nobel de Física, 1921**

*“Por seus trabalhos em Física Teórica e,  
em especial, sobre o Efeito Foto-elétrico”*

***“O acesso ao sucesso está através da mente”***

**Jack Nelson**

## **Dedicatória**

Aos meus pais, Sergio e Lúcia, e a minha irmã Virna, por uma vida inteira de cumplicidade, companheirismo, compreensão, ensinamento de valores éticos, morais, religiosos e familiares, além do apoio incondicional e irrestrito aos meus propósitos e projetos de vida. Serei eternamente grato a vocês.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço, primeiramente, a Deus, por iluminar os meus pensamentos nas ocasiões em que as incertezas me aturdiram, dando-me sabedoria e serenidade para que fosse mantido o foco nos objetivos traçados, a fim de trilhar o caminho certo a ser seguido no decorrer desta longa jornada de aquisição de conhecimentos.

À Nossa Senhora de Nazaré, padroeira do povo paraense, pelas vezes em que acolheu as minhas preces e compartilhou, no plano superior, dos momentos felizes e adversos neste período.

Aos meus avós Miguel Salgado e Lucinéa Barra, pois mesmo espiritualmente sei que continuam sempre ao meu lado, acompanhando cada passo das minhas conquistas.

À minha avó Marina Salgado e ao meu tio Miguel Salgado, por serem pessoas que sempre acreditaram em mim e me apoiaram nos meus propósitos de vida, incondicionalmente, além da participação no suporte desta jornada.

Ao primo Roberto Salgado, em razão de minha gratidão ao seu companheirismo e interesse constante no acompanhamento das minhas atividades, durante todo o período em que estive envolvido nos meus projetos de pesquisa em Florianópolis, contribuindo com suas palavras aconselhadoras, experiência acadêmica e como um grande amigo.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Leto Momm, pela continuidade da nossa parceria de pesquisa e, principalmente, por ter acreditado em mim para executar um projeto de vanguarda no meio acadêmico-científico. Pode ter certeza que os seus ensinamentos além de mudarem positivamente os meus paradigmas técnicos, estarão me acompanhando pelo resto da vida. Muito obrigado por tudo, grande amigo e professor.



À Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Liedi Légi Bariani Bernucci, sempre solícita e disposta a contribuir na execução da minha pesquisa, com a sua gentileza peculiar, seus conselhos sempre ponderados e, na disponibilização do Laboratório de Tecnologia em Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP/EPUSP).

Ao Prof. M. Sc. Édson de Moura, em razão da receptividade, companheirismo, troca de informações, auxílio na operação dos equipamentos e na execução dos ensaios e, sobretudo, pela amizade cada vez mais fortalecida.

Ao Prof. Ph.D. Marciano MacCarini, pela sua presteza em ceder a estrutura do Laboratório de Mecânica dos Solos, sempre que necessário, possibilitando com que fossem realizados os ensaios indisponíveis no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

À Empresa ESTACON Engenharia S. A., na pessoa do Presidente Lutfala Bitar e, representada através do Eng<sup>o</sup> Gílson Silveira, pela continuidade da importante parceria, sob a forma de permissão para o fornecimento dos materiais pétreos, utilização da estrutura laboratorial e mão-de-obra necessários à execução desta pesquisa.

À PETROBRÁS, através de sua refinaria Lubrificantes e Derivados de Petróleo do Nordeste (LUBNOR), na pessoa do Eng<sup>o</sup> Genésio Cabral, pelo fornecimento do Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) utilizado nas misturas asfálticas estudadas.

Ao Eng<sup>o</sup> Mecânico Gustavo Momm, pela sua ajuda decisiva no projeto e desenvolvimento da máquina de módulo complexo e fadiga, tanto da parte mecânica quanto lógica, resultando no primeiro protótipo brasileiro capaz de executar estes testes laboratoriais, de acordo com as condições normativas francesas.

Ao Eng<sup>o</sup> Mecânico Edi Assini Jr., pelo importante apoio na parte de montagem e manutenção dos equipamentos utilizados, principalmente da máquina de corte.

Aos Técnicos em Estradas Éderson Cruz, Cícero Pedro e Wellington (ESTACON Engenharia S. A.), pelo importante apoio na organização dos procedimentos de amostragem e despacho dos materiais.

Aos serventes Benedílson, Ubirajara (ESTACON Engenharia S. A.) e Erasmo (LTP/EPUSP), pelo reconhecido esforço demonstrado durante o processo de amostragem dos materiais e apoio na execução dos ensaios executados no decorrer desta pesquisa, respectivamente.

Aos amigos do Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Liseane Fontes, Gustavo Otto, Tarso Sales, Yader Guerrero, Márcio Cabral e Carlos Quintero, pela amizade, companheirismo e ajuda na execução dos ensaios laboratoriais.

Aos colegas do Laboratório de Tecnologia em Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP/EPUSP), Walter, Rosângela e Fabiana, pela companhia salutar durante o período em que estive em São Paulo.

À Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), na condição de aluno do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), pela oportunidade de executar meus projetos de pesquisa em uma Instituição de renome e destaque acadêmico-científico nacional.

Ao *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), França, pela visão científica ao disponibilizar o seu acervo bibliográfico para consulta na Internet, bem como os seus pesquisadores para participação em conferências e bancas examinadoras, representados nesta ocasião pelo M. Yves BROSSEAUD, possibilitando acesso ao conhecimento de vanguarda tecnológica na área de pavimentação.

À *Universidad Industrial de Santander* (UIS), Colômbia, pela representatividade neste momento importante de minha vida, a partir da disponibilização do Prof. Dr. Eduardo Alberto CASTAÑEDA Pinzon, para participação na banca examinadora.

Ao Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento (CNPq), pelo apoio financeiro concedido através da bolsa de estudos.

A todos que de alguma forma ajudaram a tornar realidade não apenas mais um sonho, mas a continuidade de um crescimento pessoal e profissional.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE ABREVIACÕES</b>	xvi
<b>LISTA DE FIGURAS</b>	xix
<b>LISTA DE TABELAS</b>	xxx
<b>RESUMO</b>	xxxiii
<b>ABSTRACT</b>	xxxiv
<b>RÉSUMÉ</b>	xxxv
<b>RESUMEN</b>	xxxvi
<b>CAPÍTULO 1</b>	
<b>INTRODUÇÃO</b>	01
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	01
1.2. OBJETIVOS DA PESQUISA	02
1.2.1. Objetivo Geral	02
1.2.2. Objetivos Específicos	03
1.3. PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO	04
1.4. DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA	07
1.5. RELEVÂNCIA DO TEMA: JUSTIFICATIVAS	07
1.6. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	10
<b>CAPÍTULO 2</b>	
<b>MISTURAS ASFÁLTICAS</b>	12
2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	12
2.2. PROPRIEDADES FUNDAMENTAIS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	15
2.2.1. Linearidade	15
2.2.2. Homogeneidade	17
2.2.3. Isotropia	17
2.3. COMPORTAMENTO REOLÓGICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	18
2.3.1. Domínio Temporal	18
2.3.1.1. Comportamento Elástico	19

2.3.1.2. Comportamento Viscoelástico	20
2.3.1.3. Comportamento Viscoelástico Linear (VEL)	21
2.3.1.4. Função de Relaxação	22
2.3.1.5. Função de Fluência	24
2.3.2. Modelos Reológicos no Domínio Temporal de Solicitação	26
2.3.2.1. Modelo de Maxwell	27
2.3.2.2. Modelo de Kelvin-Voigt	29
2.3.3. Domínio Freqüencial	32

### **CAPÍTULO 3**

<b>MÓDULO COMPLEXO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS</b>	34
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	34
3.2. PRINCIPAIS ENSAIOS DE MÓDULO COMPLEXO	37
3.3. REPRESENTAÇÕES GRÁFICAS DO MÓDULO COMPLEXO	42
3.4. MODELOS REOLÓGICOS NO DOMÍNIO FREQUÊNCIAL DE SOLICITAÇÃO	50
3.4.1. Modelo de Huet	50
3.4.2. Modelo de Huet-Sayegh	55

### **CAPÍTULO 4**

<b>FADIGA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS</b>	58
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	58
4.2. CARACTERIZAÇÃO DO FENÔMENO DA FADIGA	59
4.3. MODO OPERATÓRIO DE SOLICITAÇÃO	60
4.4. FORMA DO SINAL DE SOLICITAÇÃO	66
4.5. DISPERSÃO DOS RESULTADOS	68
4.6. ÂNGULO DE FASE	69
4.7. CRITÉRIOS DE RUPTURA	70
4.8. REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO ENSAIO DE FADIGA	71

## **CAPÍTULO 5**

### **FATORES INFLUENTES NO MÓDULO COMPLEXO E NA FADIGA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS**

	74
5.1. ESFORÇOS SOLICITANTES DO TRÁFEGO	74
5.2. TEMPERATURA	80
5.3. FREQUÊNCIA	88
5.4. FORMA DO GRANULAR E CURVA GRANULOMÉTRICA	89
5.5. COMPACIDADE E TEOR DE VAZIOS	92
5.6. TEOR E NATUREZA DOS FINOS	93
5.7. TEOR DE LIGANTE BETUMINOSO	95
5.8. NATUREZA DO LIGANTE BETUMINOSO	96
5.9. AUTO-REPARAÇÃO	99
5.10. TIXOTROPIA	100

## **CAPÍTULO 6**

### **EFEITO DA AÇÃO DA ÁGUA SOBRE AS MISTURAS ASFÁLTICAS**

	102
6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	102
6.2. INTERAÇÃO GRANULAR-BETUME	103
6.2.1. Adesividade Ativa	104
6.2.2. Adesividade Passiva	110
6.3. EFEITO DA AÇÃO DA ÁGUA SOBRE AS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	114

## **CAPÍTULO 7**

### **MATERIAIS E CURVAS GRANULOMÉTRICAS**

	128
7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	128
7.2. MATERIAIS UTILIZADOS	128
7.2.1. Brita	129
7.2.2. Calcário	130
7.2.3. Ligante Betuminoso	132

7.3. INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DOS FÍLERES NAS PROPRIEDADES ORIGINAIS DOS LIGANTES BETUMINOSOS	135
7.3.1. Granulometria a Laser	141
7.3.2. Microscopia Eletrônica por Varredura	143
7.3.3. Ponto de Amolecimento Anel e Bola	144
7.3.4. Penetração	148
7.3.5. Adesividade	148
7.4. CURVAS GRANULOMÉTRICAS	153

## **CAPÍTULO 8**

<b>METODOLOGIA DOS ENSAIOS LABORATORIAIS</b>	163
8.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	163
8.2. DIRETRIZES PRELIMINARES PARA A FORMULAÇÃO DE NOVAS MISTURAS ASFÁLTICAS	165
8.3. NÍVEIS DE AVALIAÇÃO PARA SELEÇÃO DE NOVAS FORMULAÇÕES	170
8.4. ENSAIO DA PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA	173
8.5. ENSAIO DE DURIEZ	177
8.6. ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	184
8.7. ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO	190
8.8. ENSAIO DE FADIGA	195
8.9. EQUIPAMENTO E SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS DOS ENSAIOS DE MÓDULO COMPLEXO E FADIGA	197
8.10. ENSAIO MARSHALL	202
8.11. ENSAIO LOTTMAN MODIFICADO	205
8.12. ENSAIO DE MANCHA DE AREIA	207
8.13. ENSAIO DE DRENABILIDADE	210

## **CAPÍTULO 9**

<b>RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS LABORATORIAIS</b>	212
9.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	212
9.2. ENSAIO MARSHALL	213
9.3. ENSAIO DA PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA	222
9.4. ENSAIO DE DURIEZ	227
9.5. ENSAIO LOTTMAN MODIFICADO	232
9.6. ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	237
9.7. ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO	241
9.8. ENSAIO DE FADIGA	265
9.9. ENSAIO DE MANCHA DE AREIA	280
9.10. ENSAIO DE DRENABILIDADE	282
9.11. DIMENSIONAMENTO	282

## **CAPÍTULO 10**

<b>CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS</b>	295
10.1. CONCLUSÕES	295
10.2. PERSPECTIVAS	300

<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	302
-----------------------------------	-----

## **ANEXOS**

ANEXO A - REPRESENTAÇÕES GRÁFICAS DOS ENSAIOS DE MÓDULO COMPLEXO	310
ANEXO B - PLANO COLE-COLE E ESPAÇO DE BLACK AJUSTADOS AO MODELO DE HUET-SAYEGH	319
ANEXO C - DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE PARTIDA DO PAVIMENTO PELA METODOLOGIA SETRA-LCPC	324



## LISTA DE ABREVIações

AASHTO	- American Association of State Highway and Transportation Officials
ABCM	- Associação Brasileira de Ciências Mecânicas
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
a.C.	- antes de Cristo
AR	- Bearing Capacity of the Planned Surface
ASTM	- American Standard for Testing and Materials
ATASC	- Atividades de Asfalto e Concreto
BBSG	- Béton Bitumineux Semi-Grenus
BGS	- Brita Graduada Simples
CAP	- Cimento Asfáltico de Petróleo
CIBRASA	- Cimento do Brasil Sociedade Anônima
CPRM	- Companhia de Pesquisas em Recursos Minerais
CT	- Curva Teórica
CTB	- Curva Teórica com Brita
CTBPC	- Curva Teórica com Brita e Pó Calcário
DNER	- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DPM	- Departamento de Petrologia e Metalogenia
EL	- Elástico-Linear
EPUSP	- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
ES	- Especificação de Serviço
et al	- e outros
EUA	- Estados Unidos da América
INPE	- Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais
IP	- Índice de Pfeiffer e Van Doormaal
ITT	- Indirect Tensile Test
IUGS	- International Union of Geological Science
LCM	- Laboratório de Caracterização de Micropartículas
LCPC	- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

LCT	- Laboratório de Caracterização Tecnológica
LPC	- Laboratoire des Ponts et Chaussées
LTP	- Laboratório de Técnicas de Pavimentação
ME	- Método de Ensaio
MEA	- Massa Específica Aparente
MEV	- Microscopia Eletrônica de Varredura
MTS	- Material Testing System
MV <sub>a</sub>	- Massa Volumétrica Aparente
MV <sub>hid</sub>	- Massa Volumétrica Hidrostática
MVR	- Massa Específica Volumétrica Real da Mistura Asfáltica
MVR <sub>g</sub>	- Massa Específica Volumétrica Real do Granular
NBR	- Norma Brasileira
NDOT	- Nevada Department of Transportation
NE	- Número de Eixos Equivalentes
NF	- Norme Française
PB	- Point Bending
PCG	- Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória
PSI	- Present Serviceability Index
PST	- Top Part of the Earthworks
RBV	- Relação Betume-Vazios
Rosdornii	- Russia Road Institute
RRT	- Resistência Residual à Tração
RT	- Resistência à Tração (indireta)
S.A.	- Sociedade Anônima
SETRA	- Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
SGP	- Sistema de Gerência de Pavimentos
SHRP	- Strategic Highway Research Program
SSA	- Specific Surface Area
T/C	- Tração/Compressão
TL <sub>int</sub>	- Teor de Ligante Interno
TL <sub>ext</sub>	- Teor de Ligante Externo

$T_R$	- Temperatura de Referência
UFSC	- Universidade Federal de Santa Catarina
UNESP	- Universidade Estadual de São Paulo
USD	- Universal Sorption Device
VAM	- Vazios do Agregado Mineral
VEL	- Viscoelástico Linear
VMDA	- Volume Médio Diário Anual
WSDOT	- Washington State Department of Transportation

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 -	Matriz de ensaios da pesquisa	06
Figura 2.1 -	Desenho esquemático de uma estrutura de pavimento flexível (HAMLAT, 2007)	12
Figura 2.2 -	Curvas de carga e descarga para um comportamento elástico linear e não-linear	20
Figura 2.3 -	Resposta do material viscoelástico à: (a) deformação e (b) tensão	21
Figura 2.4 -	Representação gráfica da função de relaxação	23
Figura 2.5 -	Representação gráfica da função de fluência	25
Figura 2.6 -	Modelo de Maxwell	27
Figura 2.7 -	Representação gráfica do ensaio de relaxação com base no princípio do modelo de Maxwell	28
Figura 2.8 -	Modelo de Maxwell generalizado	29
Figura 2.9 -	Representação gráfica do ensaio de relaxação com base no princípio do modelo de Maxwell generalizado	29
Figura 2.10 -	Modelo de Kelvin-Voigt	30
Figura 2.11 -	Representação gráfica do ensaio de fluência com base no princípio do modelo de Kelvin-Voigt	31
Figura 2.12 -	Modelo de Kelvin-Voigt generalizado	32
Figura 2.13 -	Representação gráfica do ensaio de fluência com base no princípio do modelo de Kelvin-Voigt generalizado	32
Figura 3.1 -	Solicitação senoidal e defasagem $\varphi$ da resposta dos materiais viscoelásticos	35
Figura 3.2 -	Perfil trapezoidal dos corpos de prova (HUET, 1963)	41
Figura 3.3 -	Curvas isócronas do módulo complexo	43
Figura 3.4 -	Curvas isotérmicas do módulo complexo	44
Figura 3.5 -	Curva de equivalência frequência-temperatura ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ )	45
Figura 3.6 -	Translação das curvas isotérmicas pelo método gráfico (MOMM, 1998)	47

Figura 3.7 -	Plano Cole-Cole do módulo complexo e função <i>Damping</i>	48
Figura 3.8 -	Espaço de Black do módulo complexo	49
Figura 3.9 -	Modelo de HUET (1963)	51
Figura 3.10 -	Calagem no plano Cole-Cole entre o modelo de HUET (1963) e os valores medidos experimentalmente (HECK, 2001)	53
Figura 3.11 -	Calagem no espaço de Black entre o modelo de HUET (1963) e os valores medidos experimentalmente (HECK, 2001)	54
Figura 3.12 -	Modelo de Huet-SAYEGH (1965)	55
Figura 3.13 -	Calagem no espaço de Black entre o modelo de Huet-SAYEGH (1965) e os valores medidos experimentalmente (HECK, 2001)	57
Figura 4.1 -	Sinal de deformação longitudinal medido na base da camada betuminosa de rolamento sob a passagem de carregamento (De La ROCHE e ODEON, 1993)	59
Figura 4.2 -	Evolução da força durante um ensaio executado com o controle do deslocamento	61
Figura 4.3 -	Evolução do deslocamento durante um ensaio executado com o controle da força	61
Figura 4.4 -	Deformações calculadas para $10^6$ ciclos ( $\epsilon_6$ ) para a campanha interlaboratorial RILEM (com 95% de confiança) (DI BENEDETTO et al, 2003)	64
Figura 4.5 -	Evolução das 3 fases durante os ensaios de fadiga	65
Figura 4.6 -	Formas do sinal de solicitação: (a) senoidal, (b) haversenoidal, (c) carregamento cíclico (impulso) e, (d) retangular (impulso) (SAÏD, 1988)	67
Figura 4.7 -	Superposição dos sinais de deformação (a) longitudinal e (b) transversal à modelização matemática com Séries de Fourier obtidos na base das camadas de rolamento e de ligação betuminosas (PERRET, 2003)	68

Figura 4.8 -	Variação do ângulo de fase durante ensaios de fadiga executados com o controle do deslocamento a 10°C e 20°C (DIAKHATE, 2007)	70
Figura 4.9 -	Curva de Wöhler	71
Figura 4.10 -	Representação gráfica de uma curva de fadiga calculada conforme os procedimentos normativos franceses (MOMM, 1998)	72
Figura 5.1 -	Efeito acumulado da temperatura e da velocidade de carregamento nas deformações das camadas de rolamento e de base betuminosas (HECK, 2001)	76
Figura 5.2 -	Esquema prático da mudança de sinal (rotação) das tensões principais nas camadas subjacentes dos pavimentos (materiais granulares não tratados) (EL ABD, 2006)	77
Figura 5.3 -	Definição da distância entre os picos de compressão durante a inversão de sinal sob carregamento dinâmico (PERRET, 2003)	79
Figura 5.4 -	Curvas de fadiga obtidas dos ensaios 4PB para temperaturas entre 5°C e 25°C (TAYEBALI et al, 1994)	82
Figura 5.5 -	Curvas de fadiga para diferentes temperaturas (DOMEK, 2005)	83
Figura 5.6 -	Variação da rigidez relativa em função da temperatura durante ensaios de fadiga executados a 2PB com o controle do deslocamento (DOMEK, 2005)	84
Figura 5.7 -	Evolução do campo de temperatura medido por termografia infravermelha à temperatura ambiente, 25Hz, $\varepsilon = 385 \times 10^{-6}$ (BODIN, 2002)	86
Figura 5.8 -	Evolução do campo de temperatura demodulada medido por termografia infravermelha à temperatura ambiente, 25Hz, $\varepsilon = 385 \times 10^{-6}$ (BODIN, 2002)	87
Figura 6.1 -	Percurso da água nas misturas asfálticas (CASTAÑEDA, 2004)	103

Figura 6.2 -	Molhagem de um sólido por um líquido (CASTAÑEDA, 2004)	106
Figura 6.3 -	Estágios de molhagem de um sólido por um líquido (CASTAÑEDA, 2004)	106
Figura 6.4 -	Superfícies de falha das uniões adesivas (CASTAÑEDA, 2004)	111
Figura 6.5 -	Processo de sorção de umidade em uma película de ligante betuminoso (CHENG et al, 2003)	115
Figura 6.6 -	Módulo de resiliência de amostras extraídas de campo submetidas a ciclos de condicionamento, com e sem tratamento de agregados calcários (SEBAALY et al, 2003)	117
Figura 6.7 -	Evolução do módulo de rigidez complexo $IE^*I$ no espaço de Black da degradação da mistura MD-6. Medidas do módulo complexo a 20°C, com freqüências de 1Hz, 3Hz, 10Hz, 25Hz, 30Hz, 40Hz (CASTAÑEDA, 2004)	119
Figura 6.8 -	Evolução do módulo de rigidez complexo $IE^*I$ da mistura MD-6 após ciclos de imersão e secagem a 60°C. Medidas de módulo realizadas a 20°C, com freqüências de 1Hz, 3Hz, 10Hz, 25Hz, 30Hz, 40Hz (CASTAÑEDA, 2004)	119
Figura 6.9 -	Resultados da sensibilidade à ação da água (degradação) e de recuperação do módulo resiliente após secagem (linha contínua - após imersão em água; linha tracejada - recuperação após secagem). Ensaio executado a 60°C (CASTAÑEDA, 2004)	120
Figura 6.10 -	Imagens capturadas nas interfaces do sistema granular-betume após condicionamento dos corpos de prova durante os ensaios de módulo complexo a: (a) 24h de imersão e 96h de secagem, (b) 24 de imersão e 12 horas de secagem e, (c) 120h de imersão (CASTAÑEDA, 2004)	122
Figura 6.11 -	Fases do processo de recuperação das misturas asfálticas (TRIBOULET, 2003)	123
Figura 7.1 -	Brita granítica: (a) fração grossa e (b) fíler	129

Figura 7.2 -	Calcário finamente pulverizado (fíler)	131
Figura 7.3 -	Curva de viscosidade Saybolt-Furol do CAP 50/70 (LUBNOR)	134
Figura 7.4 -	Distribuição granulométrica do fíler pó calcário	142
Figura 7.5 -	Distribuição granulométrica do fíler pó de brita	142
Figura 7.6 -	Imagem microscópica dos grãos do pó calcário com ampliação em 63 (a) e 60 (b) vezes	143
Figura 7.7 -	Imagem microscópica dos grãos do pó de brita com ampliação em (a) e (b) 180 vezes	143
Figura 7.8 -	Aspecto da adesividade dos sistemas granular-betume e granular-mástique: (a) com o ligante betuminoso em estado puro e após a adição de 6% de pó de brita, e (b) após a adição de 6% de pó calcário	149
Figura 7.9 -	Distribuição granulométrica dos materiais utilizados (BARRA, 2005)	154
Figura 7.10 -	Afundamento nas trilhas de roda das misturas asfálticas (BARRA, 2005)	156
Figura 7.11 -	Curvas granulométricas teóricas utilizadas na pesquisa	157
Figura 7.12 -	Superposição das curvas granulométricas CTB e CTBPC à curva de partida de uma mistura do tipo BBSG 0/14mm	159
Figura 7.13 -	Superposição das curvas granulométricas CTB e CTBPC à curva de partida de uma mistura do tipo BBSG 0/14mm, após ajustes nas percentagens das aberturas de peneiras de 4,0mm e de 6,3mm	160
Figura 7.14 -	Enquadramento das curvas granulométricas CTB e CTBPC, em relação à faixa C do DNIT	162
Figura 8.1 -	Procedimento para determinação da massa específica volumétrica real dos granulares e das misturas asfálticas sob pressão a vácuo	169
Figura 8.2 -	Seqüência dos níveis de formulação e respectivos ensaios (MANUEL LPC, 2007)	172



Figura 8.3 -	(a) Prensa de Compactação Giratória (PCG-3) e (b) princípio do processo de compactação das misturas asfálticas, LCPC (2009)	173
Figura 8.4 -	Exemplo do gráfico para verificação da conformidade da compacidade das misturas asfálticas (LCPC, 2009)	176
Figura 8.5 -	Moldes de aço para compactação das misturas asfálticas	178
Figura 8.6 -	Processos de (a) compactação por duplo pistão e, de (b) desmoldagem dos corpos de prova	179
Figura 8.7 -	Corpos de prova após desmoldagem durante o período de cura	180
Figura 8.8 -	Corpos de prova condicionados em câmara térmica (18°C e umidade relativa do ar a 50% ± 10%)	181
Figura 8.9 -	Corpos de prova condicionados sob imersão na água: (a) durante o processo de saturação a vácuo e, (b) imersos na água a 18°C em câmara térmica	182
Figura 8.10 -	Corpo de prova durante o processo de ruptura à compressão simples	183
Figura 8.11 -	Placas de misturas asfálticas (a) durante a moldagem na mesa compactadora e, (b) após o processo de moldagem	184
Figura 8.12 -	Máquina de deformação permanente	185
Figura 8.13 -	Sonda térmica para monitoramento da temperatura da placa durante o ensaio	186
Figura 8.14 -	Desenho esquemático da zona de transiência da carga solicitante da máquina de deformação permanente e os respectivos pontos de leitura das deformações na placa	186
Figura 8.15 -	Placas de misturas asfálticas (a) durante e, (b) após o processo de compactação	189
Figura 8.16 -	Misturas asfálticas (a) durante o processo de serragem das placas e, (b) corpos de prova trapezoidais obtidos	190
Figura 8.17 -	Eixos excêntricos interligados ao rotor do motor da máquina	191

Figura 8.18 -	Suporte para colagem dos corpos de prova	193
Figura 8.19 -	Corpos de prova (a) após fixação e, (b) durante a fase de climatização, na câmara térmica da máquina de módulo complexo	194
Figura 8.20 -	Massa móvel do equipamento	194
Figura 8.21 -	Exemplo de corpo de prova (esquerda) rejeitado e (direita) aceito, de acordo com a zona de ruptura após os ensaios de fadiga	196
Figura 8.22 -	Máquina para execução dos ensaios de módulo complexo e de fadiga (primeiro protótipo projetado e desenvolvido no Brasil, Laboratório de Pavimentação da UFSC)	198
Figura 8.23 -	Composição do equipamento: (a) unidade de refrigeração, (b) sistema evaporador e, (c) unidade de aquecimento	199
Figura 8.24 -	Acessórios do equipamento: (a) controlador digital de temperatura e, (b) sensor térmico	200
Figura 8.25 -	Inversor de frequência	200
Figura 8.26 -	Sensor de efeito Hall e célula de carga	201
Figura 8.27 -	Sistema de aquisição de dados: (a) cabos de saída da célula de carga e do sensor de efeito Hall, e (b) sistema de aquisição de dados interligado aos cabos de saída da máquina	202
Figura 8.28 -	Corpos de prova Marshall	203
Figura 8.29 -	Compactador Marshall automático	203
Figura 8.30 -	Prensa Marshall	204
Figura 8.31 -	Medição da macrotextura sobre a superfície de uma placa de mistura asfáltica com o ensaio da mancha de areia	208
Figura 8.32 -	Drenômetro	211
Figura 9.1 -	Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura asfáltica CTB: (a) Massa Específica Aparente (MEA), (b) Estabilidade, (c) Percentagem de Vazios, (d) Relação Betume/Vazios (RBV), (e) Fluência e, (f) Vazios do Agregado Mineral (VAM)	220

Figura 9.2 -	Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura asfáltica CTBPC: (a) Massa Específica Aparente (MEA), (b) Estabilidade, (c) Percentagem de Vazios, (d) Relação Betume/Vazios (RBV), (e) Fluência e, (f) Vazios do Agregado Mineral (VAM)	221
Figura 9.3 -	Moldes cilíndricos com diâmetro de 150,0mm ± 0,1mm	223
Figura 9.4 -	Sistema de aquisição de dados da PCG-3	224
Figura 9.5 -	Corpos de prova moldados na PCG-3	225
Figura 9.6 -	Representação gráfica dos resultados dos ensaios da PCG-3	226
Figura 9.7 -	Corpos de prova (a) antes e (b) após a ruptura	230
Figura 9.8 -	Aspecto geral observado nas faces de ruptura da misturas asfálticas CTB e CTBPC condicionadas (a) a seco e (b) sob imersão na água	232
Figura 9.9 -	Histograma dos resultados da RT das misturas asfálticas	234
Figura 9.10 -	Histograma dos resultados da RRT das misturas asfálticas	235
Figura 9.11 -	Faces de ruptura dos corpos de prova das misturas asfálticas (a) não condicionadas e (b) condicionadas	237
Figura 9.12 -	Determinação da $MV_{hid}$ das placas de misturas asfálticas	238
Figura 9.13 -	Placas das misturas asfálticas (a) durante e (b) após o procedimento de serragem	239
Figura 9.14 -	Afundamentos na trilha de roda das misturas asfálticas CTB e CTBPC	240
Figura 9.15 -	Corpos de prova durante os ciclos de (a) imersão na água e de (b) secagem em estufa, ambos executados a 60°C	243
Figura 9.16 -	Procedimento de saturação dos corpos de prova sob pressão de vácuo	244
Figura 9.17 -	Desenho esquemático do equipamento para saturação dos corpos de prova	245
Figura 9.18 -	Visão geral do equipamento instalado na máquina pouco antes da realização dos ensaios	246

Figura 9.19 -	Curva de equivalência freqüência-temperatura da mistura asfáltica CTB <sub>SECA</sub> ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ )	252
Figura 9.20 -	Curva de equivalência freqüência-temperatura da mistura asfáltica CTBPC <sub>SECA</sub> ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ )	252
Figura 9.21 -	Superposição das curvas de equivalência freqüência-temperatura das misturas CTB <sub>SECA</sub> e CTBPC <sub>SECA</sub> ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ )	253
Figura 9.22 -	Curva de equivalência freqüência-temperatura da mistura asfáltica CTB <sub>CICLADA</sub> ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ )	253
Figura 9.23 -	Curva de equivalência freqüência-temperatura da mistura asfáltica CTBPC <sub>CICLADA</sub> ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ )	254
Figura 9.24 -	Superposição das curvas de equivalência freqüência-temperatura das misturas CTB <sub>CICLADA</sub> e CTBPC <sub>CICLADA</sub> ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ )	254
Figura 9.25 -	Superposição das curvas de equivalência freqüência-temperatura das misturas CTB <sub>SECA</sub> , CTBPC <sub>SECA</sub> , CTB <sub>CICLADA</sub> e CTBPC <sub>CICLADA</sub> ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ )	255
Figura 9.26 -	Exemplo do endurecimento do ligante betuminoso após condicionamento alternado (componentes elástica $E_1$ e viscosa $E_2$ do IE* $I$ determinadas a $15^\circ\text{C}$ e 10Hz)	257
Figura 9.27 -	Planos Cole-Cole experimentais, ajustados ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para as misturas asfálticas CTB <sub>SECA</sub> e CTBPC <sub>SECA</sub>	259
Figura 9.28 -	Planos Cole-Cole experimentais, ajustados ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para as misturas asfálticas CTB <sub>CICLADA</sub> e CTBPC <sub>CICLADA</sub>	259
Figura 9.29 -	Superposição dos Planos Cole-Cole das misturas asfálticas CTB <sub>SECA</sub> , CTBPC <sub>SECA</sub> , CTB <sub>CICLADA</sub> e CTBPC <sub>CICLADA</sub> , de acordo com o modelo de Huet-SAYEGH (1965)	260
Figura 9.30 -	Espaços de Black experimentais, ajustados ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para as misturas asfálticas CTB <sub>SECA</sub> e CTBPC <sub>SECA</sub>	260

Figura 9.31 -	Espaços de Black experimentais, ajustados ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para as misturas asfálticas $CTB_{CICLADA}$ e $CTBPC_{CICLADA}$	261
Figura 9.32 -	Superposição dos Espaços de Black das misturas asfálticas $CTB_{SECA}$ , $CTBPC_{SECA}$ , $CTB_{CICLADA}$ e $CTBPC_{CICLADA}$ , de acordo com o modelo de Huet-SAYEGH (1965)	261
Figura 9.33 -	Curva de fadiga da mistura asfáltica $CTB_{SECA}$	267
Figura 9.34 -	Curva de fadiga da mistura asfáltica $CTBPC_{SECA}$	268
Figura 9.35 -	Curva de fadiga da mistura asfáltica $CTB_{IMERSA}$	268
Figura 9.36 -	Curva de fadiga da mistura asfáltica $CTBPC_{IMERSA}$	269
Figura 9.37 -	Curva de fadiga da mistura asfáltica $CTB_{CICLADA}$	269
Figura 9.38 -	Curva de fadiga da mistura asfáltica $CTBPC_{CICLADA}$	270
Figura 9.39 -	Deformações calculadas para $10^6$ ciclos ( $\epsilon_6$ ) em todas as etapas dos ensaios de fadiga, para as misturas asfálticas $CTB$ e $CTBPC$	271
Figura 9.40 -	Faces de ruptura dos corpos de prova: (a) descolamento da película de ligante betuminoso no entorno dos granulares, (b) ruptura das partículas dos granulares, (c) ruptura no entorno dos granulares e das partículas e, (d) ruptura na película de ligante betuminoso	274
Figura 9.41 -	Exemplo da evolução das três fases do fenômeno de fadiga e do ângulo de fase $\varphi$ ( $\epsilon = 180 \times 10^{-6}$ )	276
Figura 9.42 -	Ângulo de fase $\varphi$ na condição de ensaio executada a seco, para a mistura $CTB_{SECA}$ ( $\epsilon = 150 \times 10^{-6}$ )	277
Figura 9.43 -	Ângulo de fase $\varphi$ na condição de ensaio executada após prévio condicionamento alternado, para a mistura $CTB_{CICLADA}$ ( $\epsilon = 150 \times 10^{-6}$ )	278
Figura 9.44 -	Ângulo de fase $\varphi$ na condição de ensaio executada a seco, para a mistura $CTBPC_{SECA}$ ( $\epsilon = 150 \times 10^{-6}$ )	278

Figura 9.45 -	Ângulo de fase $\varphi$ na condição de ensaio executada após prévio condicionamento alternado, para a mistura CTBPC <sub>CICLADA</sub> ( $\epsilon = 150 \times 10^{-6}$ )	279
Figura 9.46 -	Deformações de tração ( $\epsilon_t$ ) obtidas na base das camadas betuminosas durante as etapas de dimensionamento, em relação aos valores admissíveis (barras hachuradas)	291
Figura 9.47 -	Estrutura final do pavimento composto com a mistura asfáltica CTB <sub>SECA</sub>	293
Figura 9.48 -	Estrutura final do pavimento composto com a mistura asfáltica CTBPC <sub>SECA</sub>	294
Figura 9.49 -	Estrutura final do pavimento composto com a mistura asfáltica CTB <sub>CICLADA</sub>	294
Figura 9.50 -	Estrutura final do pavimento composto com a mistura asfáltica CTBPC <sub>CICLADA</sub>	294

**LISTA DE TABELAS**

Tabela 3.1 -	Diferentes ensaios de módulo complexo (De La ROCHE, 1996)	39
Tabela 7.1 -	Principais características do ligante betuminoso	133
Tabela 7.2 -	Resultados dos ensaios de ponto de amolecimento anel e bola dos mástiques	145
Tabela 7.3 -	Resultados dos ensaios de penetração dos mástiques	148
Tabela 7.4 -	Composição das frações dos granulares da curva teórica CT2 (BARRA, 2005)	153
Tabela 7.5 -	Distribuição granulométrica dos materiais utilizados (BARRA, 2005)	154
Tabela 7.6 -	Diretrizes para formular uma curva granulométrica de partida de uma mistura do tipo BBSG 0/14mm (MANUEL LPC, 2007)	159
Tabela 7.7 -	Faixa C do DNIT (DNIT-ES 031/06, 2006)	161
Tabela 8.1 -	Classes de tráfego segundo a metodologia francesa (GUIDE TECHNIQUE ,1997)	171
Tabela 8.2 -	Valores limites especificados para os parâmetros de análise da metodologia Marshall	205
Tabela 8.3 -	Classes de textura superficial em função da altura da mancha de areia (PASQUET, 1968)	209
Tabela 9.1 -	Massa específica volumétrica real (MVR) das misturas asfálticas CTB e CTBPC	216
Tabela 9.2 -	Massa específica volumétrica real (MVR) das misturas asfálticas CTB e CTBPC da nova curva de dosagem	218
Tabela 9.3 -	Parâmetros de análise do Ensaio Marshall	219
Tabela 9.4 -	Resultados dos ensaios da PCG-3	226
Tabela 9.5 -	Massas específicas e teor de vazios determinados no ensaio de Duriez	229
Tabela 9.6 -	Resistência à compressão simples e relação r/R determinadas no ensaio de Duriez	230

Tabela 9.7 -	Resultados da RT e da RRT das misturas asfálticas	234
Tabela 9.8 -	Resultados dos ensaios de deformação permanente das misturas asfálticas CTB e CTBPC	239
Tabela 9.9 -	Resultados do módulo complexo da mistura asfáltica CTB <sub>SECA</sub>	248
Tabela 9.10 -	Resultados do módulo complexo da mistura asfáltica CTBPC <sub>SECA</sub>	249
Tabela 9.11 -	Resultados do módulo complexo da mistura asfáltica CTB <sub>CICLADA</sub>	250
Tabela 9.12 -	Resultados do módulo complexo da mistura asfáltica CTBPC <sub>CICLADA</sub>	251
Tabela 9.13 -	Parâmetros do comportamento reológico das misturas asfálticas CTB <sub>SECA</sub> e CTBPC <sub>SECA</sub> definidos com base no ajuste do modelo de Huet-SAYEGH (1965)	258
Tabela 9.14 -	Parâmetros do comportamento reológico das misturas asfálticas CTB <sub>CICLADA</sub> e CTBPC <sub>CICLADA</sub> definidos com base no ajuste do modelo de Huet-SAYEGH (1965)	258
Tabela 9.15 -	Níveis de deformação escolhidos durante os ensaios de fadiga	267
Tabela 9.16 -	Deformações calculadas para $10^6$ ciclos ( $\epsilon_6$ ) e intervalo estatístico ( $\Delta\epsilon_6$ )	271
Tabela 9.17 -	Resultados das medições da altura de mancha de areia na superfície das misturas asfálticas CTB e CTBPC	281
Tabela 9.18 -	Resultados das medições da drenabilidade na superfície das misturas asfálticas CTB e CTBPC	282
Tabela 9.19 -	Parâmetros determinados para as misturas asfálticas CTB e CTBPC	285
Tabela 9.20 -	Espessura das camadas da estrutura de partida do pavimento	286
Tabela 9.21 -	Deformações dos materiais para a estrutura de partida do pavimento composta com as misturas asfálticas CTB <sub>SECA</sub> , CTBPC <sub>SECA</sub> , CTB <sub>CICLADA</sub> e, CTBPC <sub>CICLADA</sub>	287



Tabela 9.22 -	Deformações dos materiais para as estruturas finais dos pavimentos compostas com as misturas asfálticas CTB <sub>SECA</sub> , CTBPC <sub>SECA</sub> , CTB <sub>CICLADA</sub> e, CTBPC <sub>CICLADA</sub>	290
Tabela 9.23 -	Resumo das deformações de tração ( $\epsilon_t$ ) obtidas na base das camadas betuminosas durante as etapas de dimensionamento, em relação aos valores admissíveis	291

## RESUMO

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar a ação da água no módulo complexo e na fadiga de misturas asfálticas, formuladas com graduação densa. A distribuição percentual das frações granulares que compõem os esqueletos minerais foi calculada com a utilização da Equação de *Fuller* ou *Talbot*, ou seja, a partir de um procedimento racional. A distinção estabelecida quanto à composição das misturas asfálticas compreendeu a natureza dos materiais destinados às frações passantes e retidas na peneira de abertura 0,075mm, quais sejam: pó de brita e pó calcário. A avaliação das misturas asfálticas selecionadas para teste foi procedida com base nos critérios normativos franceses, devido os procedimentos executivos simularem a aplicação das cargas solicitantes da maneira mais próxima que ocorre no campo. Além disso, apresentam uma estreita relação campo-laboratório que confere credibilidade aos resultados obtidos. Para alcançar o objetivo mencionado, os seguintes ensaios foram executados: prensa de compactação por cisalhamento giratória (PCG), Duriez a 18°C, deformação permanente, módulo complexo e fadiga. Adicionalmente, foram executados os ensaios Marshall e Lottman modificado, como forma de comparação ao Ensaio da PCG quanto aos procedimentos de dosagem, assim como a compactação e, ao Ensaio de Duriez a 18°C, no que diz respeito à avaliação da ação da água, respectivamente. Os ensaios de módulo complexo foram realizados com as misturas asfálticas tanto em estado seco quanto após a submissão de prévio condicionamento (ciclos alternados de imersão na água e secagem em estufa a 60°C), enquanto os ensaios de fadiga foram procedidos da mesma forma que o de módulo complexo, porém, com a inclusão de uma etapa em que as amostras foram diretamente imersas na água, sem o citado prévio condicionamento alternado. Os resultados obtidos indicam que após os ciclos de secagem em estufa, precedidos dos ciclos de imersão na água (ambos a 60°C), ocorre um aumento do módulo de rigidez das misturas asfálticas, em função do endurecimento do ligante betuminoso. Todavia, este endurecimento é caracterizado pelo processo de envelhecimento do material, o que provoca uma sensível diminuição da resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas. Foram também observados descolamentos da película de ligante betuminoso nas interfaces do sistema granular-mástique. Ainda, o pó calcário quando comparado ao pó de brita, mostrou ter um comportamento ativo mais eficiente, levando em conta a análise global dos resultados obtidos. Estas condições abordadas foram bem evidenciadas em um dimensionamento simulado, tendo como base a metodologia francesa desenvolvida pelo *Sérvico d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA) em conjunto com o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), com o auxílio de ferramenta computacional de cálculo (EVERSTRESS 5.0). As diferentes formas de condicionamento dos corpos de prova desempenharam um papel relevante sobre o dimensionamento das estruturas de pavimento. O condicionamento alternado conduziu a um aumento muito significativo (mais de 20%) das espessuras das camadas betuminosas.

**Palavras-chave:** ação da água, misturas asfálticas densas, metodologia francesa de formulação e de dimensionamento, módulo complexo, fadiga, pó calcário, pó de brita.

## ABSTRACT

The main objective of this research is to evaluate the water action in the complex modulus and in the fatigue of dense hot asphalt mixes, formulated with dense gradation. The percent distribution of the granular fractions that compose the mineral skeletons was calculated with the use of Fuller's or Talbot's Equation, i.e., by a rational procedure. The difference established on the asphalt mixes composition comprised the nature of the materials concerned to the fractions passing by and retained on the sieve size of 0,075mm, such as: granitic and limestone powders. The evaluation of the asphalt mixes selected to be tested was based on the French standardized criteria, due to the executive procedures simulate the loading applications closest to the occurrence in the field. Furthermore, they have a narrow field-laboratory rate, which gives more reliability to the results obtained. For achieving the objective mentioned, the following tests: gyratory compacting shear press (PCG), Duriez at 18°C, rutting, complex modulus and fatigue. In addition, they were executed the Marshall and Modified Lottman tests, for comparing the dosage procedures with that of the PCG test, as well as the compacity results, and to the Duriez test at 18°C, regarding the evaluation of the water action, respectively. The complex modulus tests were executed with the asphalt mixes as in dry state as after have been submitted to a previous conditioning process (alternated cycles of immersion in water and heating into the stove at 60°C), while the fatigue tests were proceeded from the same way that those of complex modulus, with the inclusion of a stage in which the specimens were directly immersed in water, without the previous alternated conditioning mentioned earlier. The results obtained indicate that after the heating cycles into the stove, preceded of those of immersion in water (both at 60°C), there is an increase of the asphalt mixes' stiffness modulus, due to the hardening of the asphalt binder. However, this hardening is characterized by the aging process of the material, which causes a sensible reduction of the asphalt mixes' fatigue collapse resistance. It was also observed the detachment of the asphalt binder film from the interface of the granular-mastic systems. In addition, the limestone powder when compared to the granitic powder has shown the most efficient active behaviour, taking into account the overall analyses concerning the results obtained. These approached situations were well evidenced by a simulated design based on the French methodology developed by the *Sévice d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA) together with the *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), with the aid of a computerized calculus tool (EVERSTRESS 5.0). The different conditioning processes of the specimens have developed a relevant role on the pavement design. The previous alternated conditioning led to a very significant increase (up to 20%) of the thicknesses concerning the bituminous layers.

**Key-words:** water action, dense hot asphalt mixes, French methodology for designing asphalt mixes and pavement structures, complex modulus, fatigue, limestone powder, granitic powder.

## RÉSUMÉ

L'objectif principal de cette recherche est d'évaluer l'action de l'eau sur le module complexe et sur la fatigue des mélanges bitumineux, formulés selon une composition « dense ». La distribution des fractions granulaires, composant le squelette minéral a été calculée au moyen de l'Equation de Fuller ou Talbot, c'est à dire, selon une méthode rationnelle. La différence étudiée a porté sur la nature du filler des mélanges bitumineux (passant au tamis de 0,075mm), suivant qu'il s'agissait de filler granitique ou de calcaire. L'évaluation des mélanges bitumineux retenus, pour une caractérisation de leurs propriétés (d'état ou de composition, et de comportements mécaniques), s'est faite suivant la méthodologie de formulation et selon les critères performanciers, définies en France. En effet, ces méthodes d'étude en laboratoire s'avèrent pertinentes, pour simuler au plus près, les conditions de sollicitations rencontrées sur le chantier. Ils existent des relations étroites entre les caractéristiques de chantier et de laboratoire, autorisant une bonne fiabilité aux résultats obtenus. Les essais suivants ont été exécutés, dans le cadre de cette recherche: presse de compactage à cisaillement giratoire (PCG), Duriez à 18°C, omiérage, module complexe et fatigue. En complément, des essais Marshall et Lottman Modifié ont été exécutés, à titre de comparaison avec les méthodes pratiquées au Brésil, et avec l'essai à la PCG d'une part et l'essai Duriez, d'autre part. L'objectif recherché est d'examiner l'influence des principes d'essai, mais également des conditions de conservation des échantillons avant essai. Les essais de module complexe ont été exécutés sur des mélanges bitumineux à l'état sec et après un conditionnement préalable selon des cycles alternés d'immersion dans l'eau et de séchage dans l'étuve, à température constante de 60°C. Les éprouvettes pour les essais de fatigue ont été conditionnées selon ces mêmes procédures, une troisième modalité a été ajoutée, consistant à tester les échantillons en immersion dans l'eau, sans conditionnement spécifique préalable. Après les cycles d'humidification-séchage à 60°C, les résultats obtenus montrent un accroissement du module de rigidité des mélanges bitumineux, en raison de l'effet du durcissement du bitume. Ce durcissement caractéristique du vieillissement par oxydation provoque une sensible chute de la résistance à rupture par fatigue des mélanges bitumineux. Durant ces essais, il a aussi été observé des décollements du film de liant aux interfaces des systèmes avec les granulats et dans le mastic. Comparativement, le filler calcaire par rapport au filler granitique, conduit à un comportement actif plus efficace, vis-à-vis de l'ensemble des résultats obtenus. Les caractéristiques mécaniques (module et fatigue) ont été exploitées dans la méthode française de dimensionnement des chaussées, à partir d'un logiciel de calcul informatisé (EVERSTRESS 5.0). Les différents modes de conservation des corps d'épreuve, jouent un rôle très important sur le dimensionnement. La conservation par cycle humidification-séchage conduit à une augmentation très significative des épaisseurs de plus de 20%.

**Mots-clés:** action de l'eau, mélanges bitumineux denses, méthodologie française de formulation et de dimensionnement, module complexe, fatigue, filler calcaire, filler granitique.

## RESUMEN

El objetivo principal de esta pesquisa es evaluar la acción del agua en el módulo complejo y en la fatiga de mezclas asfálticas, formuladas con gradación densa. La distribución porcentual de las fracciones granulares que componen los esqueletos minerales fue calculada con la utilización de la ecuación de Fuller o Talbot, o sea, a partir de un procedimiento racional. La distinción establecida en cuanto a la composición de las mezclas asfálticas abarcó la naturaleza de los materiales destinados a las fracciones pasantes y retenidas en la pineda de 0,075 mm de abertura, las cuales eran: polvo de granito y polvo calcáreo. La evaluación de las mezclas asfálticas seleccionadas para ensayo fue procedida con base en los criterios normativos franceses, debido a los procedimientos ejecutivos simulan la aplicación de las cargas solicitantes de la manera más próxima a lo que ocurre en campo. Además, presentan una estrecha relación laboratorio-campo que confiere credibilidad a los resultados obtenidos. Para alcanzar el objetivo mencionado, los siguientes ensayos fueron ejecutados: prensa de compactación por cizallamiento giratorio (PCG), Duriez a 18°C, deformación permanente, módulo complejo y fatiga. Adicionalmente, fueron ejecutados los Ensayos Marshall y Lottman modificado, como forma de comparación al ensayo de la PCG en cuanto a los procedimientos de dosificación, así como la compactación, al Ensayo de Duriez a 18°C, en lo referente a la evaluación de la acción del agua, respectivamente. Los ensayos de módulo complejo fueron realizados con las mezclas asfálticas tanto en estado seco como después del condicionamiento previo (ciclos alternados de inmersión en el agua y secado en la estufa a 60°C), en cuanto a los ensayos de fatiga fueron procedidos de la misma forma que el del módulo complejo, sin embargo, con la inclusión de una etapa en que las muestras fueran directamente inmersas en el agua, sin el citado previo acondicionamiento alternado. Los resultados obtenidos indican que después de los ciclos de secado en estufa, precedidos de los ciclos de inmersión en el agua (ambos a 60°C), ocurre un aumento del módulo de rigidez de las mezclas asfálticas, en función del endurecimiento del material, lo que provoca una sensible disminución de la resistencia a la ruptura por fatiga de las mezclas asfálticas. Fueron también observados desprendimientos de la película de ligante betuminoso en las interfaces del sistema granular-mástique. Además, el polvo calcáreo cuando comparado al polvo de grava, mostró tener un comportamiento activo más eficiente, llevando en cuenta el análisis global de los resultados obtenidos. Estas condiciones abordadas fueron bien evidenciadas en un dimensionamiento simulado, teniendo como base la metodología francesa desarrollada por el *Sérvise d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA) en conjunto con el *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), con el auxilio de herramienta fundamental de cálculo (EVERSTRESS 5.0). Las diferentes formas de condicionamiento de las probetas desempeñaron un papel relevante sobre el dimensionamiento de las estructuras del pavimento. El condicionamiento alternado condujo a un aumento muy significativo (más del 20%) de los espesores de las capas asfálticas.

**Palabras-clave:** acción del agua, mezclas asfálticas densas, metodología francesa de formulación e de dimensionamiento, módulo complejo, fatiga, polvo calcáreo, polvo de granito.

## **CAPÍTULO 1**

### **INTRODUÇÃO**

#### **1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

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

De uma forma geral, as misturas asfálticas têm sido projetadas com o intuito de forjar uma camada de revestimento que possa suportar, na composição da estrutura do pavimento, os esforços provenientes da solicitação do tráfego e as condições intempéricas, no decorrer da vida útil determinada pelo projetista.

Quando a mistura asfáltica se degrada, seja em função das deformações permanentes, fissurações ou arrancamentos, as intervenções na estrutura são necessárias. Soma-se a estes fatores, a presença constante dos agentes intempéricos, estando incluída a ação deletérea da água, que contribui para o comprometimento do desempenho mecânico do pavimento ao longo de sua vida útil. Portanto, este fenômeno também deve ser considerado como parâmetro na avaliação do comportamento dos materiais, bem como nos projetos de dimensionamento.

Desta forma, nesta pesquisa são abordadas e desenvolvidas técnicas de avaliação do comportamento reológico e do desempenho mecânico de misturas asfálticas densas submetidas à ação da água, com base nos ensaios de módulo complexo e fadiga, executados à deformação controlada em modo contínuo, sob solicitações

com sinal senoidal de carregamento, de acordo com os critérios normativos instituídos pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), na França.

O caráter inovador desta pesquisa está relacionado ao desenvolvimento de estudos relativos à influência da ação da água no processo de ruptura por fadiga das misturas asfálticas, verificando os impactos no desempenho mecânico dos corpos de prova em situações de condicionamento sob imersão na água apenas e, sob imersão na água após prévio período de condicionamento alternado (imersão na água e secagem em estufa).

Neste contexto, as misturas asfálticas formuladas para esta pesquisa, foram submetidas a ensaios laboratoriais com base nas tecnologias disponíveis no Brasil e, em consonância aos critérios normativos mencionados anteriormente.

As avaliações foram complementadas com a utilização de ferramentas matemáticas (modelo reológico de Huet-SAYEGH, 1965) e computacionais de cálculo (EVERSTRESS 5.0; WSDOT, 1999), além da metodologia de dimensionamento desenvolvida pelo *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA) em conjunto com o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) (GUIDE TECHNIQUE, 1997), de modo a dar suporte às análises dos fenômenos observados, estabelecer conclusões e as perspectivas sobre as aplicações práticas adequadas dos materiais pesquisados.

## **1.2. OBJETIVOS DA PESQUISA**

### **1.2.1. Objetivo Geral**

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar o comportamento reológico e o desempenho mecânico de misturas asfálticas formuladas com graduação densa, em laboratório, quanto ao efeito da ação da água nos parâmetros de rigidez (módulo complexo) e no fenômeno da fadiga.

### 1.2.2. Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo geral desta pesquisa, os seguintes objetivos específicos são estabelecidos:

- Formular misturas asfálticas com graduação densa, a partir da aplicação da metodologia francesa desenvolvida para esta finalidade, compreendendo a mesma distribuição percentual das frações granulares que compõem os esqueletos minerais, calculadas sob procedimento racional e teórico, porém, com as seguintes distinções: uma composta apenas por granulares oriundos de rocha granítica e, outra com a substituição por pó calcário calcítico das frações retida e passante na peneira de abertura 0,075mm;
- Avaliar a influência da ação da água no comportamento reológico, bem como no desempenho mecânico das misturas asfálticas, sobretudo nos ensaios de módulo complexo e fadiga, comparando os resultados das situações de teste executadas a seco, sob imersão na água apenas e, sob imersão na água após prévio condicionamento alternado (imersão na água e secagem em estufa);
- Analisar a influência dos fileres pó de brita e pó calcário, utilizados na composição dos esqueletos minerais, sobre o comportamento reológico e o desempenho mecânico das misturas asfálticas, levando em conta as características mineralógicas, físicas e químicas;
- Verificar a evolução do comportamento reológico das misturas asfálticas, efetuando a calagem dos valores do módulo complexo determinados experimentalmente, a seco e sob imersão na água após prévio condicionamento alternado (imersão na água e secagem em estufa), em relação aos parâmetros do modelo de Huet-SAYEGH (1965);



- Utilizar a metodologia de dimensionamento francesa desenvolvida pelo *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA), em conjunto com o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) (GUIDE TECHNIQUE, 1997), para verificar o efeito da ação da água nas misturas asfálticas, em consonância à execução de um dimensionamento simulado das estruturas hipotéticas dos pavimentos, com o uso de ferramenta computacional de cálculo (EVERSTRESS 5.0; WSDOT, 1999), a partir dos resultados obtidos em laboratório nos ensaios de módulo complexo e fadiga, considerando as condições de teste executadas a seco e sob imersão na água após prévio condicionamento alternado (imersão na água e secagem em estufa).

### **1.3. PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO**

Para o desenvolvimento dos estudos laboratoriais das misturas asfálticas, foi realizada a seleção das jazidas para a coleta das amostras dos materiais (brita e pó calcário), tendo sido posteriormente executados os ensaios de caracterização e definidas as respectivas classificações geológica, mineralógica, química e física das suas ocorrências.

Conhecidas as propriedades mencionadas dos materiais selecionados, foi definido que a formulação das misturas asfálticas seria baseada nos parâmetros pertinentes à metodologia francesa, devido possuir critérios de avaliação rigorosos, a partir de técnicas e tecnologias de ensaios que possibilitam simular os esforços aplicados sobre os materiais, da maneira mais próxima possível às situações que ocorrem no campo. Além disso, possui uma relação campo-laboratório muito próxima, sendo um fator decisivo para garantir credibilidade aos resultados obtidos.

Desta forma, os ensaios escolhidos para avaliar o comportamento reológico e o desempenho mecânico das misturas asfálticas foram os seguintes: habilidade de compactação com o uso da Prensa de Compactação por cisalhamento Giratória

(PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999), ação deletérea da água no ensaio de Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995), deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993), módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e, fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993).

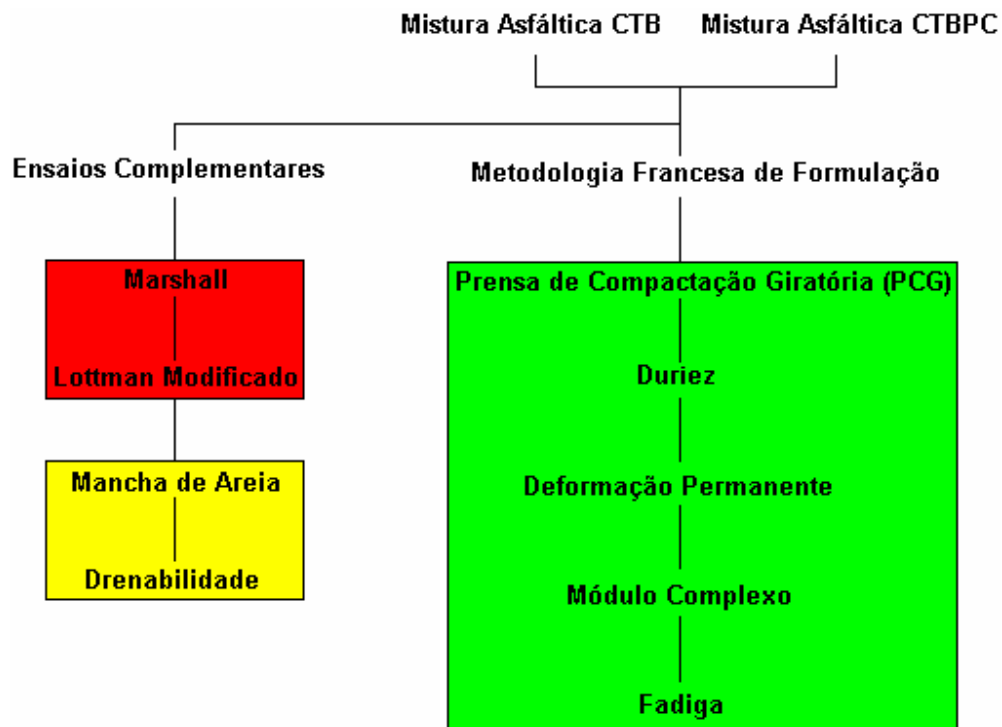
Adicionalmente aos procedimentos normativos de formulação franceses, os ensaios Marshall (ABNT NBR 12891/93, 1993) e Lottman Modificado (AASHTO T-283, 1989) também foram executados nesta pesquisa, com o objetivo de estabelecer um comparativo quanto aos critérios de determinação da compacidade em função do teor de ligante betuminoso, em relação aos ensaios executados com a PCG, bem como propiciar uma seleção mais rigorosa à do ensaio de Duriez, quanto à resistência das misturas asfálticas à ação da água por umidade induzida, respectivamente.

Também, em complemento à seqüência de ensaios previstos na metodologia francesa para a formulação de novas misturas asfálticas, foram executados os ensaios de mancha de areia (AFNOR NF P 98-216-1, 1993) e de drenabilidade (similar ao procedimento da norma AFNOR NF P 98-254-3, 1993), a fim de verificar as características superficiais, sobretudo a macrotextura, das misturas asfálticas.

Todos os ensaios mencionados foram escolhidos considerando a disponibilidade dos equipamentos nas instituições de ensino e nas empresas que se propuseram a colaborar na execução dos trabalhos.

Para a execução da totalidade dos procedimentos laboratoriais, foi utilizada de forma efetiva aproximadamente 1200kg de materiais granulares (incluindo as frações grossas, finas e fileres) e, 61 litros de ligante betuminoso.

Para alcançar os objetivos estipulados no tópico 1.2, foi definida a matriz de ensaios ilustrada na Figura 1.1.



**CTB** = Composta por frações granulares oriundas de rocha granítica somente.

**CTBPC** = Composta por frações granulares oriundas de rocha granítica e calcária (pó calcário).

**Figura 1.1 - Matriz de ensaios da pesquisa.**

Para executar o dimensionamento das estruturas dos pavimentos, utilizando os valores obtidos experimentalmente para as misturas asfálticas testadas, foi adotada a metodologia desenvolvida pelo *Service d'Études des Routes et Autoroutes* (SETRA), em conjunto com o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) (GUIDE TECHNIQUE, 1997), tendo sido verificadas as conformidades dos parâmetros admissíveis calculados para os materiais em um dimensionamento simulado, com o auxílio de ferramenta computacional de cálculo (EVERSTRESS 5.0; WSDOT, 1999), em função de atender ao objetivo descrito no tópico 1.2.2.

Para simplificar o entendimento, a nomenclatura das curvas granulométricas e das respectivas misturas asfálticas foi estabelecida da seguinte maneira: CTB (composta apenas por frações granulares oriundas de rocha granítica) e CTBPC (composta por frações granulares oriundas de rocha granítica e calcária, na forma de pó calcário).

#### **1.4. DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA**

O desenvolvimento desta pesquisa foi restrito ao âmbito laboratorial, tendo sido seguidos os procedimentos normativos estabelecidos em cada caso para os ensaios executados, considerando que não foi determinado como foco a execução de ensaios em situações práticas de campo.

Quanto à execução dos trabalhos, as atividades foram realizadas nos seguintes locais:

- Empresa ESTACON Engenharia S.A. (Estado do Pará), no Laboratório de Atividades de Asfalto e Concreto (ATASC);
- Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), nos Laboratórios de Pavimentação e de Caracterização Microestrutural (LCM);
- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), nos Laboratórios de Tecnologia em Pavimentação (LTP) e de Caracterização Tecnológica da Engenharia de Minas (LCT).

As situações de dimensionamento exploradas foram hipotéticas, sendo aplicáveis apenas para as condições estabelecidas nesta pesquisa, de acordo com os resultados determinados experimentalmente para as misturas asfálticas testadas.

#### **1.5. RELEVÂNCIA DO TEMA: JUSTIFICATIVAS**

O estudo do efeito da ação da água no comportamento reológico e no desempenho mecânico das estruturas dos pavimentos, notadamente das misturas asfálticas, possui elevada pertinência, em função da ocorrência de chuvas ser um fenômeno natural que caracteriza o clima de diversos países e regiões em âmbito mundial, sobretudo onde há predominância dos climas equatorial e tropical, como no Brasil

por exemplo, onde os índices pluviométricos podem atingir níveis acentuados, em torno de 2500mm/ano a 3000mm/ano (INPE, 2009).

A compreensão sobre a evolução dos danos ocasionados pela ação da água nas misturas asfálticas sob diferentes situações de condicionamento, frequência e temperatura de aplicação das cargas solicitantes, a partir da execução dos ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), tem o intuito de verificar quanto a degradação gerada reflete no desempenho mecânico do material quando aplicado em estruturas de pavimentos, respeitando as condições das composições de tráfego e climáticas intrínsecas do ambiente a que se destinam.

A escolha da metodologia francesa para a execução dos ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), decorre da pesquisa executada por CASTAÑEDA (2004) indicar a possibilidade de avaliar a degradação das misturas asfálticas sob imersão na água, no processo de recuperação após os períodos de secagem em estufa dos corpos de prova, não tendo sido possível com a utilização da metodologia corrente.

Além disso, com a metodologia francesa, o estudo pode ser executado em modo contínuo, permitindo o acompanhamento da evolução do comportamento das componentes elástica ( $E_1$ ) e viscosa ( $E_2$ ) do material, o que não é possível nos ensaios Lottman Modificado (AASHTO T-283, 1989), imersão-compressão (ASTM D 1075, 2007) e de módulo resiliente (ASTM D 4123, 1982).

O ensaio de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), executado com controle do deslocamento, em modo contínuo, sobre corpos de prova trapezoidais, ainda não foram executados, em âmbito mundial, abrangendo o impacto da ação da água na resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas. Constitui, portanto, a principal contribuição desta pesquisa, levando em conta ser a fadiga o principal dano que conduz as misturas asfálticas ao colapso no campo.

Soma-se a isto, o fato de ter sido utilizado nesta pesquisa, o primeiro protótipo projetado e desenvolvido no Brasil, pelo Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), capaz de executar os ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993) de acordo com os procedimentos normativos franceses, nas condições tanto a seco quanto sob imersão na água.

O estudo das características mineralógicas, químicas e físicas dos fíleres oriundos de rochas graníticas e calcárias, possibilita verificar o grau de influência dos parâmetros citados no comportamento ativo destes materiais, seja na alteração das propriedades originais do ligante betuminoso (penetração e ponto de amolecimento anel e bola, por exemplo), pela formação dos mástiques, seja na condição de adesividade dos sistemas granular-betume, na presença da água.

O dimensionamento simulado executado com o auxílio de ferramenta computacional de cálculo (EVERSTRESS 5.0; WSDOT, 1999), ao final da determinação de todos os parâmetros de formulação das misturas asfálticas, sobretudo a rigidez (módulo) e a deformação admissível do material relacionada à resistência à ruptura por fadiga, possibilita a verificação da resposta dos materiais à aplicação das cargas solicitantes sobre as estruturas dos pavimentos no campo.

Esta condição se torna mais crítica quando as misturas asfálticas são submetidas a processos de condicionamento que simulam situações de intemperismo, como o gradiente térmico em conjunto com o efeito da ação da água, que acarretam alterações nas propriedades originais das misturas asfálticas e, conseqüentemente, no comportamento reológico e no desempenho mecânico.

## 1.6. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A apresentação do trabalho está organizada da seguinte forma:

**Capítulo 1:** Introdução do tema objeto de pesquisa, deixando o leitor integrado ao problema, aos objetivos do autor e ao panorama do trabalho.

**Capítulo 2:** Dispõe sobre noções gerais acerca das misturas asfálticas, abrangendo alguns aspectos relacionados à conceituação e às propriedades fundamentais relacionadas ao comportamento do material (linearidade, homogeneidade e isotropia). Trata também sobre o comportamento reológico das misturas asfálticas no domínio temporal de solicitação, considerando as funções que atuam na caracterização da viscoelasticidade linear dos materiais betuminosos (relaxação e fluência), bem como aborda alguns modelos reológicos.

**Capítulo 3:** Trata sobre o módulo complexo, que constitui uma abordagem do comportamento reológico das misturas asfálticas no domínio freqüencial de solicitação, explanando características gerais, tipos de ensaios e, formas de representação gráfica. São apresentados também alguns modelos utilizados para determinar a evolução do comportamento reológico do material no domínio freqüencial.

**Capítulo 4:** Aborda o fenômeno da fadiga nas misturas asfálticas, a caracterização da sua ocorrência, causas e efeitos, modo operatório de solicitação, formas de carregamento, critérios de ruptura e, representação gráfica.

**Capítulo 5:** Descreve os principais fatores que influenciam tanto na rigidez (módulo complexo) quanto na resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas.

**Capítulo 6:** Enfoca os aspectos de interação do sistema granular-betume na presença da água, com destaque para a abordagem sobre os aspectos físicos e químicos que influenciam nas condições de adesividade ativa e passiva dos materiais, bem como os impactos gerados no comportamento reológico e no desempenho mecânico das misturas asfálticas.

**Capítulo 7:** Apresenta os materiais utilizados na pesquisa e suas respectivas caracterizações mineralógicas, químicas e físicas. Discorre também sobre o estudo da influência das características mencionadas na alteração das propriedades originais dos ligantes betuminosos, a partir da utilização dos fíleres pó de brita e pó calcário na formação dos mástiques. Além disso, expõe os critérios técnicos utilizados para a escolha das curvas granulométricas calculadas para formular as misturas asfálticas testadas.

**Capítulo 8:** Aborda as metodologias dos procedimentos laboratoriais desenvolvidos para a execução dos ensaios com as misturas asfálticas formuladas.

**Capítulo 9:** Apresenta os resultados e as análises da pesquisa, sendo também utilizada a metodologia de dimensionamento francesa, com o auxílio de ferramenta computacional de cálculo, para determinar as estruturas dos pavimentos condizentes com as características das misturas asfálticas testadas, a seco e sob imersão na água após prévio condicionamento alternado (imersão na água e secagem em estufa).

**Capítulo 10:** Apresenta as conclusões da pesquisa e as perspectivas sobre o tema pesquisado para trabalhos futuros.



## CAPÍTULO 2

### MISTURAS ASFÁLTICAS

#### 2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

As misturas asfálticas, de maneira geral, são compostas por granulares de frações com diversos tamanhos e formas, na presença de ligantes betuminosos como agentes aglutinantes ao conjunto granular-betume, sendo eventualmente incorporados aditivos ou adições, em proporções adequadas (BARRA, 2005; CASTAÑEDA, 2004; OLARD, 2003).

Na prática, podem ser utilizadas nas estruturas dos pavimentos tanto como camada de rolamento quanto na forma de camada de ligação (também conhecida como *binder*) entre a superfície e as camadas subjacentes de suporte (Figura 2.1).

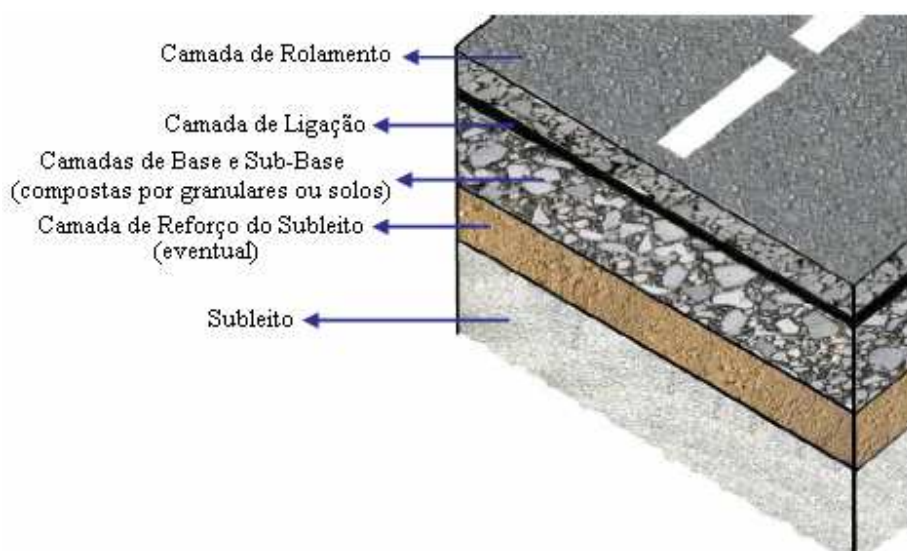


Figura 2.1 - Desenho esquemático de uma estrutura de pavimento flexível (HAMLAT, 2007).

A camada de rolamento constitui a parte do pavimento que está em contato direto com os pneumáticos dos veículos solicitantes. Deve, portanto, assegurar conforto (níveis baixos de irregularidade e limitação das emissões sonoras), segurança

(condições adequadas de aderência na interface pneu-pavimento), economia de custos com a manutenção dos veículos e diminuição dos tempos de viagem aos usuários, além de garantir boa resistência ao desgaste à passagem repetida dos carregamentos e boa drenabilidade sob fortes chuvas (HAMLAT, 2007).

As proporções dos materiais que compõem as misturas asfálticas devem ser determinadas de maneira a satisfazer os seguintes critérios de aplicação no campo: boa trabalhabilidade, habilidade de compactação adequada, bem como atender aos critérios de desempenho, quais sejam: a resistência à deformação permanente e a ruptura por fadiga (HAMLAT, 2007; BAAJ, 2002; HECK, 2001; MOMM, 1998; RIVIÈRE, 1996).

O ligante betuminoso é proveniente do processo de destilação fracionada do petróleo, sendo constituído por uma cadeia complexa de elementos hidrocarbonetos (BAAJ, 2002).

Entretanto, a composição destes elementos é dependente, de forma decisiva, do seu lugar de ocorrência, devido ser resultante da lenta degradação do plâncton (sedimentos orgânicos e minerais) que se depositam no fundo dos oceanos sob forma de estratos. Quando submetidos a pressões litostáticas, o produto formado é um contínuo complexo de compostos hidrocarbonetos que podem ser fracionados em quatro classes químicas denominadas de frações SARA (saturados, aromáticos, resinas e asfaltenos), em que estão incluídos os compostos alifáticos e naftênicos (MAILLARD, 2005).

As frações saturadas, aromáticas e das resinas, constituem a matriz dos maltenos, ou seja, a componente volátil do ligante betuminoso correspondente aos óleos petrolíferos (considerada a mais nobre), as quais mantêm em suspensão as partículas de asfaltenos, isto é, a componente rígida que determina o aspecto estrutural do betume. Assim, nos casos em que os asfaltenos se encontram em um meio dispersivo com elevada concentração de resinas, o comportamento do ligante

betuminoso é praticamente newtoniano, também conhecido como estado sol. Por outro lado, quando o suporte estrutural for assegurado pelas partículas de asfaltenos, assumirá um comportamento não-newtoniano, denominado de estado gel (MAILLARD, 2005; BAAJ, 2002).

Na prática, o ligante betuminoso assegura a coesão das misturas asfálticas a partir da formação de películas em torno dos granulares e respectivas interações com as partículas finas sob a forma de mástiques, e tende a se comportar como um material elástico a baixas temperaturas, viscoelástico à temperatura ambiente e torna-se um líquido viscoso a elevadas temperaturas (CASTAÑEDA, 2004; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

Quanto aos granulares que formam os arranjos granulométricos das misturas asfálticas, podem ser obtidos por processos de detonação de maciços rochosos e posterior britagem dos blocos resultantes, ou a partir da extração de depósitos naturais, como as cavas e os barrancos, caso dos materiais de origem aluvionar e sedimentar.

Para a composição das misturas asfálticas, os granulares são separados em frações de diversos tamanhos e proporções, com base em valores limites especificados em normas técnicas pertinentes ao tipo de mistura que se pretende utilizar, ou ainda a partir de Equações que permitam calcular a distribuição granulométrica das partículas, em função da série de tamanhos que a comporá. Este procedimento resulta na formação de um esqueleto mineral que terá a função de garantir, em conjunto com o ligante betuminoso, um comportamento mecânico capaz de resistir aos esforços solicitantes do tráfego durante a sua vida útil de projeto (BAAJ, 2002; RIVIÈRE, 1996)

Os aditivos e as adições são incorporados, quando necessários, com o intuito de melhorar características químicas, físicas e mecânicas das misturas que não estejam em um padrão adequado em sua condição original de formulação, como a

adesividade do conjunto granular-betume sob o efeito da ação da água, a rigidez (módulo), resistência às deformações permanentes e à fadiga.

## **2.2. PROPRIEDADES FUNDAMENTAIS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS**

As misturas asfálticas, devido à presença de ligantes betuminosos em suas composições, adquirem um comportamento viscoelástico e termosuscetível, ou seja, sensíveis ao tempo de aplicação das cargas solicitantes aliadas às variações de temperatura em que ocorrem estas solicitações (RIVIÈRE, 1996; HUET, 1963).

Para poder prever o comportamento de um material utilizado em uma estrutura qualquer, submetido a um determinado tipo de solicitação, é necessário conhecer as propriedades fundamentais dos modelos. Entretanto, os materiais viscoelásticos em geral, que possuem comportamentos peculiares em cada caso, não podem ter as suas condições de análise generalizadas. Logo, não é simples prever seu comportamento e definir quantitativamente as características intrínsecas às suas propriedades mecânicas (HUET, 1963).

Portanto, devido à complexidade de se modelizar toda a diversidade de variáveis que rege o comportamento das misturas asfálticas, algumas propriedades são consideradas como hipóteses, isto é, assumidas como constantes, tais como: linearidade, homogeneidade e isotropia (DOMEC, 2005; HECK, 2001; De La ROCHE, 1996; HUET, 1963).

### **2.2.1. Linearidade**

Considera-se que há no domínio das intensidades de solicitação a pequenas deformações, limitado inferiormente pelo estado de repouso, que o comportamento das misturas asfálticas é linear, sendo possível aplicar o Princípio da Superposição de Boltzmann: a resposta de um material a uma solicitação composta de um certo

número de solicitações elementares é a soma das respostas de cada uma destas solicitações elementares (HUET, 1963).

Assim, a hipótese de um comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas (que será abordado em detalhes mais adiante nesta pesquisa) é fundamentada neste Princípio (MANDEL, 1966).

É neste domínio de solicitação que são realizadas as medidas de módulo (HUET, 1963), assim como da dissipação de energia por atrito interno viscoso do material relacionada ao acúmulo de solicitações durante os ensaios de fadiga das misturas asfálticas, portanto, das pequenas deformações. Diversos autores (AIREY, 2003; AIREY et al, 2002; HECK, 2001; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996; DOUBBANEH, 1995; CHARIF, 1991; DI BENEDETTO, 1990) têm mostrado experimentalmente que o limite deste domínio corresponde às amplitudes de deformação da ordem de  $10^{-6}$  a  $10^{-4}$ .

Para os casos práticos de dimensionamento, admite-se a hipótese da elasticidade linear para descrever o comportamento das misturas asfálticas, sendo utilizada para o cálculo das tensões e deformações nas camadas betuminosas, no âmbito do método de dimensionamento.

Entretanto, deve-se enfatizar que na França, ainda que a hipótese de elasticidade linear seja considerada, o caráter viscoelástico das misturas asfálticas é levado em conta a partir da escolha dos valores do módulo do material em função de um conjunto de resultados (considerando faixas de frequência e de temperatura na aplicação das solicitações) representativos das condições médias pertinentes à sua aplicabilidade (GUIDE TECHNIQUE, 1997).

### **2.2.2. Homogeneidade**

Embora a estrutura granular com tamanhos variados e, em alguns casos, de origens distintas, associada à presença de um ligante betuminoso com propriedades diferentes à dos granulares, atribua um caráter heterogêneo às misturas asfálticas utilizadas correntemente nos pavimentos, a hipótese de homogeneidade macroscópica pode ser considerada à escala de uma camada do pavimento (DOMEC, 2005; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996; HUET, 1963).

Esta aproximação se justifica pelo interesse dos resultados que se permite obter diante da complexidade que seria considerar o comportamento heterogêneo das misturas asfálticas. Além disso, a partir desta hipótese, exige-se uma precisão de medida menos complexa em relação à acurácia na obtenção de parâmetros da Física, por exemplo (HUET, 1963).

Em laboratório, a homogeneidade pode ser assumida para corpos de prova que tenham uma relação de 10 entre a dimensão do corpo de prova e o tamanho do granular. Contudo, é freqüente que os ensaios de módulo e de fadiga sejam feitos em corpos de prova em que esta relação seja a partir de 3, mesmo assim é considerada esta hipótese (HECK, 2001; De La ROCHE, 1996).

Contudo, HECK (2001) ao estudar a modelização das deformações reversíveis e permanentes das misturas asfálticas, verificou a partir da comparação dos resultados dos cálculos referentes às estruturas modelizadas e monitoradas em campo, que esta hipótese simplificadora não introduz as divergências significativas em relação aos resultados experimentais sobre os pavimentos instrumentados.

### **2.2.3. Isotropia**

De todos os parâmetros citados anteriormente, este certamente é o mais difícil de se obter e mais difícil ainda de se controlar (HUET, 1963). O modo de aplicação das

misturas asfálticas sobre os pavimentos (espalhamento do material em camadas e posterior compactação por passagens sucessivas de compactadores à superfície) confere ao material um certo grau de anisotropia (gradiente de densidade no sentido da espessura da camada, com orientação privilegiada dos granulares pelo processo de compactação, apresentando uma granulometria decrescente da base ao topo da camada) (DOMEC, 2005; HECK, 2001; De La ROCHE, 1996).

Entretanto, nos cálculos de dimensionamento rodoviário é admitida a hipótese da isotropia das misturas asfálticas (HECK, 2001). No âmbito laboratorial, tem-se chegado a medir uma variação de até 20% das medidas de módulo em corpos de prova cilíndricos submetidos a esforços de tração-compressão, oriundos de três eixos de amostragem em uma mesma mistura asfáltica (DOUBBANEH, 1995). Logo, para minimizar estes efeitos, os ensaios têm sido realizados com corpos de prova extraídos do núcleo do material. As extrações e as solicitações em laboratório correspondem igualmente à direção da maior deformação (De La ROCHE, 1996).

### **2.3. COMPORTAMENTO REOLÓGICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS**

No estudo do comportamento reológico das misturas asfálticas, existem dois domínios ou modos de caracterização experimental das propriedades termo-viscoelásticas das misturas asfálticas: temporal e freqüencial.

#### **2.3.1. Domínio Temporal**

O domínio temporal consiste em submeter um material a ensaios sob solicitação quase-estática seguindo uma trajetória de carregamento em função de um determinado tempo e a uma temperatura constante. A determinação do módulo secante (Equação 2.1) a partir da execução do ensaio de tração direta, em que é realizada uma série de ensaios de tração simples a diferentes velocidades de deformação, é uma das formas de se caracterizar as propriedades termo-viscoelásticas das misturas asfálticas neste domínio (De La ROCHE, 1996).

$$S(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} \quad (2.1)$$

onde:

$S(t)$  = módulo secante;

$\sigma(t)$  = tensão no instante  $t$ ;

$\varepsilon(t)$  = deformação no instante  $t$ .

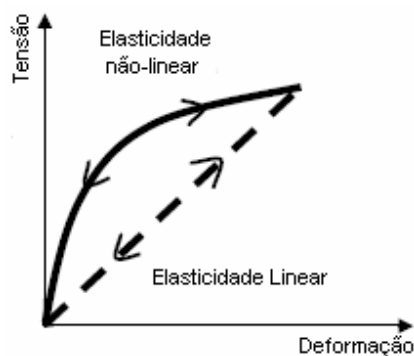
Os materiais viscoelásticos têm, quando solicitados, uma resposta instantânea e diferenciada no tempo. Conseqüentemente, a resposta de uma mistura asfáltica a uma solicitação não depende simplesmente do instante presente, mas igualmente de toda a história de tensões e das deformações a que são solicitados ao longo de sua solicitação temporal. De maneira geral, são denominados de corpos dotados de memória (DONGMO-ENGELAND, 2005; HECK, 2001; HUET, 1963).

As leis de comportamento mais primárias correspondem às do sólido elástico de Hooke ou do fluido viscoso de Newton. E de uma maneira pragmática, não se encontra na natureza nenhum material que tenha estas características simultaneamente. A associação destas leis e das leis fundamentais da mecânica resulta nas mais complexas leis que abrangem domínios muito mais vastos (DONGMO-ENGELAND, 2005).

### **2.3.1.1. Comportamento Elástico**

Em um procedimento experimental, exerce-se um ciclo fechado de tensão ( $\sigma$ ) ou de deformação ( $\varepsilon$ ) sobre o material. Se a curva de descarga (alívio) coincide com a curva de carregamento, o comportamento do material é dito elástico, podendo ser linear ou não-linear, em que a principal característica do comportamento elástico é o fato de ser independente da velocidade de carregamento (DONGMO-ENGELAND, 2005) (Figura 2.2).





**Figura 2.2 - Curvas de carga e descarga para um comportamento elástico linear e não-linear.**

Quando se trata de comportamento elástico linear, a relação entre a tensão e a deformação é expressa da seguinte forma (Equação 2.2):

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.2)$$

onde:

$\sigma$  = tensão;

$E$  = módulo de elasticidade, de Young ou de rigidez; e,

$\varepsilon$  = deformação.

### 2.3.1.2. Comportamento Viscoelástico

Um corpo não estando sujeito previamente à atuação de agentes externos (intempéries, tensões e deformações, por exemplo) ao ser solicitado, é dito viscoelástico se após a descarga das tensões aplicadas, tender novamente a um estado nulo de tensões ( $\sigma_{\infty} \rightarrow 0$ ) e de deformação, porém, de trajetórias não coincidentes (Figura 2.3) (DONGMO-ENGELAND, 2005).

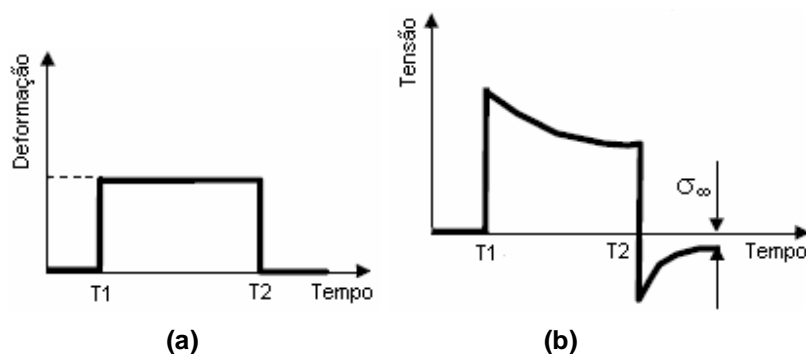


Figura 2.3 - Resposta do material viscoelástico à: (a) deformação e (b) tensão.

Na prática, tem-se que as misturas asfálticas quando são submetidas a solicitações aplicadas muito rapidamente, apresentam um comportamento praticamente elástico, e quando estas solicitações são aplicadas lentamente, apresentam um comportamento predominantemente viscoso.

Entre estes dois domínios extremos, e nos limites de temperatura ambiente, apresentam comportamento viscoelástico, contudo, a linearidade depende do nível de deformação. Por estas razões, as respostas ao binário tensão e deformação das misturas asfálticas são extremamente sensíveis à variação da temperatura e da frequência de aplicação do carregamento a que estão sujeitas (MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996), por isso são ditos materiais termo-viscoelásticos.

### 2.3.1.3. Comportamento Viscoelástico Linear (VEL)

A linearidade no comportamento viscoelástico das misturas asfálticas, pode ser assumida no domínio das pequenas deformações.

Neste domínio, o comportamento de um material viscoelástico é dito linear (VEL), caso o Princípio da Superposição de Boltzmann possa ser admitido. Logo, não deve ser dissociada ou negligenciada nenhuma variável que atue ou contribua diretamente na ocorrência de um fenômeno, para que haja uma interpretação mais acurada possível e global de suas características (DONGMO-ENGELAND, 2005).

Assim, conhecendo a resposta do material às diferentes solicitações pertinentes às variáveis envolvidas, pode-se deduzir a sua resposta a uma combinação linear de eventos. Em um caso geral, tem-se (Equações 2.3 e 2.4):

**Solicitação → Resposta**

$$S_i(t) \rightarrow R_i(t) \quad (2.3)$$

$$\sum_i a_i \cdot S_i(t) \rightarrow \sum_i a_i \cdot R_i(t) \quad (2.4)$$

onde:

$S_i(t)$  = solicitação do material em função do tempo;

$R_i(t)$  = resposta do material em função do tempo; e,

$\sum a_i$  = somatório das ações envolvidas no evento.

Pode-se dizer então que a viscoelasticidade linear é uma extensão da elasticidade linear com a integração do tempo para os fenômenos viscosos, como: relaxação, fluência, aquecimento interno, tixotropia e auto-reparação (DONGMO-ENGELAND, 2005).

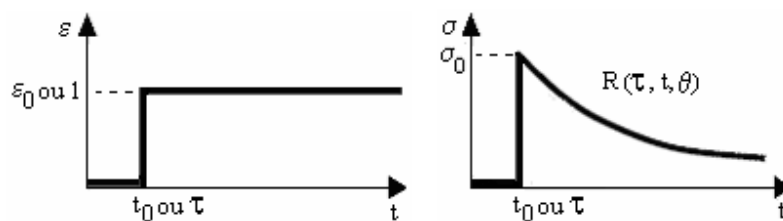
Portanto, o modo de identificação do comportamento puramente elástico a partir de um módulo elástico, em que se obtém o valor da relação tensão/deformação, se torna complicado no caso dos materiais termo-viscoelásticos, em função de serem dependentes do histórico de solicitações (tensões e deformações) a que foram submetidos. Desta forma, utiliza-se não mais uma constante, isto é, o módulo de Young (Equação 2.2), mas funções do tempo e da temperatura, denominadas de funções de relaxação e de fluência (HECK, 2001).

#### **2.3.1.4. Função de Relaxação**

A função de relaxação é descrita pela aplicação de uma solicitação a um corpo viscoelástico linear, previamente em repouso, de deformação tal que  $\varepsilon = 0$  para  $-\infty < t < 0$  e  $\varepsilon = \varepsilon_0$  para  $0 \leq t < +\infty$  (DONGMO-ENGELAND, 2005; HUET, 1963).

Pode também ser definida como a evolução temporal, à temperatura constante, da tensão originada pela aplicação de um escalão unitário de deformação do tipo função de Heaveside, que é definida por:  $H(t) = 0$  para  $t < \tau$ , e  $H(t) = 1$  para  $t \geq \tau$ . A relaxação depende, em condições gerais, de três variáveis: do tempo  $\tau$  de aparição da solicitação, do tempo  $t$  de observação da resposta à solicitação aplicada e, da temperatura  $\theta$  na qual se encontra o material (HECK, 2001).

A Figura 2.4 ilustra as definições citadas nos parágrafos anteriores.



**Figura 2.4 - Representação gráfica da função de relaxação.**

Analisando os gráficos da Figura 2.4, tem-se que a função de relaxação expressa o comportamento mecânico de um corpo que ao ser submetido à aplicação de uma deformação constante, apresenta um decréscimo progressivo da tensão (relaxação), a qual tende a zero com o tempo.

Nos casos em que a tensão retorna completamente ao seu estado inicial (nula) ocorre a chamada relaxação total, e nos casos em que retorna parcialmente, configura-se um comportamento assintótico em relação a um estado estático do tipo sólido (HECK, 2001).

A função de relaxação é uma característica intrínseca do material e não depende da deformação inicial  $\varepsilon_0$ . Portanto, é possível definir esta função da seguinte forma (DONGMO-ENGELAND, 2005) (Equação 2.4):

$$r(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon_0} \quad (2.4)$$

onde:

$r(t)$  = função de relaxação em relação ao tempo;

$\sigma(t)$  = tensão em função do tempo; e,

$\varepsilon_0$  = deformação inicial aplicada ao material.

Com o conhecimento da função de relaxação do material, que é uma característica intrínseca, pode-se calcular a todo instante a tensão sob a aplicação de diversas solicitações de deformações (Equação 2.5).

$$\sigma(t) = \varepsilon(t).r(0) + \int_{-\infty}^t \varepsilon(t).r(t-\tau).d\tau \quad (2.5)$$

onde:

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

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

$r(0)$  = função de relaxação no instante  $t = 0$ ; e,

$\tau$  = tempo de relaxação, considerado a partir do início da aplicação da carga.

### 2.3.1.5. Função de Fluência

A função de fluência (*fluage*) é uma componente dual da função de relaxação. Também conhecida como função de retardo, concerne à aplicação de uma solicitação de tensão, tal que  $\sigma = 0$  para  $-\infty < t < 0$  e  $\sigma = \sigma_0$  para  $0 \leq t < +\infty$  a um corpo viscoelástico linear em repouso durante  $-\infty < t < 0$ , tendo como resposta a deformação do material em função do tempo  $\varepsilon(t)$ . Assim, o material se encontra na condição de fluência no período correspondente a  $0 \leq t < +\infty$  (DONGMO-ENGELAND, 2005; HUET, 1963).

Além de ser uma forma dual da função de relaxação, também é definida como sendo homóloga à consideração dos materiais puramente elásticos, como a evolução temporal, à temperatura constante, da deformação originada pela aplicação de um escalão unitário de tensão também do tipo Heavyside. A função de fluência depende naturalmente das mesmas três variáveis que a de relaxação (HECK, 2001).

A Figura 2.5 ilustra as definições citadas nos parágrafos anteriores.

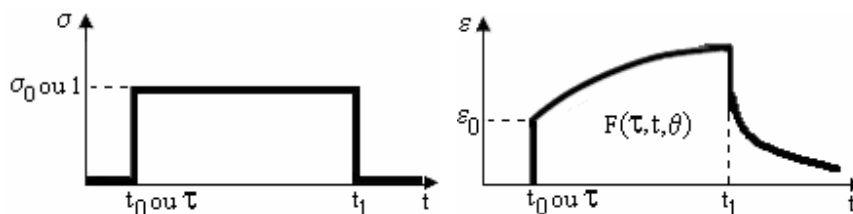


Figura 2.5 - Representação gráfica da função de fluência.

A partir da Figura 2.5, tem-se que a função de fluência expressa o comportamento mecânico de um corpo que ao ser submetido à aplicação de uma tensão constante, apresenta um aumento progressivo da deformação (fluência), a qual tende a zero quando interrompida a ação do carregamento.

É possível observar também que o comportamento assintótico da função de fluência se aproxima daquele referente à função de relaxação, pois um material quando atinge relaxação total (retorno ao estado inicial de tensões) terá dualmente uma função de fluência sem limite assintótico. Em situação contrária, um material tendo um comportamento estático do tipo sólido, quantificado por um módulo  $E_0$ , por exemplo, verá sua função de fluência estender-se em relação a um limite assintótico de valor  $1/E_0$  (HECK, 2001).

A função de fluência, assim como a de relaxação, é uma característica intrínseca do material e não depende da tensão inicial  $\sigma_0$ . Portanto, é possível definir a função de fluência da seguinte forma (DONGMO-ENGELAND, 2005) (Equação 2.6):

$$f(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad (2.6)$$

onde:

$f(t)$  = função de fluência em relação ao tempo;

$\varepsilon(t)$  = deformação em função do tempo; e,

$\sigma_0$  = tensão inicial aplicada ao material.

Conhecendo a função de fluência, e aplicando o Princípio da Superposição de Boltzmann (Equações 2.3 e 2.4), pode-se também determinar a deformação  $\varepsilon(t)$  de um corpo viscoelástico linear sob a ação de uma história de tensões aplicadas integrando a sua variação em função do tempo (Equação 2.7).

$$\varepsilon(t) = \sigma(t).f(0) + \int_{-\infty}^t \sigma(t).f'(t-\tau).d\tau \quad (2.7)$$

onde:

$\varepsilon(t)$  = deformação em função do tempo em função de um dado referencial;

$\sigma(t)$  = tensão aplicada em função do tempo em função de um dado referencial;

$f(0)$  = função de fluência no instante  $t = 0$ ; e,

$\tau$  = tempo considerado a partir do início da aplicação da tensão no corpo.

As duas funções, fluência e relaxação, são interdependentes. Logo, é suficiente conhecer apenas uma para que possa deduzir a outra. Analisando os gráficos das Figuras 2.4 e 2.5, pode-se concluir que a relaxação é um fenômeno mais instantâneo que o de fluência.

### 2.3.2. Modelos Reológicos no Domínio Temporal de Solicitação

Vários modelos reológicos são utilizados para avaliar o comportamento viscoelástico das misturas asfálticas no domínio temporal de solicitação que abrange as pequenas deformações, ou seja, linear. Um modelo primário de formulação e aplicação é

composto de elementos reológicos simples, como as molas (elementos elásticos Hookeanos) e os amortecedores (elementos viscosos Newtonianos). Logo, toda a combinação de molas e amortecedores lineares constitui um modelo viscoelástico linear analógico (DONGMO-ENGELAND, 2005; HECK, 2001).

Assim, neste tópico são abordados brevemente os modelos reológicos de Maxwell e Kelvin-Voigt, por serem os dois modelos genéricos mais conhecidos na literatura científica que descrevem o comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas, no domínio temporal, aplicando os conceitos das funções de relaxação e de fluência abordados anteriormente, além de serem a base para a formulação de vários outros modelos mais avançados que serão tratados mais adiante neste trabalho.

### 2.3.2.1. Modelo de Maxwell

O modelo de Maxwell é representado por uma mola e um amortecedor lineares, posicionados em série, em que  $\sigma$  é a tensão aplicada sobre o corpo e,  $E$  e  $\eta$ , respectivamente, são as constantes dos elementos elástico (conhecida também como módulo de elasticidade) e viscoso (Figura 2.6).



Figura 2.6 - Modelo de Maxwell.

Desta forma, se a condição inicial considerada for  $\epsilon = \epsilon_0$  para um instante  $t = 0$ , então tem-se a relação  $\sigma_0 = E \cdot \epsilon_0$ . Logo, a tensão em função do tempo, isto é, a função de relaxação, pode ser conhecida a partir da Equação 2.8 (PRAT e GENS, 2000).



$$\sigma(t) = E \cdot \varepsilon_0 \cdot \exp\left(-\frac{E}{\eta} \cdot t\right) \quad (2.8)$$

onde:

$\sigma(t)$  = tensão resultante da aplicação de uma deformação constante sobre um corpo em função do tempo;

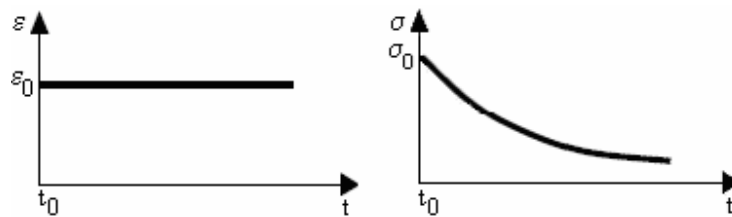
$E$  = constante do elemento elástico linear (módulo de elasticidade);

$\varepsilon_0$  = deformação constante aplicada ao corpo durante a solitação;

$\eta$  = constante do elemento viscoso linear;

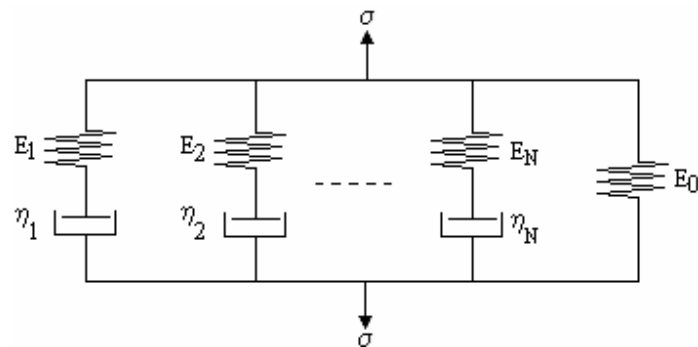
$t$  = instante de aplicação da carga em função de um dado referencial.

A Figura 2.7 ilustra a situação descrita para a Equação 2.8.



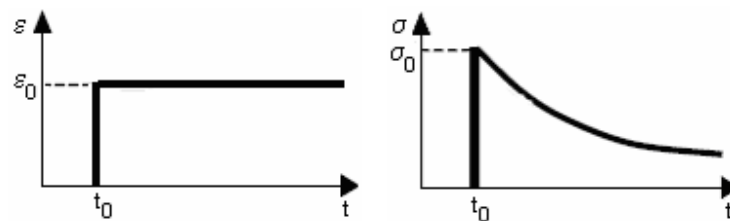
**Figura 2.7 - Representação gráfica do ensaio de relaxação com base no princípio do modelo de Maxwell.**

Contudo, o modelo de Maxwell apresenta limitações para descrever o comportamento complexo dos materiais viscoelásticos. Por esta razão, também houve a adaptação posterior de um elemento elástico ( $E_0$ ), em paralelo ao modelo original, para melhorar a modelização do comportamento dos materiais no domínio viscoelástico linear, tendo sido denominado de modelo de Maxwell generalizado (Figura 2.8).



**Figura 2.8 - Modelo de Maxwell generalizado.**

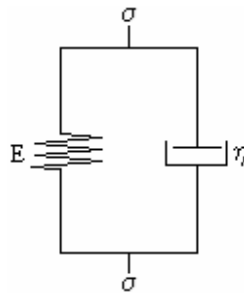
A partir da inserção do elemento elástico  $E_0$  no modelo de Maxwell, visando considerar a deformação elástica instantânea inicial (Figura 2.4), verifica-se que na condição  $t = 0$ , a tensão manifesta uma situação de pico e decresce em função do tempo, descrevendo de forma mais correta a função de relaxação intrínseca dos materiais viscoelásticos no domínio linear (Figura 2.9).



**Figura 2.9 - Representação gráfica do ensaio de relaxação com base no princípio do modelo de Maxwell generalizado.**

### 2.3.2.2. Modelo de Kelvin-Voigt

O modelo de Kelvin-Voigt é análogo ao de Maxwell, sendo também representado por uma mola e um amortecedor lineares, porém, posicionados em paralelo, em que  $\sigma$  é a tensão aplicada sobre o corpo e,  $E$  e  $\eta$ , nesta ordem, são as constantes dos elementos elástico (conhecido também como módulo de elasticidade) e viscoso (Figura 2.10).



**Figura 2.10 - Modelo de Kelvin-Voigt.**

Logo, se a condição inicial considerada for  $\varepsilon = 0$  para um instante  $t = 0$ , então tem-se a relação  $\sigma_0/E$ . Portanto, a deformação em função do tempo, isto é, a função de fluência, pode ser conhecida a partir da Equação 2.9 (PRAT e GENS, 2000).

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \cdot \left( 1 - \exp\left[ -\frac{E}{\eta} \cdot t \right] \right) \quad (2.9)$$

onde:

$\varepsilon(t)$  = deformação resultante da aplicação da tensão em um corpo em função do tempo;

$\sigma_0$  = tensão aplicada em um corpo em função do tempo.

$E$  = constante do elemento elástico linear (módulo de elasticidade);

$\eta$  = constante do elemento viscoso linear;

$t$  = instante inicial de aplicação da carga em função de um dado referencial.

Todavia, se a partir de um instante  $t = t_1$  a tensão aplicada for reduzida de forma a tender a zero (Figura 2.5), ter-se-á a solução apresentada na Equação 2.10 (PRAT e GENS, 2000).

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_1 \cdot \exp\left[-\frac{E}{\eta} \cdot (t - t_1)\right] \quad (2.10)$$

onde:

$\varepsilon(t)$  = deformação resultante da aplicação da tensão em um corpo em função do tempo;

$\varepsilon_1$  = deformação correspondente ao instante  $t_1$  quando a tensão é reduzida;

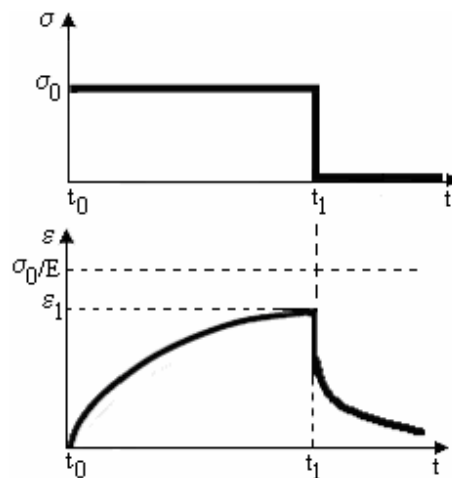
$E$  = constante do elemento elástico linear (módulo de elasticidade);

$\eta$  = constante do elemento viscoso linear;

$t$  = instante inicial de aplicação da carga em função de um dado referencial.

$t_1$  = instante correspondente à redução da tensão aplicada sobre o corpo.

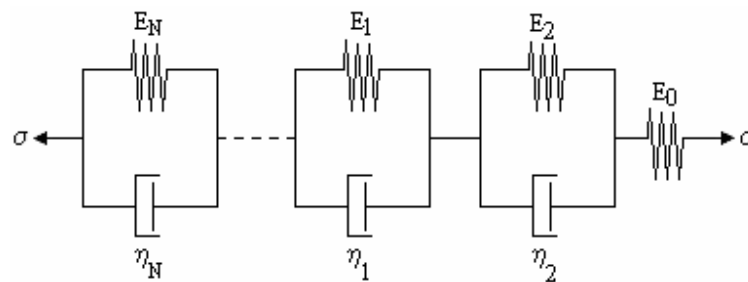
A Figura 2.11 ilustra as situações descritas para as Equações 2.9 e 2.10.



**Figura 2.11 - Representação gráfica do ensaio de fluência com base no princípio do modelo de Kelvin-Voigt.**

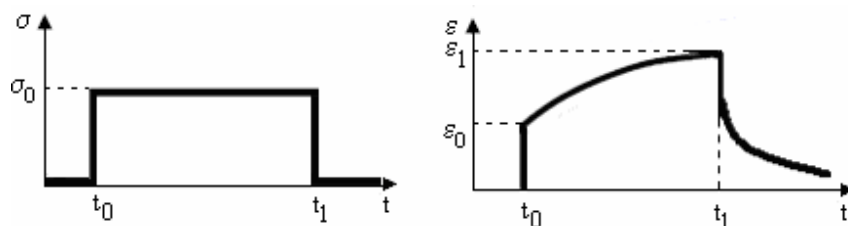
Porém, o modelo de Kelvin-Voigt apresentado, por se tratar de uma definição primária do comportamento viscoelástico linear, consiste em uma representação com aproximação muito simplificada da função de fluência, não considerando, por exemplo, uma deformação elástica instantânea inicial, que se observa na realidade (Figura 2.5).

Adaptou-se, posteriormente, um elemento elástico ( $E_0$ ) associado em série ao modelo original de Kelvin-Voigt, em conjunto com o aumento de molas e amortecedores em paralelo, para melhorar a modelização do comportamento dos materiais no domínio viscoelástico linear, tendo sido denominado de modelo de Kelvin-Voigt generalizado (Figura 2.12).



**Figura 2.12 - Modelo de Kelvin-Voigt generalizado.**

Com a incorporação do elemento elástico  $E_0$  pelo modelo de Kelvin-Voigt generalizado, foi possível descrever a deformação elástica instantânea inicial (Figura 2.13), representando mais corretamente a função de fluência intrínseca dos materiais viscoelásticos no domínio linear.



**Figura 2.13 - Representação gráfica do ensaio de fluência com base no princípio do modelo de Kelvin-Voigt generalizado.**

### 2.3.3. Domínio Freqüencial

O domínio freqüencial consiste em submeter um material a solicitações sob níveis de freqüência e temperatura variados, em que as medidas são efetuadas no domínio

das pequenas deformações, no qual as misturas asfálticas se comportam principalmente como um material viscoelástico linear (MANDEL, 1955; BAAJ, 2002).

É importante ressaltar que neste Capítulo também deveria ser aprofundada uma abordagem sobre o comportamento reológico das misturas asfálticas no domínio freqüencial de solicitação, bem como uma apresentação dos modelos correspondentes.

Entretanto, como os modelos reológicos abordados nesta pesquisa (como o de HUET, 1963 e, o de Huet-SAYEGH, 1965) utilizam em suas Equações as definições de módulo complexo, que é medido no domínio freqüencial de solicitação, descrevê-los neste Capítulo antes das explanações sobre o referido módulo tornaria a seqüência do texto incoerente e incompreensível aos leitores. Portanto, serão discorridos no Capítulo 3, que tratará também sobre o módulo complexo.

## CAPÍTULO 3

### MÓDULO COMPLEXO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

#### 3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

No domínio freqüencial de solicitação, o módulo complexo é expresso pela relação entre a amplitude complexa da tensão senoidal de pulsação  $\omega$  aplicada ao material na forma  $\sigma = \sigma_0 \cdot \text{sen}(\omega t)$  e a amplitude complexa da deformação senoidal que resulta em um regime estável, ou seja, constante. Expressa o caráter viscoelástico linear do material, pois é medido no domínio das pequenas deformações, em que estas possuem um retardo de resposta (defasagem) em relação às tensões aplicadas, originando um ângulo de fase  $\varphi$  entre os dois sinais na forma  $\varepsilon = \varepsilon_0 \cdot \text{sen}(\omega t - \varphi)$ . Em notação, o módulo complexo pode ser definido pelas Equações 3.1 a 3.3 (CASTAÑEDA, 2004; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

$$\sigma(t) = \text{Im}[\sigma_0 \cdot e^{i\omega t}]; \text{ com } \sigma^*(t) = \sigma_0 \cdot e^{i\omega t} \quad (3.1)$$

$$\varepsilon(t) = \text{Im}[\varepsilon^*(t)]; \text{ com } \varepsilon^*(t) = \varepsilon_0 \cdot e^{i(\omega t - \varphi)} \quad (3.2)$$

$$E^*(t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0 \cdot e^{-i\varphi}} = |E^*| e^{i\varphi} \quad (3.3)$$

onde:

$E^*$  = módulo complexo, no tempo  $t$ ;

$|E^*|$  = módulo de rigidez ou norma do módulo complexo, isto é, a relação das amplitudes da tensão e da deformação ;

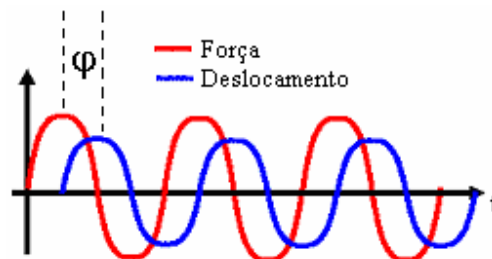
$\sigma^*$  e  $\varepsilon^*$  = valores complexos da tensão e da deformação no tempo  $t$ ;

$\sigma$  e  $\varepsilon$  = valores das amplitudes da tensão e da deformação, no tempo  $t$ ;

$(\omega = 2\pi f)$  = pulsação do sinal e  $f$  é a freqüência da solicitação; e,

$\varphi$  = ângulo de fase ou de retardo (defasagem) da deformação em relação à tensão aplicada.

O ângulo de fase  $\varphi$  (Figura 3.1) é de  $0^\circ$  para materiais puramente elásticos e de  $90^\circ$  para materiais predominantemente viscosos (HUET, 1963). As misturas asfálticas estão situadas no intervalo entre estes dois extremos.



**Figura 3.1 - Solicitação senoidal e defasagem  $\varphi$  da resposta dos materiais viscoelásticos.**

O módulo complexo ( $E^*$ ) pode também ser definido simplificadamente sob a seguinte forma (MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996) (Equação 3.4):

$$E^* = E_1 + i E_2 \quad (3.4)$$

onde:

$E^*$  = módulo complexo;

$E_1$  = módulo de elasticidade dinâmico, isto é, a parte real que representa a energia armazenada no material e que pode ser recuperada;

$E_2$  = módulo de perda, isto é, a parte imaginária que representa a energia perdida por atrito interno do material (comportamento viscoso irreversível);

$i$  = número complexo definido por  $i^2 = -1$ .

Na prática, os valores correspondentes ao módulo complexo ( $E_1$  e  $E_2$ ), assim como as tensões e deformações máximas aplicadas aos corpos de prova durante o ensaio, são calculados a partir das suas características geométricas com a ajuda de formulações provenientes de cálculos clássicos de resistência dos materiais (Equações 3.5 a 3.8) (CASTAÑEDA, 2004; De La ROCHE, 1996).



$$\varepsilon_{\text{máx}} = \frac{(h_1 - h_2)^2}{8L^2 h_2 \left( \ln \frac{h_1}{h_2} - \frac{(h_1 - h_2) \cdot (3h_1 - h_2)}{2h_1^2} \right)} \cdot D \quad (3.5)$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{2L}{2eh_1 \cdot (h_2 - h_1)} \cdot F \quad (3.6)$$

$$E_1 = \gamma \cdot \left( \frac{F}{D} \cdot \cos \varphi + \mu \omega^2 \right) \quad (3.7)$$

$$E_2 = \gamma \cdot \left( \frac{F}{D} \cdot \text{sen} \varphi \right) \quad (3.8)$$

onde:

$\varepsilon_{\text{máx}}$  = deformação máxima;

$\sigma_{\text{máx}}$  = tensão máxima;

$h_1$  = base maior do corpo de prova;

$h_2$  = base menor do corpo de prova;

$L$  = altura do corpo de prova;

$e$  = espessura do corpo de prova;

$D$  = deslocamento aplicado na base menor do corpo de prova;

$F$  = força aplicada para gerar o deslocamento  $D$ .

$(\omega = 2\pi f)$  = pulsação do sinal e  $f$  é a frequência da solicitação; e,

$\gamma$  = fator de forma, dependente das dimensões do corpo de prova  
(Tabela 3.1, 2PB)

$\mu$  = fator de massa, leva em consideração se necessário, a massa do corpo de prova  $M$  e, a massa móvel do equipamento  $m$  (Tabela 3.1, 2PB);

$\varphi$  = ângulo de fase ou de retardo (defasagem) da deformação em relação à tensão aplicada.

HUET (1963) em sua experiência pioneira, quando desenvolveu um método de impedância do comportamento viscoelástico de materiais hidrocarbonetos, mais especificamente das misturas asfálticas, ressaltou pontos importantes sobre a finalidade da execução dos ensaios tanto de módulo complexo quanto de fadiga destes tipos de materiais sob a aplicação de solicitações senoidais, ou seja, de flexão alternada:

- É capaz de produzir um efeito amplificador das deformações (de maneira a rotacionar as suas seções, na forma de isometria), além de exigir uma sensibilidade de medida menor que nos ensaios de tração/compressão;
- As solicitações responsáveis pela ruptura por fadiga das camadas de revestimento nos pavimentos são as de flexão, por isso a escolha de um ensaio em que os corpos de prova estivessem vibrando sob flexão;
- É a forma periódica mais fácil de ser produzida e de controlar;
- Permite facilmente o cálculo do módulo, o qual intervém no cálculo da tensão por intermédio das forças de inércia (Equação 3.7); e,
- Devido não ser muito distante da linha de influência em um ponto de uma sucessão de cargas rolantes (dinâmicas) sobre o pavimento.

### **3.2. PRINCIPAIS ENSAIOS DE MÓDULO COMPLEXO**

Os ensaios de módulo complexo podem ser executados à tração/compressão (T/C), à flexão de 2 (2PB), 3 (3PB) e 4 (4PB) pontos de apoio, e sob cisalhamento. Estas formas de ensaio têm recebido denominações que as dividem em dois grupos (DI BENEDETTO e De La ROCHE, 1998):






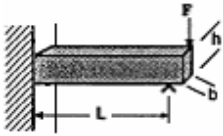
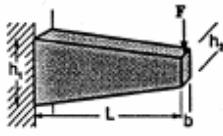
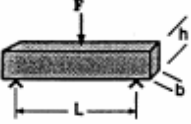
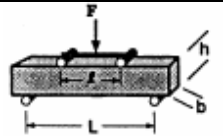
- **Homogêneos:** para os quais pode-se obter diretamente às tensões e deformações;
- **Não Homogêneos:** para os quais a obtenção das tensões e deformações se dá considerando a estrutura geométrica do corpo de prova.

De maneira geral, todos os ensaios determinam o módulo complexo a partir dos valores da força e da deformação aplicados nos corpos de prova e da defasagem existente entre os seus respectivos sinais, aliados a dois fatores (MOMM, 1998):

- **Fator de forma ( $\gamma$ ):** dependente das dimensões dos corpos de prova;
- **Fator de massa ( $\mu$ ):** considerando (se necessário) os efeitos da inércia relacionados à massa do corpo de prova em movimento e à massa do equipamento móvel (bases de fixação, ligação corpo de prova-motor, etc.).

Os diferentes ensaios de módulo complexo foram agrupados de acordo com a sua categoria, representados por modo de execução, fatores de forma e de massa (De La ROCHE, 1996) (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Diferentes ensaios de módulo complexo (De La ROCHE, 1996).

Tipo	Modo de Execução	Princípio do Ensaio	Fator de Forma ( $\gamma$ )	Fator de Massa ( $\mu$ )	Referências ( <i>apud</i> De La ROCHE, 1996)
ENSAIOS HOMOGÊNEOS	Tração/ Compressão (T/C) (com ou sem confinamento)		$h/\pi D^2$	-	CHARIF (1991) DOUBBANEH (1995)
	Cisalhamento		$l/he$	-	ASSI (1981)
	Cisalhamento a altura constante		$h/\pi D^2$	-	KENNEDY et al (1994)
	Máquina de cisalhamento		$h/\pi D^2$	-	LEMPE et al (1992)
	Cisalhamento co-axial		$\ln(d/D)/2\pi h$	-	GÜBLER (1990)
ENSAIOS NÃO HOMOGÊNEOS	Flexão em 2 pontos (2PB)		$4L^3/bh^3$	$M/4+m$	FRANCKEN et al (1994)
			$12l^3/b(h_1-h_2)^3$ [[ $(2h_2/2h_1)/(h_2/h_1 - 3/2 - \ln(h_2/h_1))$ ]]	$0,135M+m$	HUET (1963) CHAUVIN (1990)
	Flexão em 3 pontos (3PB)		$24L^3/\pi 4bh^3$	$0,5M+m$	MYRE (1992)
	Flexão em 4 pontos (4PB)		$(2L^3 - 3LI^2 + I^3)8bh^3$	-	PRONK (1996)

O ensaio escolhido para determinação do módulo complexo das misturas asfálticas nesta pesquisa foi o de flexão (alternada) em 2 pontos (PB) com o controle do

deslocamento, em modo contínuo, aplicado a corpos de prova com geometria trapezoidal (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), conforme ilustrado na Tabela 3.1.

Em relação à geometria trapezoidal dos corpos de prova para execução dos ensaios de módulo complexo e também de fadiga das misturas asfálticas, HUET (1963) também explicou as motivações desta escolha, inferindo que apesar de ser possível determinar o módulo complexo com a utilização de corpos de prova prismáticos, como o fez a princípio em suas experiências, ressalta que apresentam um inconveniente: a seção submetida às tensões mais elevadas e nas quais, por conseguinte, se produzirá a ruptura, é a de engastamento, principalmente nos ensaios de fadiga.

Complementa ainda a análise do parágrafo anterior de maneira racional, dizendo que durante os ensaios não se sabe qual a distribuição e a intensidade exatas das tensões nas seções de ligação ou de engastamento. Além disso, cita o Princípio de Saint-Venant, o qual indica que a influência desta ligação (engaste) não é sentida caso a zona de influência das solicitações se encontre longe destas seções, o que permite calcular as tensões aplicadas a partir da resistência efetiva dos materiais. Portanto, deve-se afastar a seção de ruptura, ou seja, a seção mais solicitada, de maneira que seja deslocada para a parte central do corpo de prova.

Pelas razões expostas, modificou a geometria prismática dos corpos de prova para a de um perfil considerado “de igual resistência”, com forma parabólica e sendo solicitado por uma carga única aplicada à sua extremidade livre (Figura 3.2).

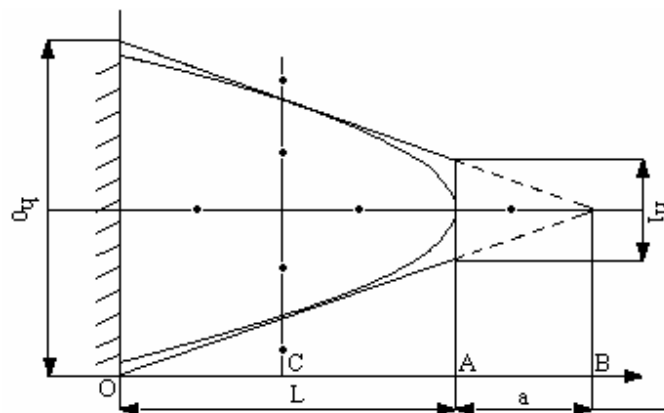


Figura 3.2 - Perfil trapezoidal dos corpos de prova (HUET, 1963).

De acordo com a Figura 3.2, pode-se obter que o corpo de prova seja mais solicitado em uma seção ao longo do eixo das abscissas, acrescentando uma parte complementar ao perfil parabólico, a partir do prolongamento de duas tangentes que se encontram com outra tangente traçada ao topo da parábola (no ponto A). Obtém-se assim um perfil trapezoidal, determinado pela dimensão  $L$  (segmento  $\overline{OA}$ ) que constitui a altura do trapézio, assim como as bases maior ( $h_0$ ) e menor ( $h_1$ ). As propriedades conhecidas de um perfil parabólico indicam que a seção de ruptura se encontra no ponto C, simétrico de B (no topo do triângulo), em relação ao ponto A. A posição da seção de ruptura dependerá, portanto, para uma determinada altura  $L$ , da escolha da relação seguinte (Equação 3.9) (HUET, 1963):

$$\frac{h_0}{h_1} = 1 + \frac{1}{a}; \text{ com } a = \overline{AB} = \frac{L}{\frac{h_0}{h_1} - 1} \quad (3.9)$$

onde:

$h_0$  = base maior do trapézio;

$h_1$  = base menor do trapézio;

$L$  = altura do trapézio;

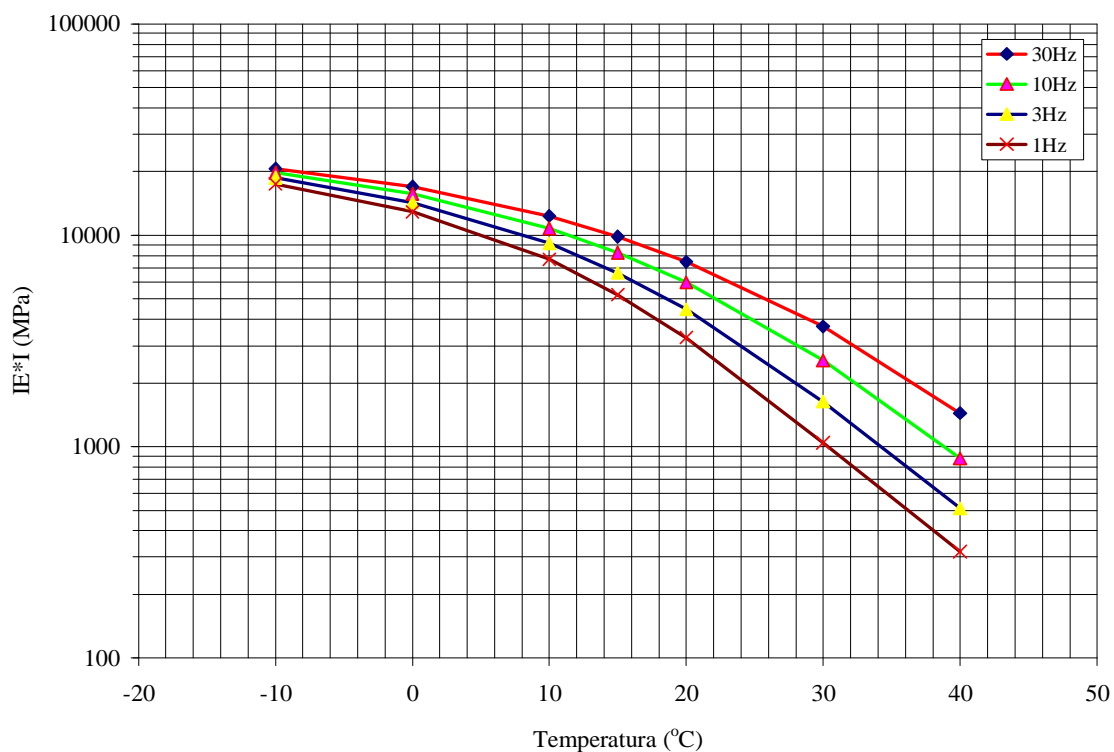
$a$  = segmento  $\overline{AB}$  (prolongamento das tangentes ao perfil parabólico).

O fator campo-laboratório dos ensaios de módulo complexo obtido após a análise de resultados determinados ao longo de vários anos de pesquisas e coletas de amostras em seções de pavimentos no campo, indica valores com a seguinte ordem de grandeza:  $\pm 1,2$  a  $1,3$  (MANUEL LPC, 2007).

### 3.3. REPRESENTAÇÕES GRÁFICAS DO MÓDULO COMPLEXO

Existem diferentes maneiras de representar graficamente o comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas, em função da variação da temperatura e da frequência de solitação, considerando as partes reais ( $E_1$ ) e imaginárias ( $E_2$ ), bem como o módulo de rigidez complexo  $|E^*|$  e o ângulo de fase  $\varphi$ , tais como: curvas isócronas, curvas isotérmicas, curva de equivalência frequência-temperatura, plano Cole-Cole, espaço de Black (DONGMO-ENGELAND, 2005; CASTAÑEDA, 2004; HECK, 2001; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996; HUET, 1963).

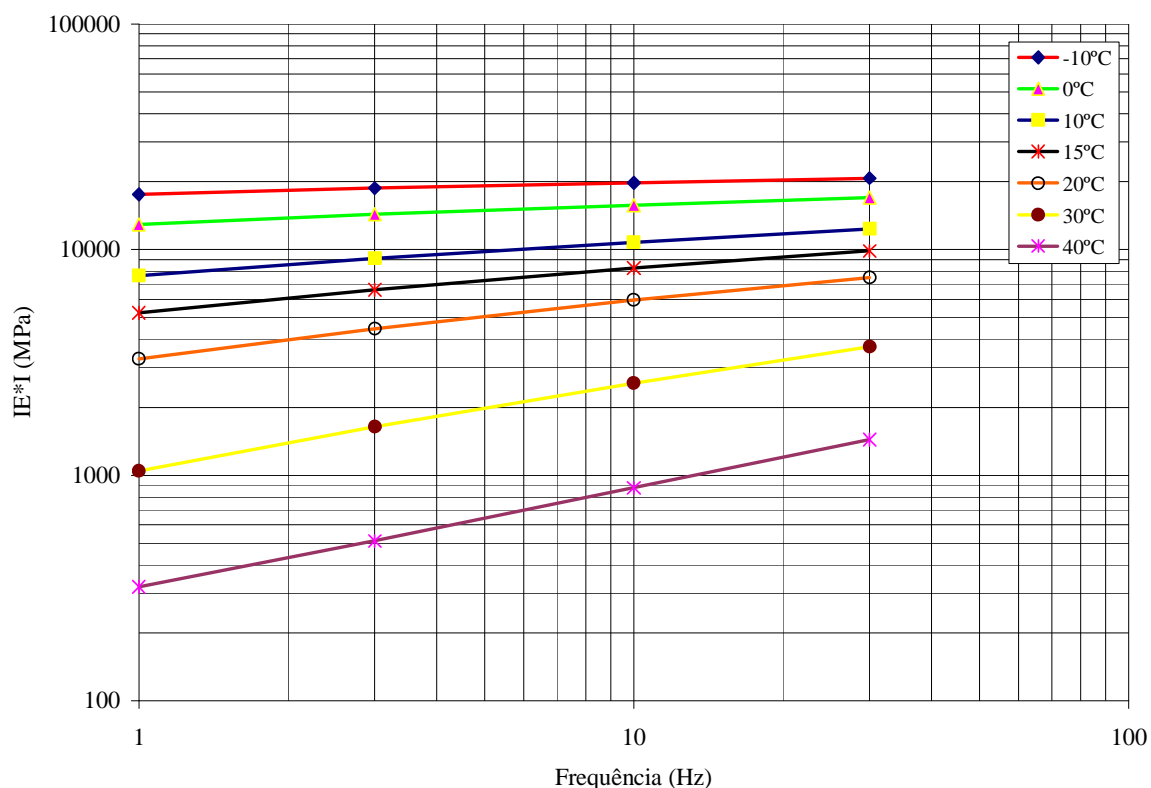
As curvas isócronas (Figura 3.3) relacionam o módulo de rigidez complexo  $|E^*|$ , em escala logarítmica, com a temperatura em escala aritmética, para cada nível de frequência de teste, permitindo avaliar a suscetibilidade térmica das misturas asfálticas.



**Figura 3.3 - Curvas isócronas do módulo complexo.**

As curvas isotérmicas (Figura 3.4) relacionam os valores do módulo de rigidez complexo  $|E^*|$  com os níveis de frequência, ambos em escala logarítmica, em função da temperatura de teste. O parâmetro de avaliação de uma mistura asfáltica neste caso é a sua suscetibilidade cinética, a qual é detectada a partir da apreciação da inclinação das curvas a uma dada temperatura.

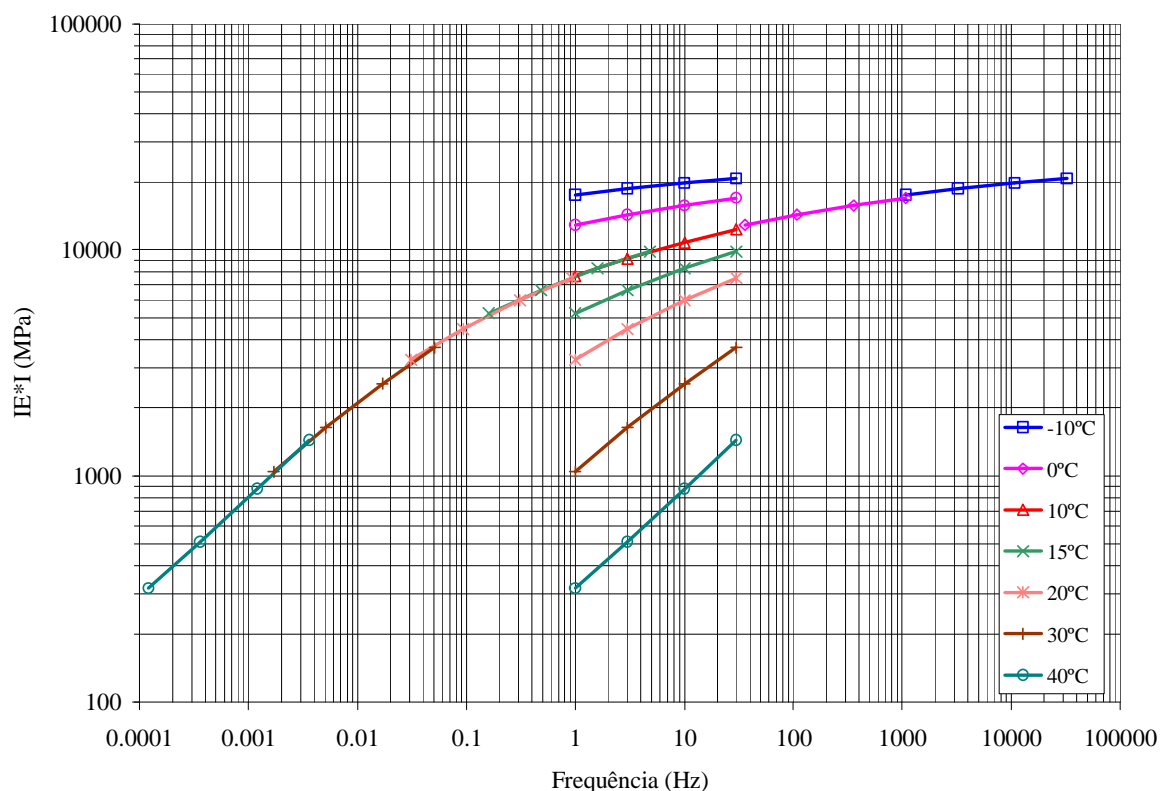




**Figura 3.4 - Curvas isotérmicas do módulo complexo.**

Observando as curvas isotérmicas na Figura 3.4, nota-se que no domínio da viscoelasticidade linear, um mesmo valor de módulo pode ser obtido para diferentes conjuntos de frequência e temperatura. Esta propriedade é chamada de equivalência frequência-temperatura (MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÉRE, 1996).

Esta propriedade se torna possível de representar graficamente a partir da construção de uma curva única, relacionando o módulo de rigidez complexo  $|E^*|$  com os níveis de frequência de teste, ambos em escala logarítmica, em função de uma temperatura de referência ( $T_R$ ) escolhida arbitrariamente (Figura 3.5). Esta curva é obtida pela translação paralela ao eixo das abscissas (dos níveis de frequência) de cada curva isotérmica, em relação à curva isotérmica correspondente à  $T_R$ , até que se consiga a superposição dos pontos de mesma ordenada, ou seja, de mesmo  $|E^*|$ .



**Figura 3.5 - Curva de equivalência frequência-temperatura ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ ).**

A curva única obtida é denominada de mestra, em que caracteriza a evolução do comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas. Logo, uma curva horizontal representa uma mistura asfáltica com comportamento puramente elástico, enquanto que uma curva próxima de um traçado vertical representa um comportamento muito suscetível às variações de frequência e temperatura (MOMM, 1998).

Pode-se notar na Figura 3.5, que o princípio de equivalência frequência-temperatura permite também obter os valores de módulo para as frequências inacessíveis experimentalmente, ou seja, de valores muito baixos ( $< 1\text{Hz}$ ). Geralmente é determinada para uma  $T_R$  de  $10^\circ\text{C}$  para as misturas asfálticas e de  $25^\circ\text{C}$  para os ligantes betuminosos (De La ROCHE, 1996).

O coeficiente de translação de uma curva isotérmica, em relação à curva isotérmica correspondente à  $T_R$  escolhida é denominado de  $a_T$ , tal que seja satisfeita a seguinte notação:  $E^*(\omega, T) = E^*(\omega \cdot a_T, T_R)$ , com  $a_T = 1$  e  $\omega = 2\pi f$  (pulsação). Várias Equações têm sido propostas para a determinação de  $a_T$ , porém, as mais utilizadas são as de William, Landel e Ferry (Equação 3.10), de Arrhenius (Equação 3.11) e do Método Gráfico (Figura 3.6 e Equações 3.12 a 3.15) (MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996).

$$\log a_T = \frac{-C_1 \cdot (T - T_R)}{(T - T_R) + C_2} \quad (3.10)$$

onde:

$a_T$  = coeficiente de translação de uma curva isotérmica;

$C_1, C_2$  = constantes calculadas por regressão linear, dependentes da mistura;

$T$  = temperatura de uma dada curva isotérmica, em °K;

$T_R$  = temperatura de referência de uma curva isotérmica, em °K.

$$\log a_T = \frac{\delta H}{R} \cdot \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_R} \right) \quad (3.11)$$

onde:

$a_T$  = coeficiente de translação de uma curva isotérmica;

$\delta H$  = energia aparente de ativação característica do material ( $\cong 50 \text{ kJ/mol}$ );

$R$  = constante universal dos gases perfeitos ( $8,31 \text{ J/mol/}^\circ\text{K}$ );

$T$  = temperatura de uma dada curva isotérmica, em °K;

$T_R$  = temperatura de referência de uma curva isotérmica, em °K.

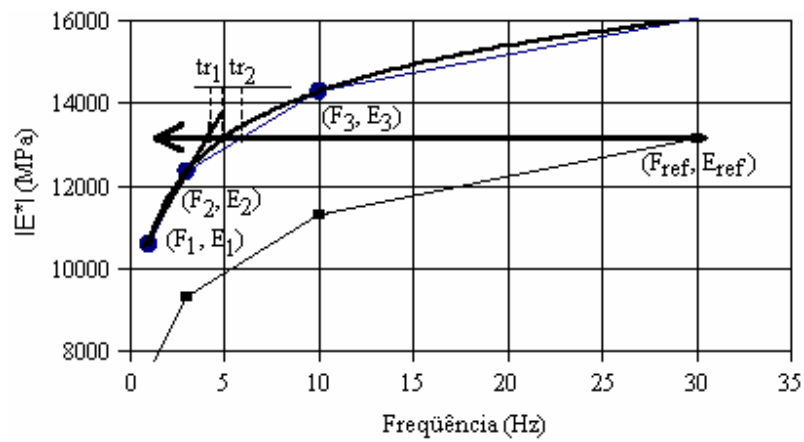


Figura 3.6 - Translação das curvas isotérmicas pelo método gráfico (MOMM, 1998).

$$tr_1 = \exp \left( \frac{\ln(F_1) + \ln\left(\frac{F_2}{F_1}\right)}{\ln\left(\frac{E_2}{E_1}\right)} \cdot \ln\left(\frac{E_{ref}}{E_1}\right) \right) \quad (3.12)$$

$$tr_2 = \exp \left( \frac{\ln(F_2) + \ln\left(\frac{F_3}{F_2}\right)}{\ln\left(\frac{E_3}{E_2}\right)} \cdot \ln\left(\frac{E_{ref}}{E_2}\right) \right) \quad (3.13)$$

$$tr_m = \frac{(tr_1 + tr_2)}{2} \quad (3.14)$$

$$\ln a_T = \ln\left(\frac{F_{ref}}{tr_m}\right) \quad (3.15)$$

onde:

$tr_1, tr_2$  = coeficientes de ajuste da translação;

$tr_m$  = coeficiente de ajuste da translação médio;

$F_{1,2,3}$  = freqüência de um dado ponto  $i = 1,2,3$ ;

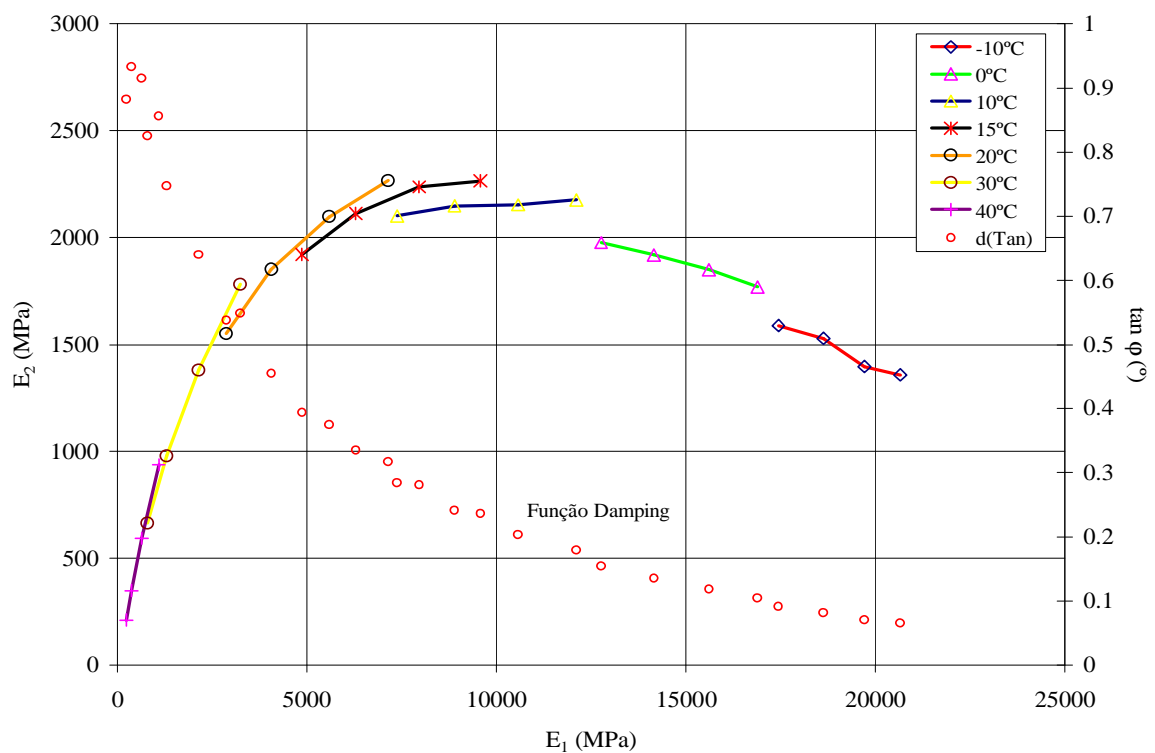
$E_{1,2,3}$  = módulo de um dado ponto  $i = 1,2,3$ ;

$F_{ref}$  = freqüência de referência de uma dada temperatura;

$E_{ref}$  = módulo de referência de uma dada temperatura;

$a_T$  = fator de translação correspondente a uma dada temperatura.

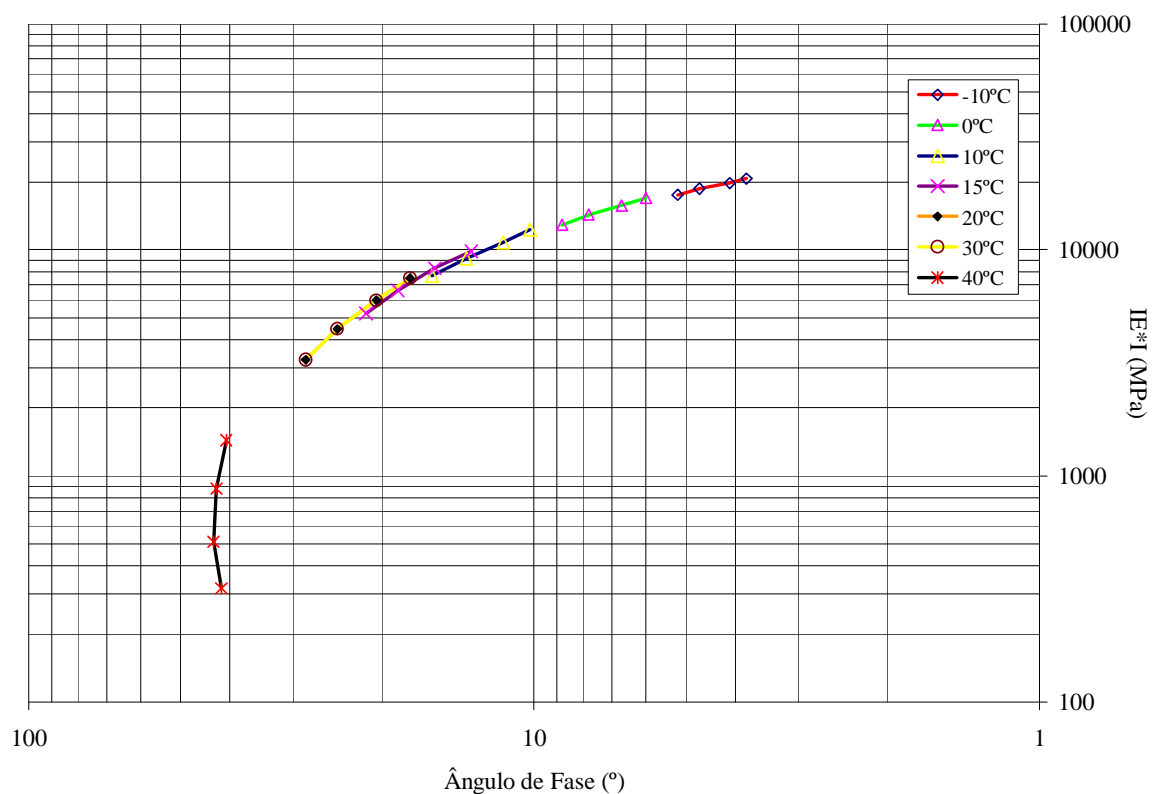
O plano Cole-Cole relaciona as partes real ( $E_1$ ) e imaginária ( $E_2$ ) do módulo complexo ( $E^*$ ), ambas em escala aritmética, em função da temperatura e freqüência de teste, obtendo-se uma curva semelhante a um arco de círculo (Figura 3.7). A função *Damping* é expressa através da tangente do ângulo de fase  $\phi$ ,  $d(\tan\phi)$ , e demonstra a evolução da defasagem entre a tensão e a deformação das misturas asfálticas com a variação da temperatura e da freqüência.



**Figura 3.7 - Plano Cole-Cole do módulo complexo e função *Damping*.**

A curva gerada no plano Cole-Cole caracteriza a evolução viscoelástica no domínio linear das misturas asfálticas, podendo ser utilizada para efetuar calagens entre os valores experimentais do módulo complexo e alguns modelos reológicos, conforme poderá ser visto no tópico 3.4.

O espaço de Black relaciona o módulo de rigidez complexo  $|E^*|$ , em escala logarítmica, com o ângulo de fase  $\varphi$ , em escala aritmética (Figura 3.8). Tem-se que se a mistura asfáltica obedece ao princípio da equivalência frequência-temperatura, a curva obtida deve ser única. Isto é, cada valor da defasagem  $\varphi$  corresponde a somente um valor do  $|E^*|$  na frequência considerada de teste (De La ROCHE, 1996).



**Figura 3.8 - Espaço de Black do módulo complexo.**

A curva do espaço de Black permite visualizar a região dos módulos de valores pequenos e, em particular, a diminuição do ângulo de fase  $\varphi$  para as condições de temperatura elevada, sendo este fenômeno relacionado à presença de granulares

nas misturas asfálticas. Além disso, é possível perceber o aumento dos valores de  $\varphi$  com o acréscimo da temperatura (ou a partir da diminuição da frequência) e vice-versa. E, assim como o plano Cole-Cole (Figura 3.7), pode também ser utilizado para efetuar calagens entre os valores experimentais do módulo complexo com alguns modelos reológicos. Geralmente, para os ligantes betuminosos puros, o ângulo de fase aumenta de maneira contínua ou tende a formar uma assíntota com o aumento da temperatura (De La ROCHE, 1996).

### **3.4. MODELOS REOLÓGICOS NO DOMÍNIO FREQUÊNCIAL DE SOLICITAÇÃO**

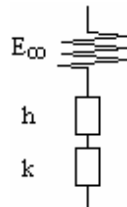
Os modelos reológicos são uma ferramenta útil para simular a relação entre a tensão e a deformação no comportamento dos materiais, facilitando a compreensão das Equações constitutivas, possibilitando uma análise do ponto de vista físico tanto das variáveis que os compõem quanto dos fenômenos resultantes.

Uma das formas de aplicação destes modelos no domínio frequencial, dá-se a partir da comparação de suas impedâncias teóricas aos valores experimentais do módulo complexo, sendo estes últimos obtidos sob várias frequências e temperaturas de teste, utilizando as representações gráficas do plano Cole-Cole (Figura 3.7) e do espaço de Black (Figura 3.8) (HECK, 2001).

#### **3.4.1. Modelo de Huet**

A evolução dos modelos de Maxwell e de Kelvin-Voigt para as versões generalizadas, apresentadas no Capítulo anterior, tornaram satisfatórias as descrições do comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas (De La ROCHE, 1996). Entretanto, ainda faltavam elementos que pudessem representar um número maior de variáveis, bem como de variações pertinentes ao comportamento reológico destes materiais e que, principalmente, abrangesse tanto a função de fluência quanto a de relaxação simultaneamente.

HUET (1963) propôs então um modelo analógico disposto da seguinte forma (Figura 3.9):



**Figura 3.9 - Modelo de HUET (1963).**

O modelo é constituído de 4 elementos: uma mola de rigidez  $E_{\infty}$ , dois amortecedores  $h$  e  $k$  que possuem funções de fluência do tipo parabólica, e um parâmetro correspondente ao tempo de relaxação dos amortecedores, que se assemelha ao retardo entre a tensão aplicada e a deformação resultante em função do tempo, variando de acordo com a temperatura, denominado  $\tau$ .

Com estes parâmetros, é possível determinar o módulo complexo dos materiais, notadamente das misturas asfálticas (Equação 3.16) (HUET, 1963).

$$E^*(\omega) = \frac{E_{\infty}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (3.16)$$

onde:

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

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

$\tau$  = é o tempo de relaxação dos amortecedores, portanto, um parâmetro em função do tempo e que se assemelha a um tempo de retardo, em que o valor varia com a temperatura;

$h, k$  = os parâmetros dos elementos parabólicos do modelo e, para os materiais betuminosos e misturas asfálticas estão situados no intervalo entre  $0 < k < h < 1$ ;



- $\delta$  = constante adimensional, função da natureza do ligante betuminoso e da curva granulométrica;
- $\omega$  =  $2\pi f$ ; em que  $f$  = frequência de solitação; pulsação.

No que diz respeito ao parâmetro  $\tau$ , tem-se que um polinômio de terceira ordem é geralmente satisfatório para descrever a sua variação no intervalo de temperatura entre  $-50^{\circ}\text{C}$  e  $100^{\circ}\text{C}$  (Equação 3.16) (CASTAÑEDA, 2004; HUET, 1963).

$$\tau(\theta) = e^{\left(A_0 + A_1\theta + A_2\theta^2\right)} \quad (3.16)$$

onde:

$\tau(\theta)$  = é o tempo de relaxação dos amortecedores, portanto, um parâmetro em função do tempo e que se assemelha a um tempo de retardo, em que o valor varia com a temperatura  $\theta$ ;

$A_0$ ,  $A_1$  e  $A_2$  = constantes calculadas por regressão linear simples.

O ajuste dos parâmetros  $h$ ,  $k$ ,  $\delta$ ,  $E_{\infty}$  e  $\tau$  do modelo, para uma dada mistura asfáltica, pode ser feito graficamente de maneira a se obter a melhor calagem possível com os resultados experimentais. No plano Cole-Cole, os parâmetros  $h$  e  $k$  podem ser obtidos pela medida do ângulo da curva com o eixo real (das abscissas) à origem e por  $E_1 = E_{\infty}$ , a partir das Equações 3.17 e 3.18 (HUET, 1963) (Figura 3.10).

$$h = \frac{2\hat{B}}{\pi} \quad (3.17)$$

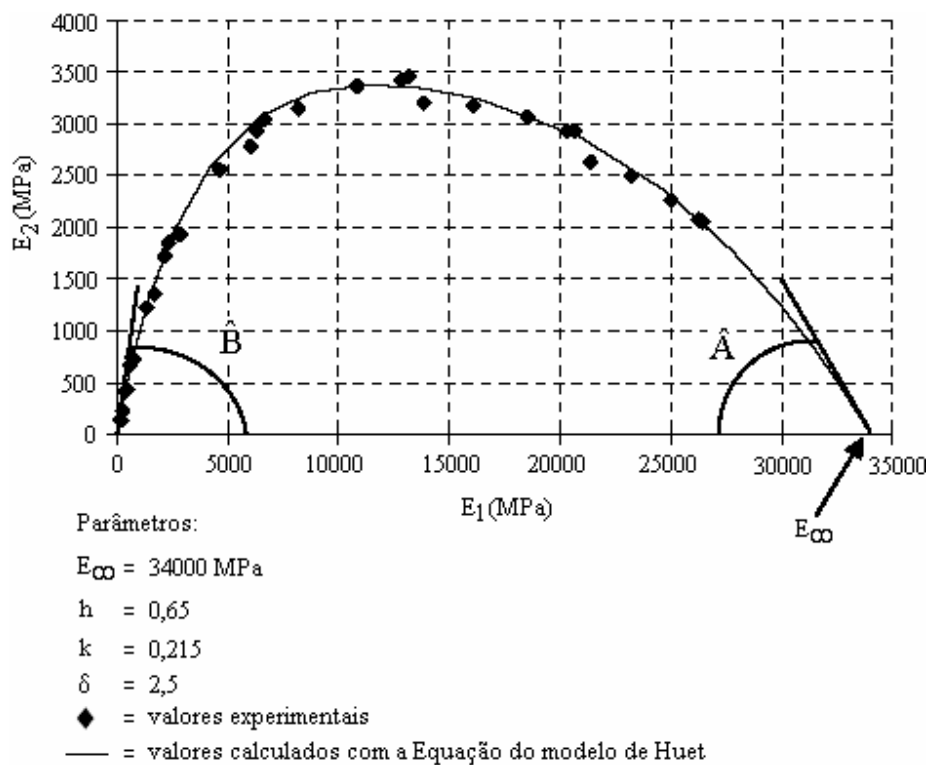
$$k = \frac{2\hat{A}}{\pi} \quad (3.18)$$

onde:

$h, k$  = os parâmetros dos elementos parabólicos do modelo e, para os materiais betuminosos e misturas asfálticas estão situados no intervalo entre  $0 < k < h < 1$ ;

$\hat{A}$  = ângulo formado pela tangente da curva do modelo com o eixo das abscissas, em relação ao valor do módulo instantâneo  $E_{\infty}$  do modelo no plano Cole-Cole;

$\hat{B}$  = ângulo formado pela tangente da curva do modelo com o eixo das abscissas, em relação à origem da parte real ( $E_1$ ) no plano Cole-Cole.

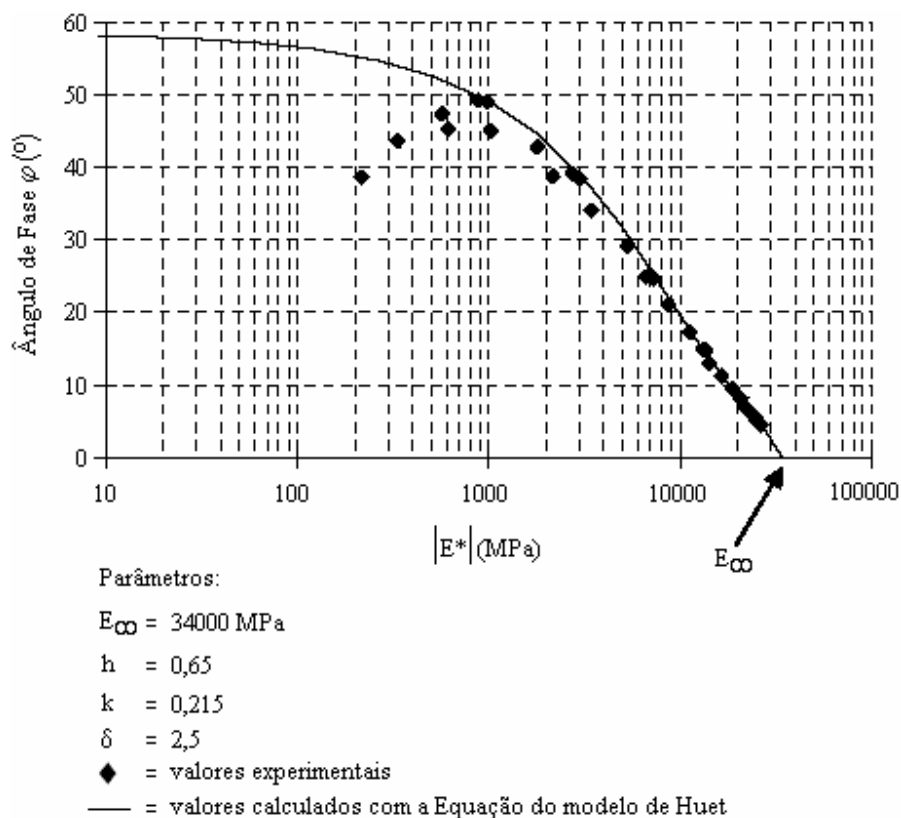


**Figura 3.10 - Calagem no plano Cole-Cole entre o modelo de HUET (1963) e os valores medidos experimentalmente (HECK, 2001).**

A calagem do parâmetro  $\delta$  se faz então observando a influência que possui sobre o amortecedor  $k$  (ligado ao ângulo  $A$ ) e relativamente ao amortecedor  $h$  (ligado ao ângulo  $B$ ), como se fosse uma carga (peso) aplicada ao amortecedor, a partir do

ajuste da parábola do plano Cole-Cole, pois quanto mais elevado for o valor de  $\delta$ , maior será a sua influência, isto é, a carga, sobre o amortecedor  $k$ , e mais a curva do modelo se achata sobre o eixo real ( $E_1$ ) das abscissas (HECK, 2001).

Como se pôde ver na Figura 3.10, o modelo de HUET (1963) permite um bom ajuste dos valores experimentais no plano Cole-Cole. Entretanto, o espaço de Black fornece uma representatividade melhor dos baixos valores do módulo, em função da escala logarítmica do módulo de rigidez complexo  $|E^*|$  demonstrar uma grande divergência nesta zona quanto à calagem entre o modelo e os valores experimentais (HECK, 2001) (Figura 3.11).



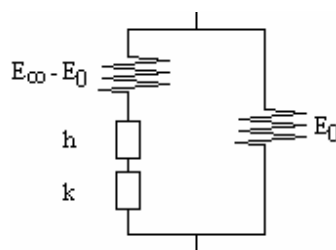
**Figura 3.11 - Calagem no espaço de Black entre o modelo de HUET (1963) e os valores medidos experimentalmente (HECK, 2001).**

Observando a Figura 3.11, verifica-se que o modelo de HUET (1963) não leva em consideração o decréscimo do ângulo de fase  $\varphi$ , devido à presença de granulares

nas misturas asfálticas, nas condições de solicitação a baixas freqüências e elevadas temperaturas. Desta forma, tem-se que este modelo é mais apto a descrever o comportamento viscoelástico linear dos ligantes betuminosos puros do que das misturas (HECK, 2001; De La ROCHE, 1996).

### 3.4.2. Modelo de Huet-Sayegh

Este modelo corresponde a uma evolução do modelo proposto por HUET (1963), a partir da inserção de uma mola em paralelo de pouca rigidez  $E_0$  por SAYEGH (1965), permitindo ter em conta o comportamento reológico das misturas asfálticas quando solicitadas a baixas freqüências e elevadas temperaturas, ou seja, o comportamento estático das misturas, por isso,  $E_0$  é denominado de módulo estático (CASTAÑEDA, 2004; HECK, 2001; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996) (Figura 3.12).



**Figura 3.12 - Modelo de Huet-SAYEGH (1965).**

Neste modelo, o módulo complexo do sistema pode ser determinado da seguinte forma (Equação 3.19).

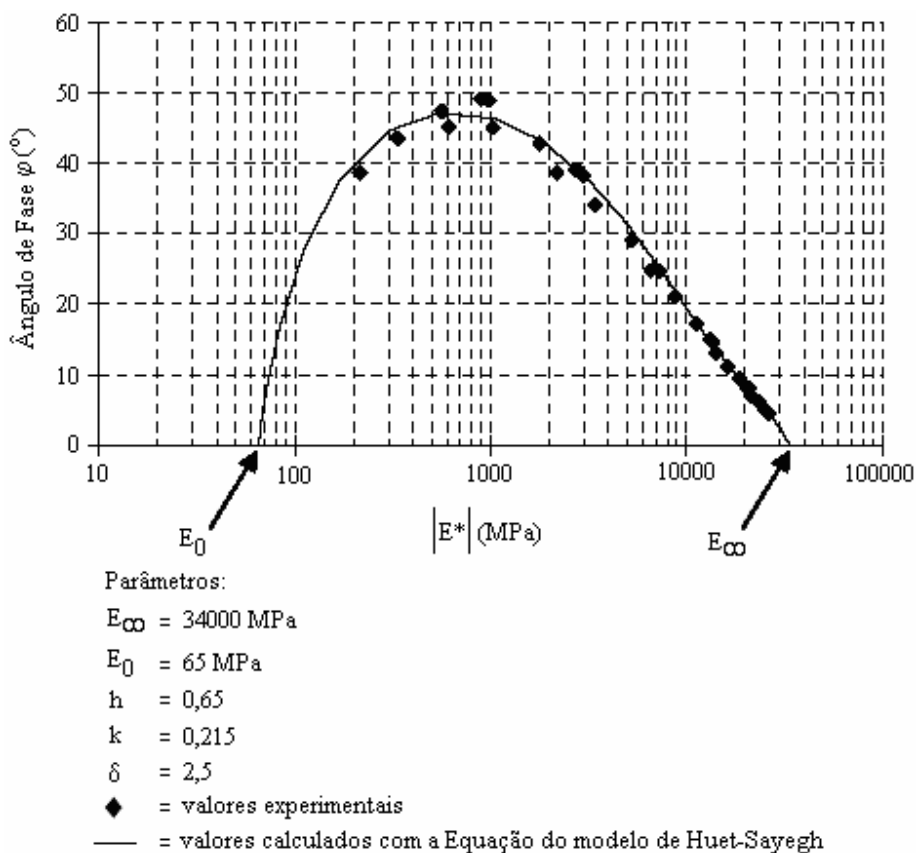
$$E^*(\omega) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (3.19)$$

onde:

- i = número complexo definido por  $i^2 = -1$ ;
- $E_\infty$  = módulo instantâneo do modelo, obtido quando  $\omega\tau$  tende ao infinito, para as elevadas freqüências e para as baixas temperaturas;
- $E_0$  = módulo estático, para as situações de baixas freqüências e de elevadas temperaturas;
- $\tau$  = é o tempo de relaxação dos amortecedores, portanto, um parâmetro em função do tempo e que se assemelha a um tempo de retardo, em que o valor varia com a temperatura;
- h, k = os parâmetros dos elementos parabólicos do modelo e, para os materiais betuminosos e misturas asfálticas estão situados no intervalo entre  $0 < k < h < 1$ ;
- $\delta$  = constante adimensional, função da natureza do betume e da curva granulométrica;
- $\omega$  =  $2\pi f$ ; em que f = freqüência de solicitação; pulsação.

As formas de representação gráfica do modelo de Huet-SAYEGH (1965) podem ser feitas da mesma maneira como se procede para o modelo de HUET (1963), porém, permite determinar o módulo complexo das misturas asfálticas mesmo nas situações de solicitação a elevadas temperaturas e baixas freqüências, ou seja, quando convergem para o valor do módulo  $E_0$ , e não o considerando como sendo nulo, tal como se procede na utilização do modelo de HUET (1963).

Esta constatação pode ser demonstrada a partir da calagem no espaço de Black entre os valores calculados a partir da Equação 3.19 do modelo de Huet-SAYEGH (1965) e os valores determinados experimentalmente do módulo complexo (Figura 3.13)



**Figura 3.13 - Calagem no espaço de Black entre o modelo de Huet-SAYEGH (1965) e os valores medidos experimentalmente (HECK, 2001).**

Assim, pode-se inferir que o modelo de Huet-SAYEGH (1965) possui maior abrangência na descrição do comportamento reológico das misturas asfálticas. Logo, é mais indicado para a representação da viscoelasticidade linear deste material nesta pesquisa.

## **CAPÍTULO 4**

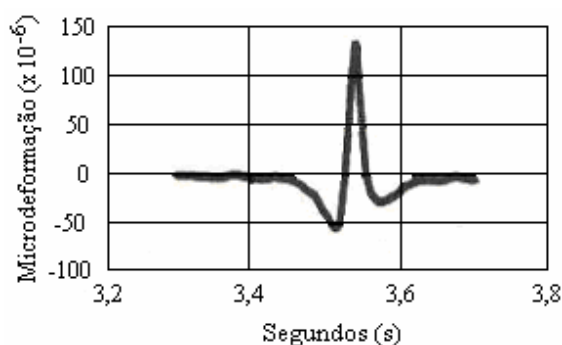
### **FADIGA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS**

#### **4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

A fadiga é o principal fenômeno que conduz os pavimentos, sobretudo as camadas betuminosas, ao colapso (DOMEC, 2005; RUDENSKY, 1997), daí a importância de compreendê-lo.

A fadiga e a propagação de fissuras através das camadas de rolamento constituem um fenômeno que não poupa nenhum tipo de estrutura de pavimento. As origens e processos de iniciação da fissuração diferem segundo o tipo de estrutura considerada, porém, a fadiga é, majoritariamente, a causa do surgimento de fissuras na superfície dos pavimentos. As causas mais identificadas dizem respeito à solicitação pelo tráfego e às condições ambientais, destacando-se o gradiente térmico. Entretanto, o controle da fissuração ao longo das camadas de rolamento é uma tarefa que se revela difícil, devido à diversidade das variáveis envolvidas. Logo, é de grande importância saber diagnosticar a natureza e a causa das fissuras, a fim de que possam ser evitadas ou, em último caso, combatida eficazmente a sua propagação (LAVEISSIÈRE, 2002).

No campo, as misturas asfálticas são submetidas a solicitações de curta duração a cada passagem do eixo de um veículo pesado. Assim, o pavimento que se encontra apoiado sobre um suporte deformável, é submetido a esforços de flexão alternada (Figura 4.1) no sentido longitudinal do carregamento. As tensões de tração, então, surgem na base das camadas que o compõe e se repetem a cada passagem dos pneumáticos. Entretanto, estes carregamentos não provocam imediatamente a ruptura do material, mas a sua repetição pode levar, em longo prazo, a uma fissuração por fadiga (MAILLARD, 2005; BAAJ, 2002; De La ROCHE e ODEON, 1993).



**Figura 4.1 - Sinal de deformação longitudinal medido na base da camada betuminosa de rolamento sob a passagem de carregamento (De La ROCHE e ODEON, 1993).**

Desta forma, entre os critérios utilizados para dimensionar as estruturas dos pavimentos, é indispensável considerar as características dos materiais quanto ao número de repetições de carregamento que suportam quando solicitados aos esforços mecânicos e em condições ambientais variadas, intrínsecos ao fenômeno da fadiga.

Porém, isto deve ser feito a partir da execução de ensaios laboratoriais que sejam capazes de simular as condições de solicitação observadas no campo e, que tenham uma série extensa de estudos comparativos entre as duas situações, a fim de que se obtenha uma relação campo-laboratório mais próxima possível sobre a interpretação deste fenômeno.

## **4.2. CARACTERIZAÇÃO DO FENÔMENO DA FADIGA**

O fenômeno da fadiga é definido por um dano progressivo do material, que o conduz à ruptura, devido à repetição de um grande número de solicitações (na prática superior a  $10^4$  ciclos) com amplitude inferior à resistência limite correspondente à sua ruptura sob carregamento monotônico (DOMEC, 2005; BAAJ, 2002; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

O surgimento de fissuras transversais ou longitudinais na base das camadas betuminosas que se propagam em direção à superfície do pavimento, tem a



orientação das suas trajetórias dependente tanto da rigidez quanto da espessura destas camadas. Assim, a deformação na base das camadas betuminosas pode ser máxima para as seguintes situações (DOMEK, 2005): no sentido transversal, provocando as fissuras longitudinais e; no sentido longitudinal, provocando as fissuras transversais.

Entretanto, existem pesquisas que evidenciam também o surgimento de fissuras nas camadas betuminosas provenientes do sentido oposto ao tradicionalmente considerado, ou seja, propagando da superfície em direção à base da camada, e ainda a ocorrência de forma simultânea à situação descrita no parágrafo anterior (MOLENAAR, 2004).

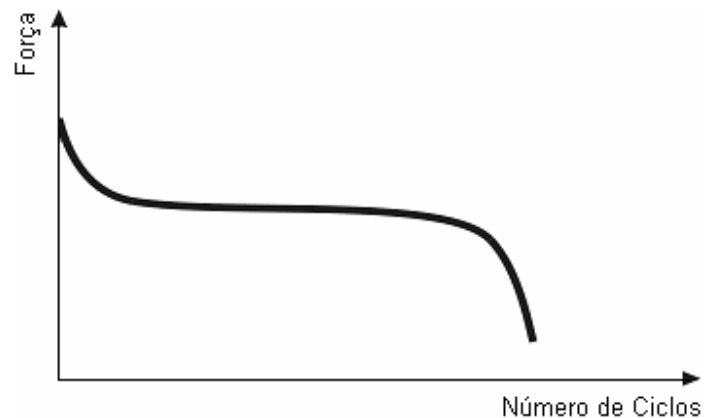
Em âmbito laboratorial, os desempenhos à fadiga dos materiais são geralmente avaliados utilizando testes envolvendo carregamento cíclico. Para os materiais betuminosos, assim como nos ensaios de módulo complexo, estes testes podem ser executados sobre diferentes geometrias de corpos de prova (Tabela 3.1), em que pode se controlar tanto a força quanto o deslocamento (BODIN, 2002; BAAJ, 2002; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

#### **4.3. MODO OPERATÓRIO DE SOLICITAÇÃO**

As solicitações aplicadas aos corpos de prova durante os ensaios de fadiga podem ser impostas em dois modos (DI BENEDETTO et al, 2003; BAAJ, 2002; De La ROCHE, 1996):

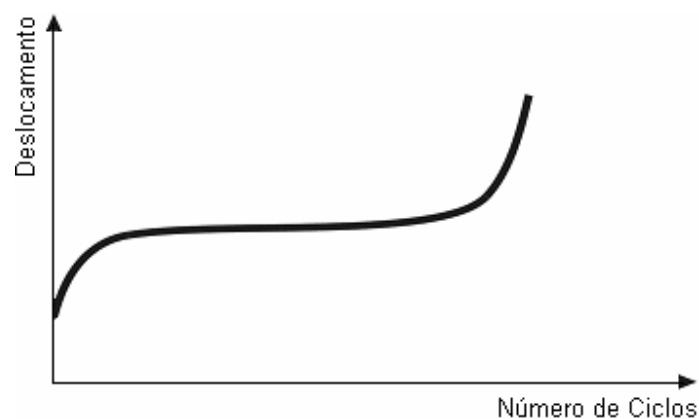
- **Deslocamento controlado:** situação em que o deslocamento é mantido constante durante todo o transcurso do ensaio. Nestas condições, a força diminui durante o ensaio, com uma queda um pouco acelerada, porém, de curta duração nos instantes iniciais, estabilizando-se posteriormente com um decréscimo suave ao longo da maior parte da duração do ensaio e com

característica abrupta nos instantes que antecede a ruptura (Figura 4.2). A força se adapta ao deslocamento que é controlado ao longo de todo ensaio.



**Figura 4.2 - Evolução da força durante um ensaio executado com o controle do deslocamento.**

- **Força controlada:** o ensaio é realizado de modo que a força permanece constante ao longo de todo o ensaio. A deformação aumenta fortemente no início, estabiliza-se ao longo do seu transcurso com um aumento lento e progressivo e nos instantes antecedentes à ruptura ocorre um aumento forte da deformação até a consumação do colapso do material (Figura 4.3).



**Figura 4.3 - Evolução do deslocamento durante um ensaio executado com o controle da força.**

Entre as diferentes tendências apresentadas por estes dois modos de solicitação, SAÏD (1988) demonstrou que partindo de um mesmo nível de deformação inicial, a resistência à fadiga das misturas asfálticas solicitadas com o controle do deslocamento pode ser até 10 vezes maior, em relação aos ensaios executados à força controlada.

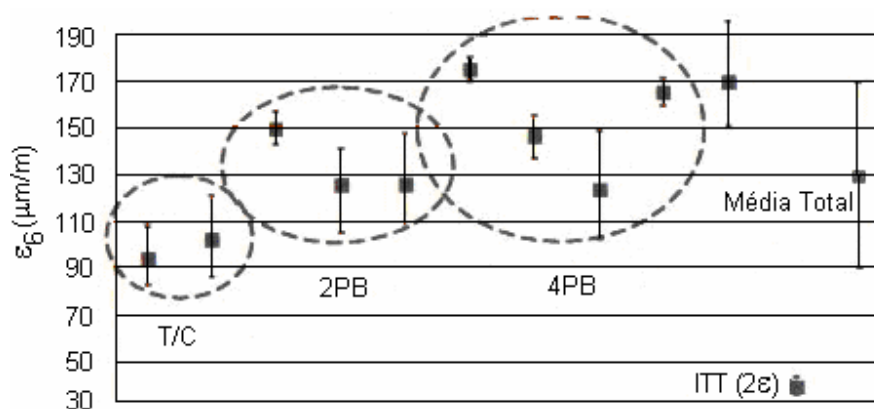
De acordo com DOAN (1977), as tendências obtidas por estes diferentes modos de solicitação são opostas, podendo ser explicadas pelos princípios dos mecanismos utilizados no decorrer dos ensaios:

- Durante os ensaios realizados com o controle do deslocamento, a taxa do dano progressivo do material permanece moderada. Logo, o domínio de solicitação será mais próximo da condição de linearidade e o tempo de propagação das fissuras é mais elevado;
- No caso dos ensaios realizados à força controlada, ocorre exatamente o contrário, pois a taxa do dano progressivo do material é acelerada no decorrer do ensaio. Portanto, o domínio de solicitação será fortemente não linear e o tempo da propagação das fissuras é pequeno.

Desta forma, pode-se concluir que o decréscimo de rigidez relacionado ao aquecimento interno do material, em função da dissipação de energia, é maior para a condição de ensaio realizada com o controle da força, se comparada à de deslocamento controlado.

DI BENEDETTO et al (2003) após a análise dos resultados de um estudo interlaboratorial europeu de fadiga, abrangendo vários tipos de teste (Tração/Compressão - T/C; vigas a 2, 3 e 4 apoios - 2PB, 3PB, 4PB; e, Tração Indireta - ITT), envolvendo 6 países distintos (Bélgica, França, Holanda, Polônia, Portugal, Suécia), além do Reino Unido, também formaram argumentos sobre a diversidade tanto dos modos de solicitação quanto dos tipos de teste:

- Os ensaios ITT fornecem as mais baixas resistências à ruptura por fadiga, devido o principal fenômeno que ocorre durante o ensaio ser provavelmente a acumulação de deformações irreversíveis, ou seja, permanentes e não o decréscimo progressivo da rigidez, isto é, a fadiga. Além disso, este tipo de teste pode ser executado apenas com o controle da força. Deve ser enfatizado que o procedimento contínuo de carregamento do teste ITT utilizado nesta campanha interlaboratorial é diferente da condição tradicionalmente executada, que inclui períodos de repouso (em torno de 4 vezes o tempo da aplicação do carregamento);
- Para a mesma amplitude de deslocamento ou de força, os testes realizados com viga (2PB, 3PB e 4PB) fornecem sempre maior resistência à ruptura por fadiga que o de T/C, devido os valores de tensão ou de deformação resultantes nas amostras serem sempre menores.
- O valor clássico da deformação calculado para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ) fornecido pelo teste ITT é muito pequeno, apresentando uma dispersão elevada quando comparado com os valores correspondentes aos testes 2PB e 4PB. E, mesmo entre os últimos citados, verifica-se uma grande diferença entre os valores de  $\epsilon_6$  obtidos. No caso dos testes T/C, os resultados obtidos foram bastante próximos, contudo, a quantidade de testes realizados foi menor (Figura 4.4).



**Figura 4.4 - Deformações calculadas para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ) para a campanha interlaboratorial RILEM (com 95% de confiança) (DI BENEDETTO et al, 2003).**

Constata-se, portanto, que os ensaios executados com o controle da força fornecem resultados mais pessimistas e menos dispersos que aqueles conduzidos com o controle do deslocamento. São ensaios mais agressivos, pois a deformação aumenta durante todo ensaio (MOMM, 1998; RIVIÈRE, 1996).

Cabe observar que os termos deslocamento e força têm sido confundidos na literatura com os de deformação e tensão, respectivamente, devendo-se atentar que as repercussões desta confusão não são desprezíveis nas análises dos resultados dos ensaios de fadiga (BAAJ, 2002).

A importância na distinção do conceito de cada um destes termos, diz respeito ao fato de que os valores da deformação ou da tensão tangem aos níveis de solicitação estipulados arbitrariamente de maneira prévia à execução dos ensaios, enquanto o deslocamento e a força são parâmetros calculados em função do nível de deformação ou tensão arbitrado e da geometria dos corpos de prova, sendo controlados mediante ajustes nos equipamentos, a fim de que correspondam durante os ensaios, aos níveis de solicitação (deformação ou tensão) estipulados previamente.

Todavia, como é a propagação das fissuras resultantes dos esforços de flexão alternada gerados na base das camadas betuminosas que as conduz ao colapso (HUET, 1963), tem-se que a deformação é a variável regente do fenômeno da fadiga das misturas asfálticas no campo. Por esta razão, foi escolhido o modo de sollicitação com o controle do deslocamento para esta pesquisa.

Logo, para o modo de sollicitação com controle do deslocamento, é possível identificar 3 fases distintas durante os ensaios de fadiga (DOMEK, 2005; DI BENEDETTO et al, 2003) (Figura 4.5):

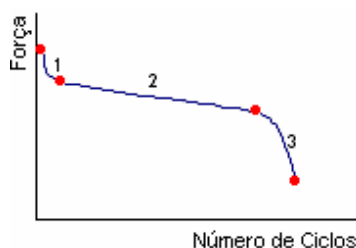


Figura 4.5 - Evolução das 3 fases durante os ensaios de fadiga.

- **Fase 1 ou fase de adaptação:** o rápido decréscimo da rigidez não pode ser explicado somente pela fadiga, a partir do surgimento de microfissuras na estrutura dos corpos de prova. A atuação de algumas variáveis pertinentes às sollicitações no domínio viscoelástico linear, como a tixotropia e o aquecimento interno do material pela dissipação de energia por atrito interno viscoso, somadas aos chamados efeitos dos artefatos (acomodação tanto do sistema mecânico do equipamento quanto da estrutura do corpo de prova às sollicitações impostas) têm um importante papel;
- **Fase 2 ou fase quase estacionária:** embora os efeitos dos artefatos sejam pequenos, ainda têm que ser considerados. Durante esta fase, o comportamento do material é aproximadamente linear e há um aumento muito pequeno da temperatura, sendo predominante a progressão das fissuras sobre o decréscimo da rigidez;

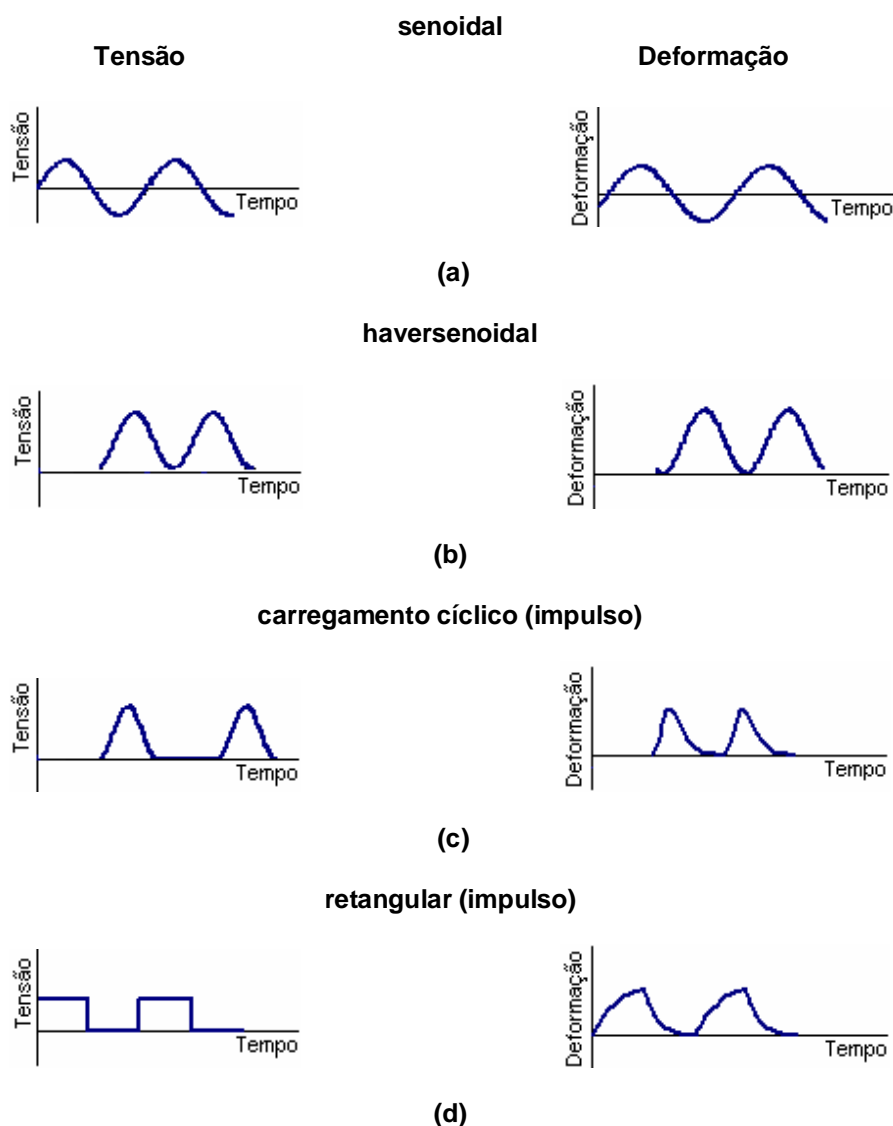
- **Fase 3 ou fase de falência:** a macro-ruptura (ou rupturas) começa a se desenvolver na região de maior sollicitação e uma falência global (colapso) é desencadeada ao final desta fase.

#### 4.4. FORMA DO SINAL DE SOLICITAÇÃO

A forma do sinal referente ao carregamento cíclico aplicado é muito importante na análise dos ensaios de fadiga, sobretudo através da influência da velocidade de aplicação do carregamento (PERRET, 2003).

Entretanto, a reprodução exata do sinal de carregamento obtido na base das camadas betuminosas no campo (Figura 4.1) é de difícil reprodução em laboratório, pois os sinais de sollicitação devido à passagem dos veículos variam em função de numerosos parâmetros. Além disso, existem as características próprias de cada veículo (peso, velocidade, configuração dos eixos, etc...), do pavimento (natureza dos materiais e espessura das camadas, por exemplo) e ambientais (temperatura, umidade, entre outras). Estes parâmetros, em conjunto, possuem uma influência decisiva sobre a forma destes sinais de carregamento quanto ao nível de amplitude, distribuição das tensões e das deformações ao longo das camadas do pavimento e da velocidade de aplicação da carga (BAAJ, 2002).

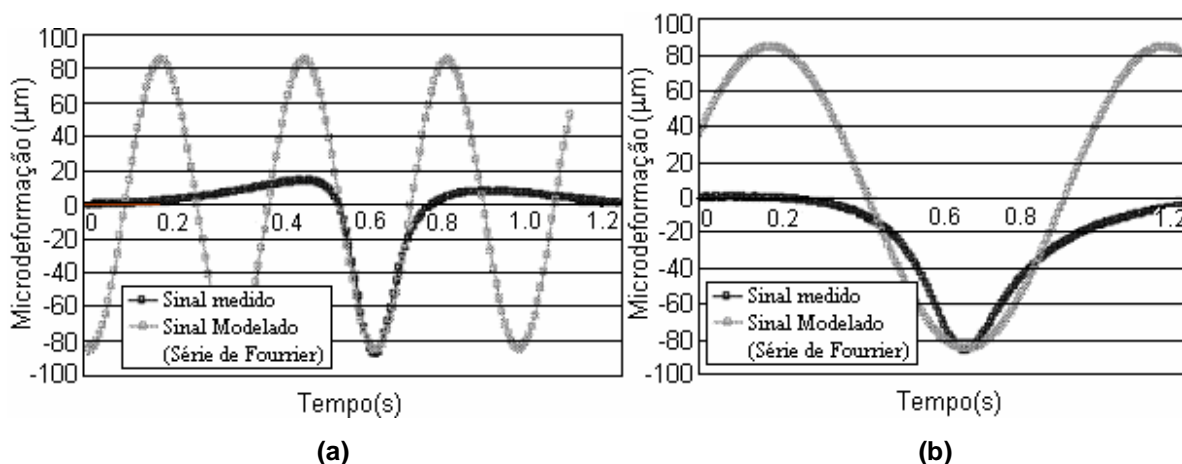
Apesar das tentativas para simular em laboratório as condições reais e aleatórias de carregamento dos pavimentos no campo (FRANCKEN, 1979), na maioria das vezes, os ciclos de sollicitação aplicados são periódicos (BAAJ, 2002; De La ROCHE e ODEON, 1993; SAÏD, 1988). A Figura 4.6 ilustra os principais sinais de carregamento possíveis de uso nos ensaios de fadiga.



**Figura 4.6 - Formas do sinal de solicitação: (a) senoidal, (b) haversenoidal, (c) carregamento cíclico (impulso) e, (d) retangular (impulso) (SAÏD, 1988).**

Apesar da dificuldade de reprodução em laboratório do sinal real de carregamento observado no campo, o sinal senoidal de carregamento (Figura 4.6a) obtido nos ensaios executados à flexão alternada é o que mais se aproxima das condições reais observadas no campo durante a aplicação das solicitações (Figura 4.1). PERRET (2003) demonstrou esta condição, a partir da superposição do sinal medido em campo a um sinal senoidal constituído com o uso de modelos elástico-lineares (EL) e viscoelástico lineares (VEL), aplicando Séries de Fourier (Figura 4.7).





**Figura 4.7 - Superposição dos sinais de deformação (a) longitudinal e (b) transversal à modelização matemática com Séries de Fourier obtidos na base das camadas betuminosas (PERRET, 2003).**

#### 4.5. DISPERSÃO DOS RESULTADOS

Na realidade, os ensaios de fadiga das misturas asfálticas fornecem resultados muito dispersos, o que decorre do próprio fenômeno de fadiga (De La ROCHE, 1996).

Se for repetido várias vezes o mesmo ensaio de fadiga sobre corpos de prova de características idênticas, o número de ciclos correspondente à resistência à ruptura pode variar em uma relação de 1 a 10 entre a menor e a maior das resistências para os metais (BRAND et al, 1992).

No caso dos materiais betuminosos, sobretudo as misturas asfálticas, esta relação que chegava de 1 a 30 ao final da década dos anos 70 (SOLIMAN, 1976), atualmente se aproxima de 1 a 10, devido ao aperfeiçoamento dos equipamentos experimentais de controle e de medida (FRANCKEN et al, 1996).

Deve-se, portanto, efetuar um grande número de repetições para obter um conjunto de valores correspondente ao número de ciclos representativo do fenômeno real. Na prática, são executadas várias repetições para um dado nível de solicitação (De La ROCHE, 1996).

#### 4.6. ÂNGULO DE FASE

Tanto para o modo de solicitação com controle do deslocamento quanto da força, durante os ensaios de fadiga o sinal de deslocamento acusa um retardo em relação ao sinal da força.

As representações gráficas apresentadas na literatura têm mostrado que o ângulo de fase aumenta no decorrer dos ensaios de fadiga, podendo esta evolução ser decomposta em três fases (DIAKHATE, 2007; BAAJ, 2002).

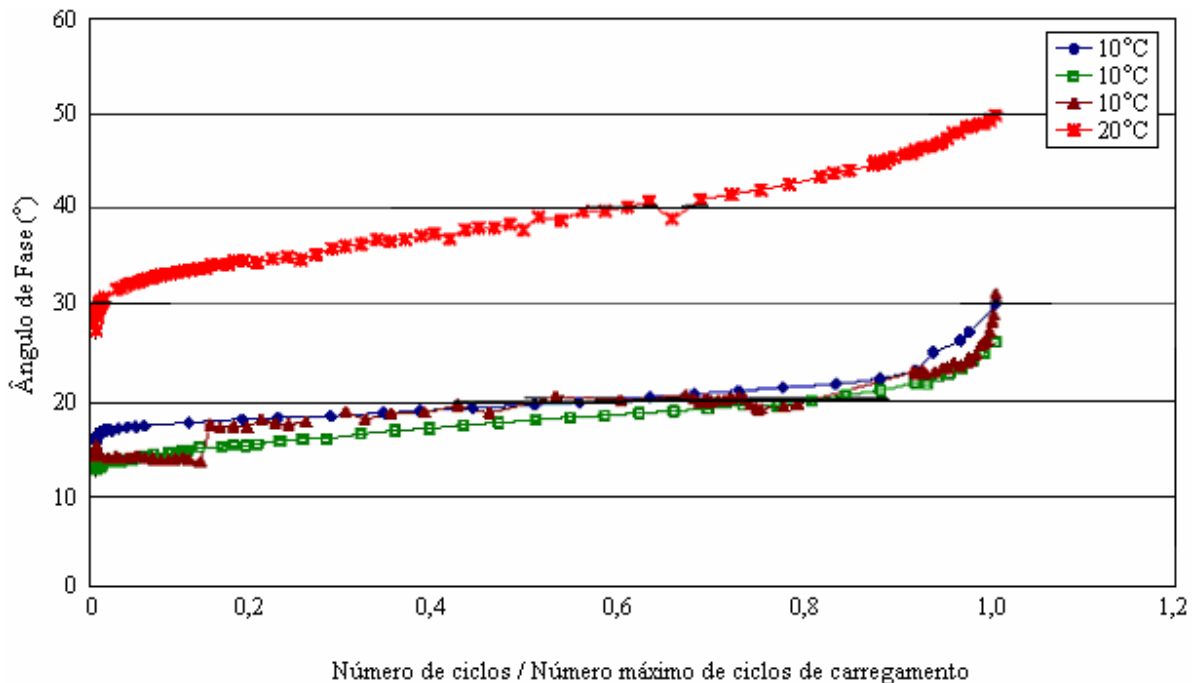
- **1ª Fase:** no início do ensaio, nota-se um aumento muito rápido, de vários graus, do ângulo de fase;
- **2ª Fase:** ocorre um aumento moderado dos valores do ângulo de fase;
- **3ª Fase:** é observado novamente um aumento muito rápido do ângulo de fase.

Ao final do ensaio, após a ruptura por fadiga dos corpos de prova, ocorre um aumento ou uma diminuição rápida do ângulo de fase, caracterizando a gravidade do dano, isto é, o colapso do material.

Contudo, a diferença entre os dois modos de solicitação citados ocorre principalmente na 2ª fase, pois o aumento dos valores do ângulo de fase é maior para os ensaios realizados com o controle da força que do deslocamento. Entretanto, neste contexto, não se tem registros de um ensaio de fadiga em que tenha havido uma diminuição do ângulo de fase antes do término da fase final do ensaio (3ª fase). Portanto, pode-se concluir que o ângulo de fase é um parâmetro fortemente relacionado à fadiga e ao dano das misturas asfálticas (BAAJ, 2002).

Tem sido verificado que o ângulo de fase é mais elevado à temperatura de 20°C que à de 10°C, em função da termosuscetibilidade dos materiais betuminosos. No

entanto, os valores parecem evoluir sob as mesmas ordens de grandeza (DIAKHATE, 2007) (Figura 4.8).



**Figura 4.8 - Evolução do ângulo de fase durante ensaios de fadiga executados com o controle do deslocamento a 10°C e 20°C (DIAKHATE, 2007).**

#### 4.7. CRITÉRIOS DE RUPTURA

O critério arbitrário da resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas tem sido definido, em laboratório, de acordo com o modo operatório de sollicitação (DIAKHATE, 2007; DOMEK, 2005; BAAJ, 2002; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996):

- Metade da força inicial para os ensaios com o controle do deslocamento;
- Duas vezes o deslocamento inicial para os ensaios com controle da força.

#### 4.8. REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO ENSAIO DE FADIGA

A curva representativa da vida de fadiga de um material, isto é, do número de ciclos  $N$  suportado até a ruptura em relação à amplitude do carregamento aplicado (deslocamento ou força), é a curva de Wöhler (BODIN, 2002; De La ROCHE, 1996; HUET, 1963) (Figura 4.9).

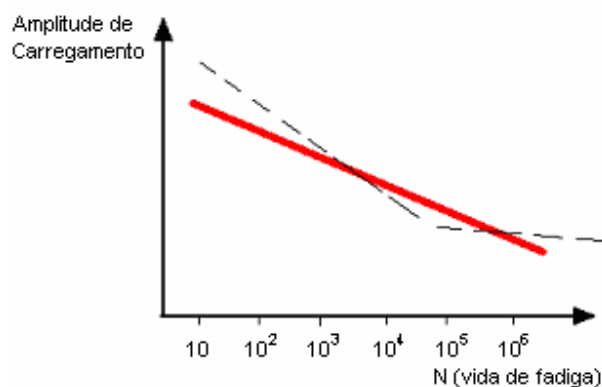


Figura 4.9 - Curva de Wöhler.

A curva de fadiga de um material é habitualmente determinada pelas Equações 4.1 e 4.2, em coordenadas semi-logarítmicas e logarítmicas, respectivamente. No caso de escolha da primeira hipótese, o eixo que deverá apresentar os valores em escala logarítmica será sempre o referente ao número de ciclos  $N$  (DOMEC, 2005; BAAJ, 2002).

$$S = a.N^{-b} \quad (4.1)$$

$$\log(S) = a - b.\log(N) \quad (4.2)$$

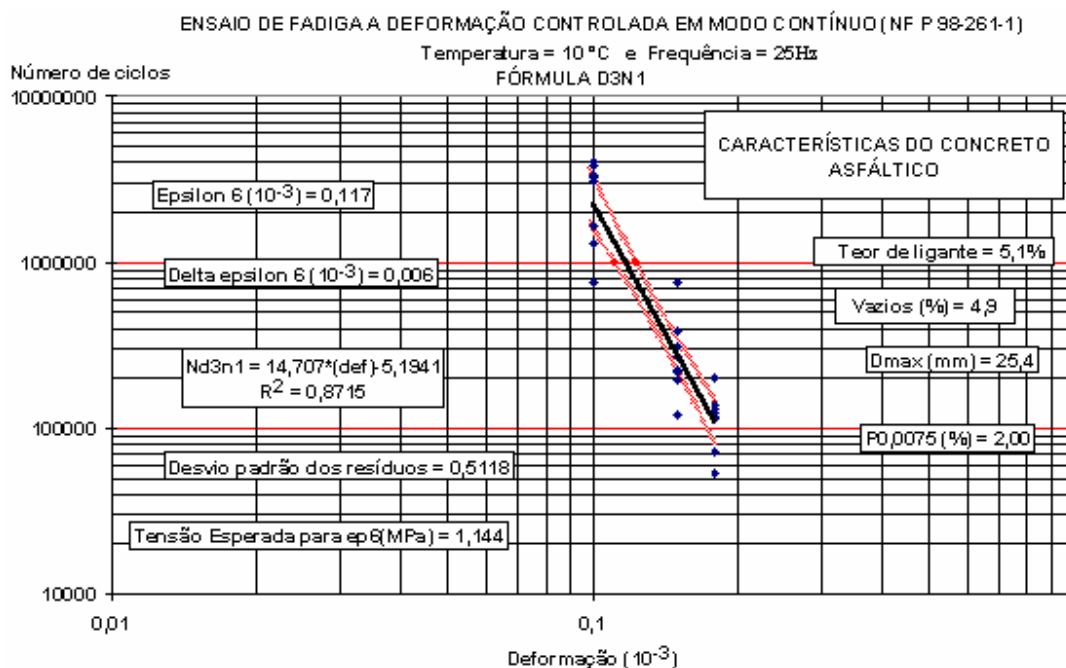
onde:

$N$  = é o número de aplicação da solicitação;

$S$  = é a solicitação, (tensão ou deformação);

$a, b$  = são constantes, sendo  $b$  representante da inclinação da reta de fadiga.

A Figura 4.10 ilustra uma curva de fadiga calculada segundo os critérios da metodologia francesa.



**Figura 4.10 - Representação gráfica de uma curva de fadiga calculada conforme os procedimentos normativos franceses (MOMM, 1998).**

Assim, o ensaio de fadiga escolhido para ser executado nesta pesquisa foi o de flexão alternada em 2 pontos (PB) com controle do deslocamento, em modo contínuo, com o uso de corpos de prova trapezoidais, porém, à temperatura e frequência de solicitação constantes (10°C e 25Hz), de acordo com os critérios da metodologia francesa para formulação de novas misturas asfálticas (AFNOR NF P 98-261-1, 1993).

Quanto ao fator campo-laboratório, o ensaio de fadiga escolhido para esta pesquisa, teve o seu fator determinado a partir de correlações entre os resultados obtidos com amostras produzidas em laboratório e, extraídas de seções de pavimentos no campo, com valor entre  $\pm 1,1$  a 1,15 (MANUEL LPC, 2007).

DOMEC (2005) após desenvolver modelos de predição da resistência à ruptura por fadiga de misturas asfálticas, comparando o procedimento tradicional da metodologia francesa de ensaio, ou seja, em modo contínuo, com a inclusão de tempos de repouso, na tentativa de simular as condições intermitentes de solicitação observadas no campo, verificou que o desempenho obtido com os ensaios denominados de “tráfego simulado” (com a inserção de períodos de repouso) varia de 1,11 a 1,35 vez, em relação ao ensaio executado tradicionalmente em modo contínuo.

## **CAPÍTULO 5**

### **FATORES INFLUENTES NO MÓDULO COMPLEXO E NA FADIGA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS**

Neste Capítulo serão abordados os fatores mais relevantes que atuam diretamente tanto no módulo complexo quanto na resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas.

#### **5.1. ESFORÇOS SOLICITANTES DO TRÁFEGO**

As camadas constituintes de uma estrutura de pavimento são submetidas a esforços de compressão e de tração, portanto de flexão, sob o efeito do tráfego ao longo do tempo. Os procedimentos mecanísticos tradicionais de dimensionamento, a partir da configuração dos parâmetros relacionados às características dos materiais e das cargas aplicadas, consideram um sistema de multicamadas superpostas com comportamento elástico linear, homogêneo e isotrópico, de acordo com a Teoria de BURMISTER (1943), necessitando basicamente do conhecimento, além das espessuras das camadas, do módulo elástico ou de Young (E) e do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) (HUET, 1963).

É precisamente a partir destes parâmetros citados no parágrafo anterior que a maior parte dos programas de dimensionamento (Alizé, Ecoroute, Elsym 5, Everstress 5.0, entre outros), simula o comportamento mecânico das estruturas dos pavimentos (BALAY e ODEON, 1999).

Os esforços repetidos de compressão sob a passagem das cargas solicitantes podem induzir às deformações permanentes que, quando acumuladas em grande quantidade, resultam na formação de trilhas de roda na superfície do pavimento. No caso dos esforços repetidos de tração ocorrentes na base das camadas, principalmente na de rolamento, são geradas microfissuras que se acumulam com o

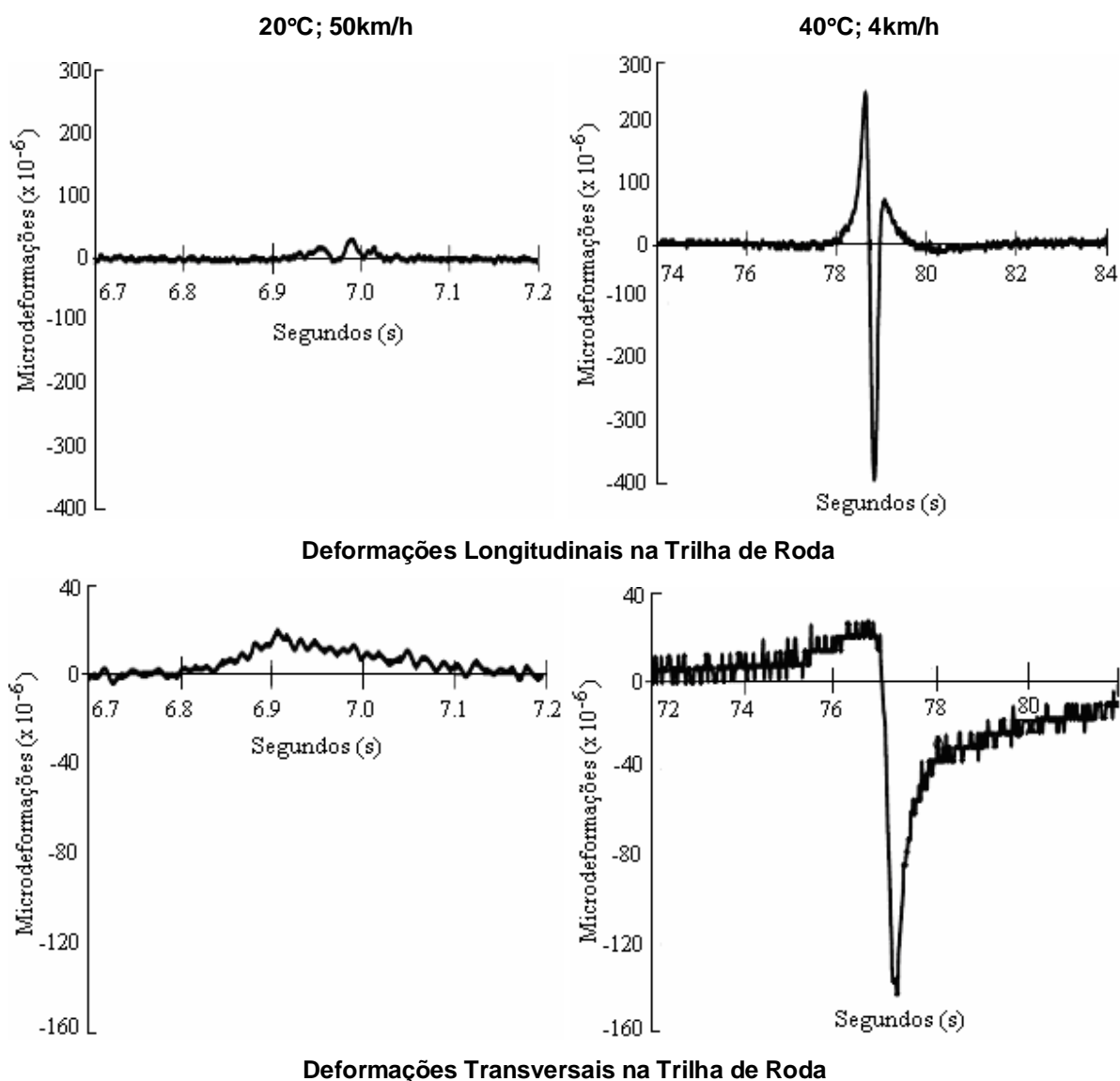
tempo e podem acarretar o colapso do material por fadiga. Logo, uma fissura pode surgir em uma camada, decorrente da repetibilidade dos esforços mencionados, e se propagar ao longo de sua estrutura, comprometendo a vida útil do pavimento (MAILLARD, 2005; OLARD, 2003; BAAJ, 2002).

Para que se possa, então, estudar a cinética da propagação dos danos causados a partir dos esforços solicitantes gerados pela passagem do tráfego com o tempo, é essencial o conhecimento sobre como estes esforços atuam na prática nas diversas camadas do pavimento.

Neste contexto, parte-se do exemplo de pesquisas como as executadas por De La ROCHE e ODEON (1993) e por PERRET (2003), que demonstraram a ocorrência de uma inversão de sinal nas camadas betuminosas no momento da passagem das cargas solicitantes provenientes do tráfego, isto é, da geração de esforços de flexão alternada (Figuras 4.1 e 4.7).

HECK (2001) ao comparar modelizações viscoelásticas de pavimentos sob carregamento dinâmico com dados obtidos em campo, na pista de testes do *Laboratoire Central de Ponts et Chaussées* (LCPC) de Nantes, avaliando as condições de temperatura e de velocidade de aplicação do carregamento, não apenas verificou a inversão de sinal longitudinalmente, assim como nas pesquisas citadas no parágrafo anterior, mas também no sentido transversal do carregamento na base das camadas betuminosas de rolamento e de ligação (Figura 5.1).





**Figura 5.1 - Efeito acumulado da temperatura e da velocidade de carregamento nas deformações das camadas de rolamento e de base betuminosas (HECK, 2001).**

Estas inversões de sinais transversais, contudo, foram notórias em condições de baixa de velocidade (4 km/h) e elevada temperatura (40°C) de aplicação da carga, não acontecendo o mesmo ou apenas de forma muito discreta para os casos de maior velocidade (50 km/h) e temperatura mais baixa (20°C). Ainda assim, a experiência demonstra a possibilidade da ocorrência de inversão de sinal também neste sentido.

Estes exemplos mencionados sobre instrumentação em casos práticos de medição dos sinais de deformação nas camadas de rolamento e de ligação betuminosas estão em consonância com os estudos laboratoriais desenvolvidos por HUET (1963), em que já demonstrava a importância de simular esta inversão de sinal a partir da aplicação de carregamentos de flexão alternada (senoidais) em modo contínuo, devido ser o esforço que conduz as misturas asfálticas à ruptura por fadiga.

As camadas subjacentes à de rolamento ou de ligação, compostas por materiais granulares não tratados, também apresentam esta inversão de sinal, neste caso denominada de rotação das tensões principais. Porém, não é possível detectar esta condição a partir dos ensaios triaxiais convencionais, sendo este fenômeno nos pavimentos descrito da seguinte forma (EL ABD, 2006): quando uma carga dinâmica se desloca sobre a superfície de um pavimento, as tensões principais agem sobre um elemento do material da camada subjacente mudando de direção, em função da distância da carga até o ponto vertical considerado (Figura 5.2).

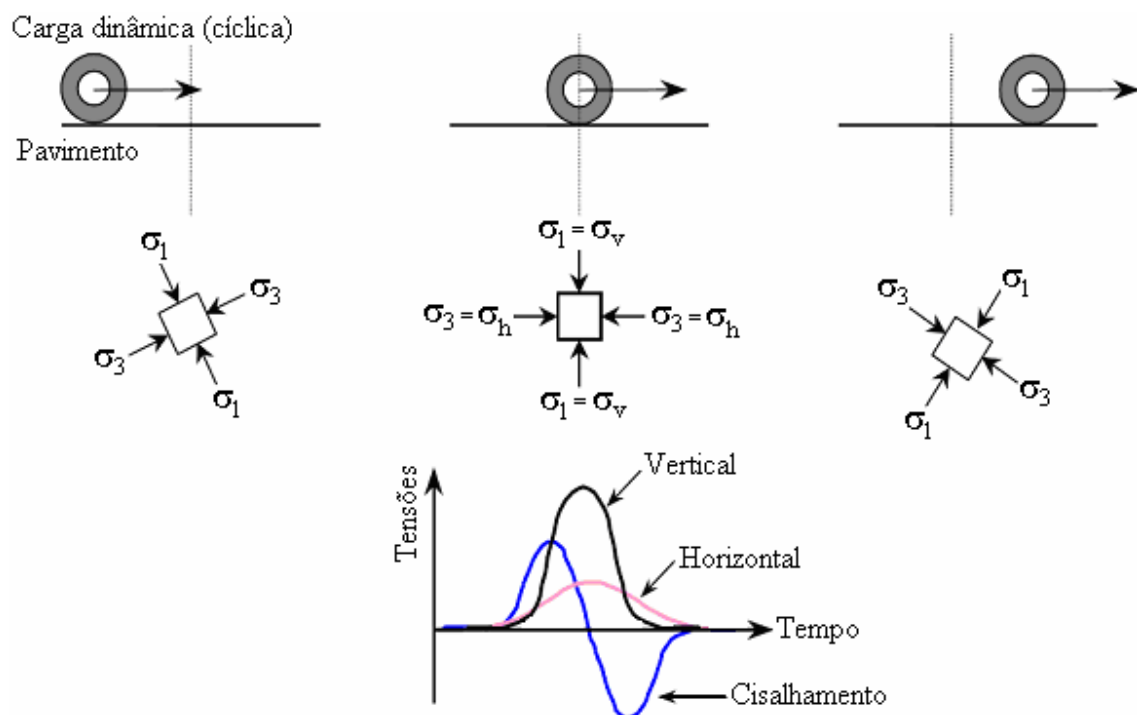


Figura 5.2 - Esquema prático da mudança de sinal (rotação) das tensões principais nas camadas subjacentes dos pavimentos (materiais granulares não tratados) (EL ABD, 2006).

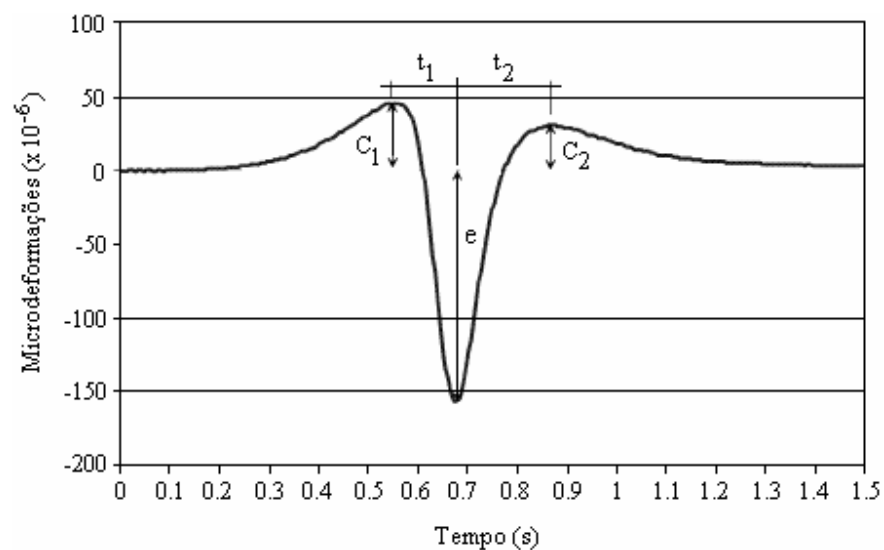
Este tipo de carregamento, caracterizado pela rotação das tensões principais, pode ser reproduzido somente por ensaios muito específicos, como os de torção sobre cilindros ocos. Na prática, estes ensaios necessitam de dispositivos complexos adaptados a corpos de prova de grande dimensão para os materiais granulares. Por esta razão, a maior parte dos pesquisadores que têm estudado o comportamento dos materiais granulares não tratados, têm preferido utilizar o ensaio triaxial convencional, mesmo não podendo simular totalmente as condições de inversão de carregamento do material (EL ABD, 2006).

Outro aspecto que merece atenção diz respeito à evolução da configuração das estruturas das cargas solicitantes dos veículos nos últimos anos, especialmente os caminhões, com o advento de um maior número de eixos, como os tandem triplos (6 eixos), bitrens (7 eixos), e rodotrens (9 eixos) (DNIT, 2005), por exemplo, pois preocupam quanto à resistência e à manutenção dos pavimentos, particularmente no Brasil, em função da maioria das estruturas dos pavimentos existentes no país não estar projetada para suportar a solicitação destes tipos de conjuntos de eixos.

De acordo com ODEON (1995), a substituição crescente da utilização de eixos com rodas duplas por eixos compostos por pneus extra-largos, induzem ao aumento da pressão de contato na interface pneu-pavimento, em torno de 0,1MPa.

De BEER (2008) ao executar um estudo de campo sobre uma metodologia para medição de esforços aplicados por cargas em movimento, verificou que o dano causado às estruturas dos pavimentos devido às solicitações dinâmicas depende sobremaneira da carga por eixo e da pressão de inflação dos pneumáticos, sendo fatores que quando alterados geram modificações na distribuição das pressões de carregamento ao longo da área de contato entre o pneu e o pavimento, parecendo haver uma combinação ótima a ser utilizada em cada caso, em função tanto da configuração do eixo quanto do tipo de pneumático.

PERRET (2003) observou que no sentido longitudinal de solitação, tanto a intensidade da carga quanto a pressão de inflação dos pneumáticos não influenciam significativamente nos tempos de carregamento (isto é, a distância entre os dois picos de compressão -  $t_{ch}$ , Figura 5.3), pois dependem da rigidez da estrutura (considerando a temperatura no momento da solitação e a espessura da camada) e do tipo de roda (eixo).



**Legenda:**

**e = pico de extensão (tração);**

**c<sub>1</sub>; c<sub>2</sub> = pico de contração (compressão) antes e após o carregamento, respectivamente;**

**t<sub>1</sub>; t<sub>2</sub> = tempo de extensão (tração) e de contração (compressão), respectivamente;**

**t<sub>ch</sub> = tempo de carregamento, definido por:  $t_{ch} = t_1 + t_2$ .**

**Figura 5.3 - Definição da distância entre os picos de compressão durante a inversão de sinal sob carregamento dinâmico (PERRET, 2003).**

Estes tempos aumentam quando a rigidez aumenta, sendo sempre maiores para os eixos de rodas duplas em relação aos de roda simples, ou seja, uma condição óbvia, pois a zona de influência de uma carga aumenta com a rigidez da estrutura sobre a qual está sendo aplicada. Acerca desta condição é possível concluir que (PERRET, 2003):

- As deformações induzidas por rodas simples são de maior intensidade, mas atuam em tempos menores que aquelas provenientes de rodas duplas e;
- As deformações induzidas a uma estrutura pouco rígida são de maior intensidade, mas atuam em tempos menores que em uma estrutura rígida.

Logo, é perceptível o quanto o comportamento viscoelástico das misturas asfálticas as tornam dependentes tanto da temperatura quanto da frequência de aplicação das cargas solicitantes.

## **5.2. TEMPERATURA**

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

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

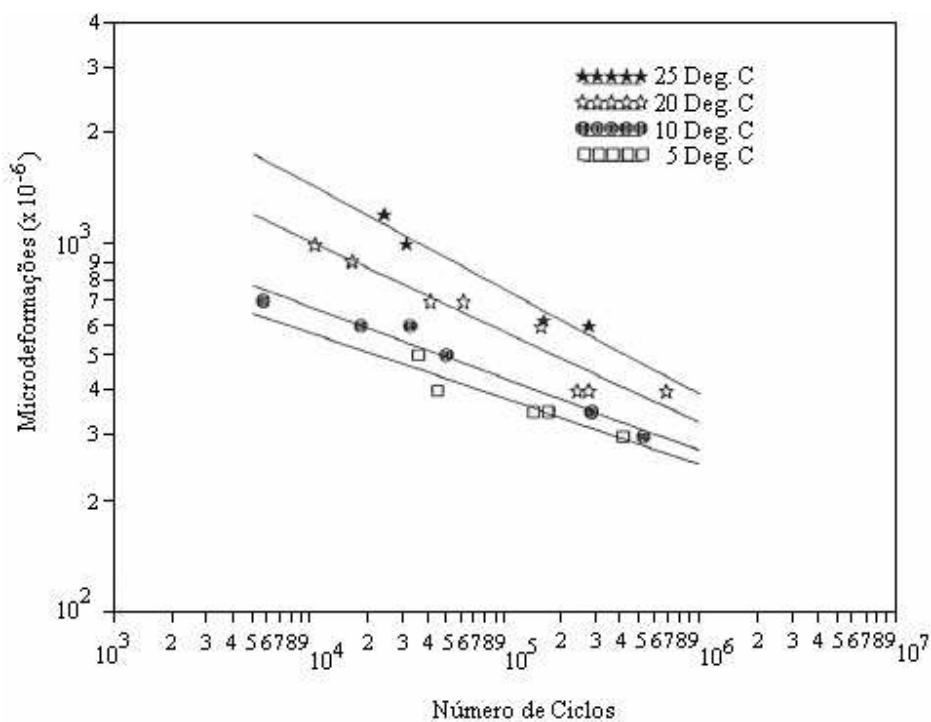
Para DI BENEDETTO (1998), além da influência nas considerações descritas nos parágrafos anteriores, a temperatura atua direta e decisivamente no envelhecimento

do ligante betuminoso, e conseqüentemente, das misturas asfálticas, tornando o comportamento do material frágil com o tempo.

PERRET (2003) ao monitorar a deformabilidade de camadas de rolamento e das camadas de ligação betuminosas, considerando a aplicação de carregamento a várias temperaturas, verificou que no sentido longitudinal do tráfego, a zona de difusão da carga aumenta quando a temperatura diminui, pois os picos de compressão observados antes e após a passagem da roda (Figura 5.3) foram mais afastados uns dos outros a baixas temperaturas (5°C e 15°C) do que na condição contrária (30°C).

Em laboratório, tem sido demonstrada a importância da temperatura sobre o comportamento das misturas asfálticas quanto à resistência à ruptura por fadiga e, ressaltando que, para qualquer geometria adotada referente ao corpo de prova de um dado ensaio, a influência da temperatura será diferente segundo o modo de sollicitação considerado, isto é, com o controle do deslocamento ou da força (De La ROCHE, 1996).

TAYEBALI et al (1994) a partir da execução de ensaios de fadiga com vigas a quatro pontos (4PB) (Tabela 3.1) com o controle do deslocamento, abrangendo temperaturas de sollicitação entre 5°C e 25°C, verificou que para um determinado nível de deformação, a resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas aumenta em conjunto com a temperatura e, que a inclinação da curva de fadiga aumenta quando a temperatura abaixa. Além disso, pelos resultados fornecidos pode-se inferir que a diminuição desta resistência com o aumento do nível de deformação parece menos relevante, quando comparado ao efeito do aumento da temperatura (Figura 5.4).

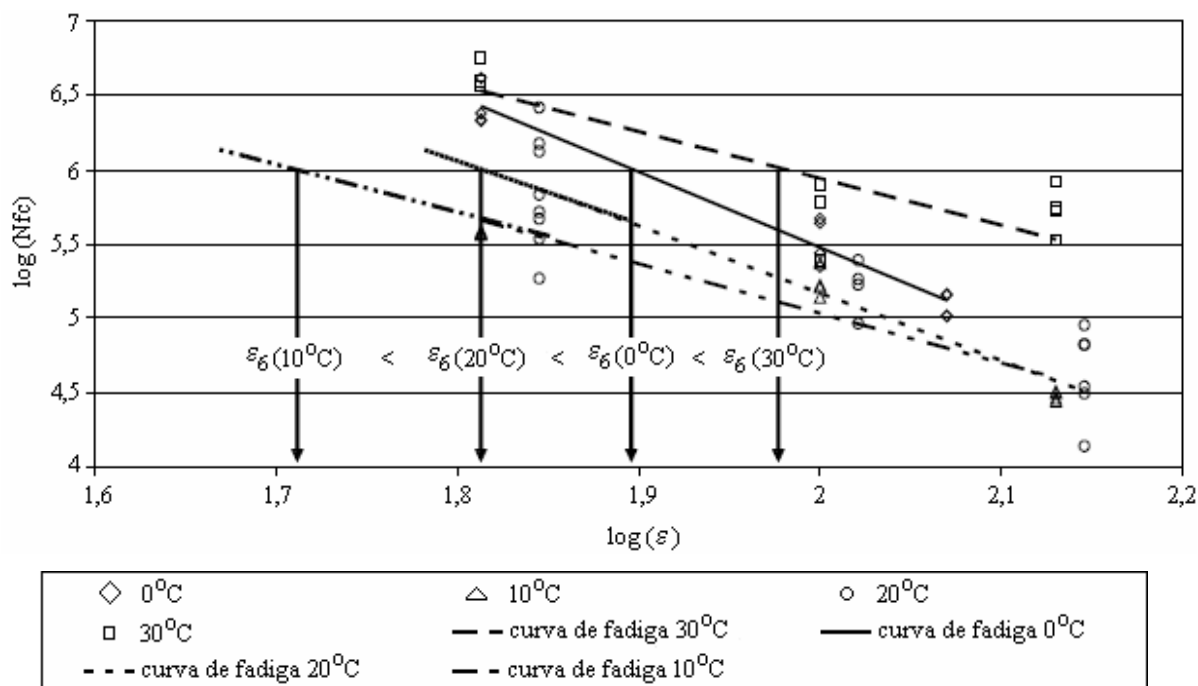


**Figura 5.4 - Curvas de fadiga obtidas dos ensaios 4PB para temperaturas entre 5°C e 25°C (TAYEBALI et al, 1994).**

Contudo, De La ROCHE (1996) e DOMECH (2005) ao se reportarem aos resultados apresentados na Figura 5.4, comentam que devido à pequena quantidade de amostras testadas para cada condição de temperatura, não possuem um grau de confiabilidade elevado.

MOUTIER (1991) e FRANKEN e VERSTRAETEN (1994) também realizando ensaios de fadiga com misturas asfálticas, a dois (2PB) e a quatro (4PB) pontos (Tabela 3.1), nesta ordem, com o controle do deslocamento, entre as temperaturas de -10°C a 30°C, também verificaram que há uma diminuição da resistência à fadiga com a diminuição da temperatura, tendo chegado a um mínimo de desempenho em 3°C e 6°C, respectivamente. Portanto, estes estudos demonstram que a relação entre a resistência à fadiga e a temperatura não é dada por uma função linear monotônica crescente, contrariamente à relação linear utilizada para o cálculo da temperatura equivalente nos métodos de dimensionamento.

DOMEC (2005) após verificar o efeito da temperatura (0°C, 10°C, 20°C e 30°C) sobre o comportamento à fadiga de misturas betuminosas, a partir da execução de ensaios com viga a dois pontos (2PB) (Tabela 3.1), considerando a análise do seu efeito não apenas em função do nível de deformação correspondente ao deslocamento aplicado, mas sobre as variações de rigidez do material, verificou que houve uma diminuição progressiva da resistência à ruptura por fadiga até a temperatura considerada crítica de 10°C e, que abaixo deste valor para as condições de teste utilizadas houve uma melhora deste desempenho, ou seja, a 0°C (Figura 5.5).



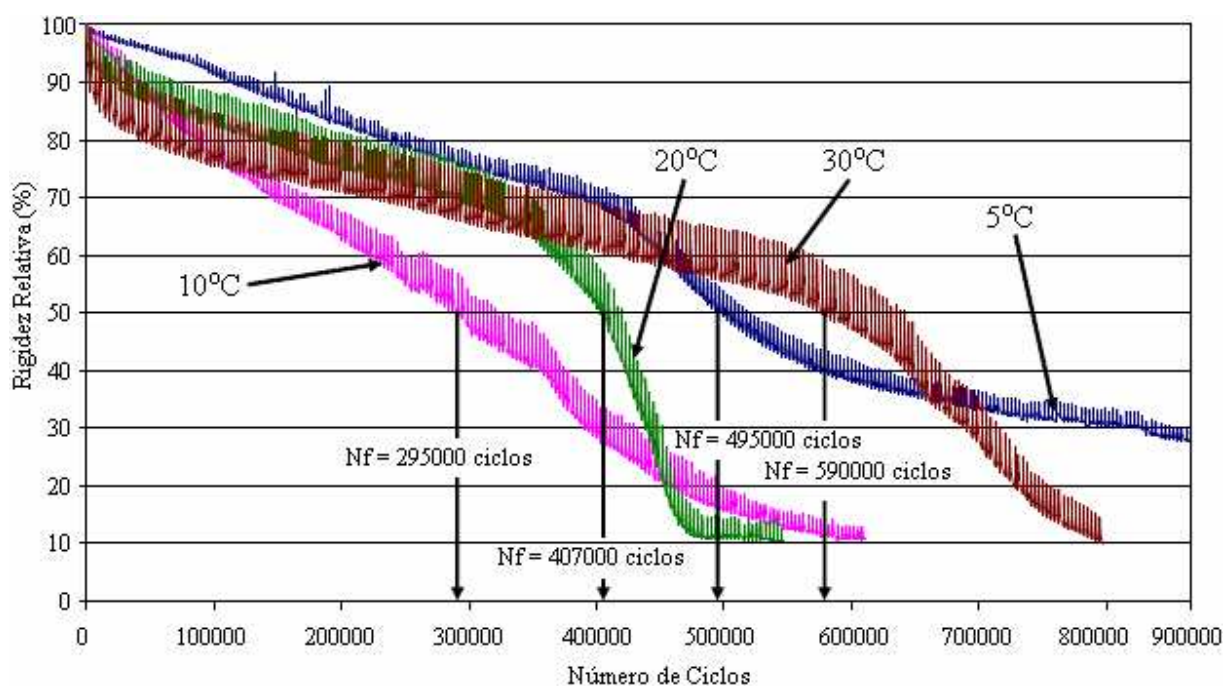
**Figura 5.5 - Curvas de fadiga para diferentes temperaturas (DOMEC, 2005).**

Levando-se em conta apenas o aspecto da tendência de queda do desempenho à solicitação por fadiga em consonância com o decréscimo da temperatura, os resultados obtidos por MOUTIER (1991) e FRANKEN e VERSTRAETEN (1994) estão de acordo com os apresentados na Figura 5.5, considerando que diferentes tipos de misturas asfálticas foram testadas em cada caso específico.



Pôde-se observar também na Figura 5.5 que para a temperatura de 10°C, a deformação calculada para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ) é duas vezes menor que a 30°C. DOMEK (2005) conclui então acerca dos resultados obtidos, que a mistura asfáltica testada suportaria melhor as solicitações por fadiga no verão, ao invés do outono ou da primavera. Entretanto, enfatiza que as elevadas temperaturas do verão implicam na ocorrência de deformações permanentes, também prejudiciais à ruptura por fadiga do pavimento.

Porém, também foram analisadas as variações de rigidez das misturas, em função da temperatura, durante uma série de ensaios de fadiga executados por DOMEK (2005) (Figura 5.6).

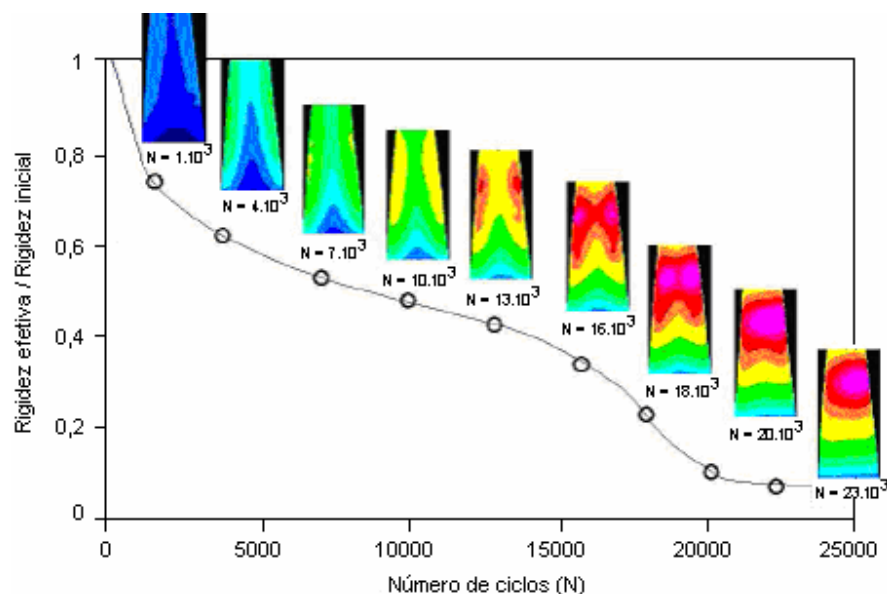


**Figura 5.6 - Variação da rigidez relativa em função da temperatura durante ensaios de fadiga executados a 2PB com o controle do deslocamento (DOMEK, 2005).**

A partir dos resultados expostos nas Figura 5.5 e 5.6, pode-se concluir acerca dos ensaios de fadiga realizados com o controle da deformação em modo contínuo de solicitação:

- A condição crítica de solitação se dá em torno de 10°C, pois abaixo deste valor (no caso, 5°C) a componente elástica da mistura passa a ter uma participação decisiva na recuperação das deformações resultantes das solitações aplicadas, contribuindo para um decréscimo mais lento da rigidez do material durante os ensaios;
- Quando comparados os ensaios executados à 5°C e 30°C, verifica-se que durante a primeira fase ocorre um rápido decréscimo da rigidez da mistura para a última temperatura, que corresponde ao aquecimento interno do material, porém, durante a segunda fase, a dissipação de energia por atrito interno viscoso se dá de forma mais lenta que a 5°C, por isso a 30°C a resistência à ruptura por fadiga foi maior. O mesmo raciocínio pode ser utilizado para explicar o motivo da resistência à ruptura por fadiga ser menor a 10°C do que a 20°C ou 30°C.

Sobre a energia dissipada por atrito interno viscoso das misturas asfálticas, isto ocorre devido ao seu comportamento viscoelástico, sendo observado principalmente no decorrer dos ensaios de fadiga executados em modo contínuo, o que pode conduzir a um aumento da temperatura do material. Este aumento tem sido evidenciado a partir de modelizações numéricas utilizando medidas realizadas por termografia infravermelha (BODIN, 2002; De La ROCHE, 1996) (Figura 5.7).



**Figura 5.7 - Evolução do campo de temperatura medido por termografia infravermelha à temperatura ambiente, 25Hz,  $\epsilon = 385 \times 10^{-6}$  (BODIN, 2002).**

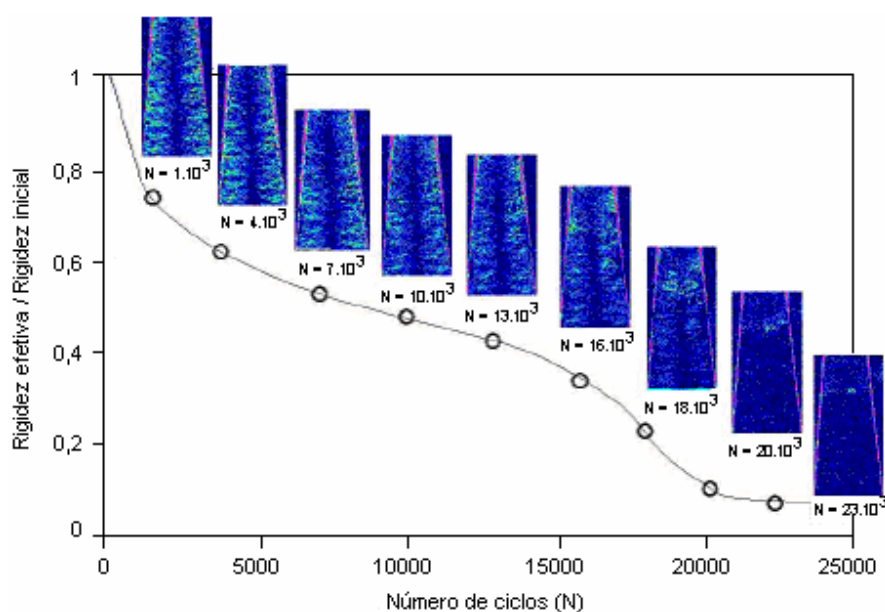
A partir da Figura 5.7, é possível notar a variação da temperatura medida na superfície dos corpos de prova. A cor vermelha representa os pontos de maior temperatura. O fenômeno de aquecimento, portanto, é claramente ilustrado pela evolução dos ciclos de carregamento. A zona mais aquecida é tida como a mais solicitada, devido ser a que mais concentra a deformação aplicada ao corpo de prova.

O aquecimento interno produzido por estas dissipações de energia contribui para a diminuição local do módulo de rigidez do material, que é independente do dano causado por fadiga propriamente dito. Este fenômeno age, portanto, integrado ao processo de ruptura por fadiga das misturas asfálticas (De La ROCHE, 1996).

Neste mesmo âmbito de pesquisa, RIVIÈRE (1996) demonstrou a partir de medidas localizadas feitas com sondas de platina, coladas na superfície de corpos de prova trapezoidais, que para um mesmo material os aquecimentos internos são superiores para os ensaios de fadiga executados com o controle da força em relação ao do deslocamento.

Há também um outro método denominado demodulação síncrona, que tem possibilitado o desenvolvimento de materiais e dos softwares de termografia. Este método tem tornado possível analisar o sinal temporal da temperatura sob o sinal de carregamento do corpo de prova (KRAPEZ e PACOU, 2001; KRAPEZ et al, 1999; BREMOND, 1982). Permite, ainda, extrair a parte do sinal térmico em fase à solicitação do corpo de prova. No domínio da elasticidade, este método evidencia o fenômeno reversível da termo-elasticidade (BODIN, 2002).

A Figura 5.8 ilustra as medidas efetuadas por esta técnica para o ensaio de fadiga à flexão alternada em modo contínuo, do campo de solicitação localizado no núcleo do corpo de prova.



**Figura 5.8 - Evolução do campo de temperatura demodulada medido por termografia infravermelha à temperatura ambiente, 25Hz,  $\epsilon = 385 \times 10^{-6}$  (BODIN, 2002).**

As partes em contraste representam as zonas nas quais a solicitação no material é mais significativa. Este tipo de medida fornece igualmente uma informação qualitativa sobre o caráter disperso do comportamento das misturas asfálticas, pois enfoca a localização da solicitação do material, tida como a causa da degradação. Assim, permite visualizar e eventualmente medir a velocidade de propagação das fissuras

microscópicas, sendo este um fenômeno que surge ao final de todos os ensaios de fadiga, quando são formadas as microfissuras que levam as misturas ao colapso.

### **5.3. FREQUÊNCIA**

A frequência, em conjunto com a temperatura, são os parâmetros que mais influenciam na rigidez (módulo) das misturas asfálticas. A influência da frequência sobre o valor do módulo de rigidez complexo é mais elevada à alta do que à baixa temperatura, enquanto que a temperatura atua de maneira mais prejudicial à baixa do que à alta frequência, para as condições de frequência (entre 1Hz e 40Hz) e temperatura (-10°C e 50°C) medidas durante os ensaios de módulo complexo sobre as misturas asfálticas. Portanto, se a faixa de valores destas variáveis é relativamente pequeno, em relação àquela utilizada para a trabalhabilidade dos ligantes betuminosos, deve-se observar que corresponde às condições de solicitação sobre os pavimentos (De La ROCHE, 1996).

PERRET (2003), verificou que as deformações induzidas por rodas simples são de maior intensidade que as de rodas duplas, porém, deve-se ressaltar que as primeiras possuem um tempo de carregamento menor. Portanto, mesmo as rodas simples tendo maior frequência no momento da aplicação das solicitações, devido à maior intensidade das deformações induzidas ao pavimento, tornam-se mais prejudiciais que as rodas duplas quanto à ruptura por fadiga das misturas asfálticas.

Embora existam menos estudos sobre a influência da frequência de solicitação sobre a resistência à fadiga das misturas asfálticas do que sobre a temperatura, uma tendência é evidenciada (DOAN, 1977): o efeito é simétrico à variação da temperatura, isto é, com a elevação da frequência há um aumento da resistência à ruptura para os ensaios com o controle da força, enquanto que diminui para os ensaios realizados com o controle do deslocamento.

DOMEC (2005) em seu estudo sobre o dano por fadiga das misturas asfálticas sob condições de tráfego simulado e de temperatura, ao executar ensaios de fadiga a dois pontos (2PB) com o controle do deslocamento, a fim de prever a taxa de degradação com as correlações das variáveis de temperatura (10°C e 19,2°C) e frequência (25Hz e 40Hz), verificou que para uma mesma temperatura há um aumento da deformação admissível calculada para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ), à medida que diminui a frequência de solicitação.

A verificação discurrida no parágrafo anterior está de acordo com a tendência dos resultados dos ensaios executados em modo contínuo, com o controle do deslocamento e, com as conclusões feitas por DOAN (1977) citadas anteriormente.

Entretanto, o efeito da variação da resistência à ruptura não pode ser considerado proporcional à variação do módulo em função da frequência para os ensaios de fadiga a dois pontos (2PB) com o controle do deslocamento, pois os ensaios realizados a 10°C e 25Hz conduzem ao mesmo valor da deformação calculada para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ) que os executados a 20°C e 40Hz. Neste contexto, o módulo varia de maneira muito mais elevada se modificada a temperatura de 10°C para 20°C (diminuição da ordem de 40%) do que a frequência de 40Hz para 25Hz (aumento da ordem de 15%), ou seja, ao final ocorre uma diminuição de 25% do módulo entre as condições de teste a 10°C e 25Hz, em comparação a 20°C e 40Hz (De La ROCHE e ODEON, 1993).

Esta constatação confirma o fato de que apenas o valor do módulo de rigidez inicial de uma mistura asfáltica não pode prever a evolução do seu comportamento à fadiga.

#### **5.4. FORMA DO GRANULAR E CURVA GRANULOMÉTRICA**

A forma e a textura superficial do granular parecem influenciar na rigidez (módulo) e na fadiga das misturas asfálticas, porém, muito pouco sobre os valores de módulo

em comparação à fadiga, pelo menos para os casos em que o ligante betuminoso apresente um comportamento suficientemente rígido (a baixas temperaturas) (RIVIÈRE, 1996; SOLIMAN e DOAN, 1977).

Isto pode se explicar pela importância do atrito interno nos fenômenos de energia dissipada. Portanto, para os ensaios realizados a baixas temperaturas, a forma dos granulares têm pouca influência, porém, nestas condições de ensaio a energia dissipada por atrito interno é pequena, logo, desprezível (RIVIÈRE, 1996).

Estas constatações seguem uma tendência próxima à de SAUNIER (1968), ao ter concluído que o tipo de granular (rolado ou britado) e a granulometria não parecem ter influência direta sobre o fenômeno da fadiga, contanto que o teor de betume não seja modificado nas dosagens. Em contrapartida, deve-se atentar ao fato de que os granulares possuem cada vez mais importância nas misturas asfálticas, à medida que o ligante betuminoso adquire um comportamento predominantemente viscoso (para baixas frequências de solicitação e elevadas temperaturas).

Os granulares angulosos que possuem uma superfície rugosa são geralmente de difícil compactação, conduzindo a baixos módulos de rigidez e a uma menor resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas (caso dos ensaios realizados com o controle da força). Isto se deve à formação de elevados teores de vazios no arranjo das partículas, como resultado da má compactação das misturas. Estes granulares com superfícies rugosas podem, portanto, dar início à formação das primeiras fissuras. Por outro lado, estes mesmos granulares rugosos e angulosos, quando possuem uma granulometria bem formulada, podem conferir às misturas uma rigidez superior àquela dos granulares rolados (SOLIMAN, 1976).

De forma contrária, KIRK (1967) concluiu após a execução de ensaios de fadiga executados com o controle da força, que o tipo de granular não tem nenhum efeito sobre a deformação relativa das misturas asfálticas correspondente a este tipo de ensaio.

As misturas asfálticas contendo granulares rugosos necessitam de uma porcentagem mais elevada de ligante betuminoso, em relação àquelas que contêm granulares com superfície lisa, conferindo uma melhor resistência à fadiga (para os casos dos ensaios executados com o controle do deslocamento) (SOLIMAN, 1976).

Um estudo de fadiga de misturas asfálticas realizado à deformação controlada, conduzido pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC, 1971), comparando curvas granulométricas contínuas e descontínuas, concluiu que as formulações contínuas são superiores às descontínuas.

À mesma conclusão do parágrafo anterior chegaram CARSWELL et al (2001) após terem executado ensaios de fadiga à flexão alternada com corpos de prova trapezoidais em modo contínuo. Porém, ressaltam que o tipo e o tamanho dos granulares são variáveis menos importantes e que, portanto, os fatores relacionados à granulometria influenciam pouco nos resultados.

Entretanto, analisando os resultados obtidos por MOMM (1998), verifica-se o contrário quanto às conclusões de CARSWELL et al (2001) quanto à influência dos fatores relacionados à granulometria das misturas asfálticas, pois ressalta que embora a influência do diâmetro máximo das partículas não seja tão forte quanto à do teor de ligante betuminoso, a curva granulométrica pode agir através de dois fatores: o diâmetro máximo do granular e o tipo de curva (contínua ou descontínua) na influência sobre a compactação e, por conseqüência, sobre o módulo complexo e a fadiga das misturas asfálticas.

MOMM (1998) verificou ainda que, para curvas granulométricas contínuas (tendo testado composições com diâmetros máximos de 19,1mm, 12,7mm e 9,5mm), menores tendem a ser as dispersões dos valores de módulo complexo, à medida que o diâmetro máximo do esqueleto mineral diminui.



E quanto à fadiga executada sobre corpos de prova trapezoidais com o controle do deslocamento, em modo contínuo, para as curvas granulométricas com os maiores diâmetros máximos, houve uma tendência das misturas asfálticas a suportar deformações menores para romperem por fadiga. Esta circunstância foi atribuída ao fato de que os granulares de maior dimensão tenderam a tornar as misturas asfálticas mais rígidas e, conseqüentemente, com menor capacidade de suportar deformações maiores, indicando a necessidade da execução de pavimentos com camadas betuminosas mais espessas para estes casos.

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

## **5.5. COMPACIDADE E TEOR DE VAZIOS**

A compactação constitui uma das características essenciais, porém, complexa, de avaliação das misturas asfálticas, pois abrange uma vasta gama de parâmetros em sua interpretação, como: granulometria, angularidade das partículas, teor de materiais finos (principalmente de fíler), teor de ligante betuminoso, entre outros (DONGMO-ENGELAND, 2005).

A compactação não é propriamente considerada como um parâmetro de formulação, todavia, é uma característica da mistura que resulta de vários fatores de formulação e de execução, influenciando sobremaneira nos valores de módulo da seguinte forma: a rigidez das misturas asfálticas aumenta com a compactação, bem como as torna menos suscetível à temperatura, logo, mais resistentes à ocorrência das deformações permanentes (BAAJ, 2002; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996; MOUTIER, 1992; SOLIMAN, 1976).

Quanto à resistência à fadiga, de maneira geral, para as solicitações com o controle do deslocamento sobre misturas densas, o aumento da compactação conduz ao aumento do módulo e a uma diminuição da resistência ao colapso. Por outro lado,

para as misturas com maior teor de vazios e menor teor de ligante, no caso das camadas de ligação betuminosas, esta resistência aumenta com a compacidade (CARSWELL et al, 2001; PAUL et al, 2000; SOLIMAN, 1976).

CARSWELL et al (2001) estimam ainda que a razão pela perda de resistência à fadiga com a diminuição da compacidade, deve-se ao fato do aumento do teor de vazios propiciar a formação de vários núcleos de iniciação de fissuras nas misturas.

EPPS e MONISMITH (1969) reforçam a tendência descrita no parágrafo anterior, quando após os resultados obtidos com misturas asfálticas utilizadas no Estado da Califórnia, contendo o mesmo teor de vazios, verificaram que apresentavam comportamentos mecânicos à fadiga diferentes segundo as suas dimensões e distribuição no material, tendo concluído que para um mesmo teor de vazios, ou seja, mesma compacidade, uma pequena quantidade de vazios com grandes dimensões será mais prejudicial do que vários pequenos vazios dispersos.

## **5.6. TEOR E NATUREZA DOS FINOS**

A função principal das frações finas, sobretudo dos fileres, levando em conta o aspecto físico, é de preencher os vazios do esqueleto mineral formado pelos granulares de maiores dimensões, propiciando assim um aumento da compacidade das misturas asfálticas e, conseqüentemente, do módulo de rigidez. Porém, existe um teor ótimo da percentagem de filer a ser incorporado nas dosagens em cada caso, pois acima deste valor há um prejuízo das características mecânicas, principalmente da resistência à ruptura por fadiga. Portanto, em razão da elevada superfície específica, é a quantidade de filer que determina a espessura da película de ligante betuminoso e, em grande parte, a rigidez da mistura (SOLIMAN, 1976)

Logo, se a incorporação de finos nas curvas granulométricas reduz a percentagem de vazios, acarreta um aumento da rigidez das misturas asfálticas (MOMM, 1998) e, auxilia também na melhoria da qualidade do mástique (De La ROCHE, 1996).

O estudo do papel da modificação do teor de finos nas dosagens deve respeitar as conseqüências que gera sobre os outros parâmetros de formulação das misturas asfálticas, pois a determinação do teor de ligante betuminoso, por exemplo, é muito influenciada pela percentagem de finos contida nas formulações granulométricas (BAAJ, 2002).

Quanto à natureza das partículas das frações finas, tem-se que a superfície específica de um fíler, assim como a natureza da superfície dos grãos e sua respectiva capacidade de absorção de certas frações do ligante betuminoso, se traduzem pela sua influência sobre a densidade e o módulo de rigidez da mistura asfáltica e, conseqüentemente, a resistência à fadiga (SOLIMAN, 1976).

Segundo SAUTEREY e BONNOT (1972), os fíleres calcários conduzem a maiores resistências à fadiga que os oriundos de finos argilosos. PELL e COOPER (1973) reforçam esta tendência, baseados nos seus resultados dos ensaios de fadiga, pois verificaram que os fíleres provenientes de rochas calcárias propiciam melhores resultados que o cimento e as cinzas volantes.

SI et al (2002), após executarem ensaios de fadiga com o controle da deformação, incluindo períodos de repouso, verificaram que o pó calcário e a cal hidratada, devido geralmente reagirem muito bem com os ácidos naftênicos dos ligantes betuminosos, em função de possuírem elevada basicidade (eletropositivos), apresentam maiores taxas de auto-reparação em relação aos fíleres oriundos de rochas matrizes eletronegativas, como o pó granítico e quartzoso, por exemplo.

Portanto, o efeito de uma interação físico-química entre o fíler e o ligante betuminoso, relativa aos aspectos como a finura, a superfície específica e a carga elétrica dos grãos (inerente à natureza mineralógica da rocha matriz) que formam o primeiro, influenciam nas características de resistência à fissuração provocada pela fadiga (CHAPUIS e LÉGARÉ, 1992).

## 5.7. TEOR DE LIGANTE BETUMINOSO

O teor de ligante betuminoso utilizado nas dosagens das misturas asfálticas tem sido estudado de forma permanente, em função de ter grande influência tanto no comportamento à fadiga quanto no módulo complexo (SOLIMAN, 1976).

Vários autores (MOUTIER, 1992; VERSTRAETEN, 1973; PELL e COOPER, 1973; EPPS e MONISMITH, 1969; SAUNIER, 1968) convergem suas opiniões quando afirmam que um pequeno aumento no teor de ligante betuminoso gera um aumento considerável da resistência à fadiga das misturas asfálticas. Inferem também que para um dado tipo de betume, existe um teor ótimo a ser dosado que confere às misturas asfálticas uma resistência à ruptura por fadiga e um módulo dinâmico (norma do módulo complexo) máximos.

Portanto, aumentando sistematicamente o teor de um determinado ligante betuminoso além do limite considerado ótimo, ocorre um declínio tanto do módulo dinâmico, causando riscos de deformação permanente, quanto da resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas. Para os casos em que este teor está situado abaixo do limite ótimo, há uma melhoria gradual das propriedades mencionadas à medida que vai sendo acrescido nas dosagens (MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; SOLIMAN, 1976; EPPS e MONISMITH, 1969).

HECK (2001) tenta explicar a constatação para a primeira situação descrita no parágrafo anterior, pelo fato de que um elevado teor de ligante betuminoso acarretará uma diminuição do número de contatos diretos entre as partículas granulares, prejudicando o intertravamento do esqueleto mineral (função mais determinante no caso dos granulares britados que dos rolados).

Para os teores de ligante betuminoso utilizados normalmente nas aplicações sobre a malha viária francesa (inferiores a 7,0%), tem-se observado que o aumento dos

teores de betume, ainda abaixo do limite citado, conduz a um aumento da resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas (De La ROCHE, 1996).

MOUTIER (1992) tem quantificado este aumento em função da deformação relativa das misturas asfálticas para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ), tendo concluído que: o acréscimo de 1,0% no teor de ligante betuminoso conduz a um aumento de  $25 \times 10^{-6}$  sobre a  $\epsilon_6$  para as condições de teste com o controle do deslocamento sobre corpos de prova trapezoidais. Complementa ainda inferindo que o aumento do teor de ligante propicia, geralmente, uma diminuição da dispersão dos resultados.

SAUNIER (1968) a partir de ensaios de fadiga executados com o controle do deslocamento sobre corpos de prova trapezoidais, comparou a resistência à ruptura por fadiga de duas misturas asfálticas, formuladas com o mesmo tipo de ligante betuminoso (CAP 40/50 utilizado na França), e com a mesma formulação granulométrica, em que a primeira possuía uma proporção de ligante 1,5 vez maior que a segunda em sua composição. A conclusão após os testes foi de que para um mesmo nível de deformação (em torno de  $10^{-4}$ ), a resistência à ruptura da mistura com maior teor de ligante atingiu uma resistência à ruptura por fadiga 200 vezes maior em relação à que continha menor teor.

## **5.8. NATUREZA DO LIGANTE BETUMINOSO**

A influência deste parâmetro é bem nítida no comportamento reológico das misturas asfálticas, pois herdadas e refletem as características do ligante betuminoso que contêm (De La ROCHE, 1996).

No caso dos ligantes betuminosos moles, o comportamento viscoelástico das misturas será acentuado, modificando a inclinação das curvas de fadiga, logo, a mistura perde sua resistência (diminuição do módulo) a pequenas deformações (no domínio da linearidade) adquirindo maior deformabilidade até a ruptura por fadiga. A utilização de ligantes betuminosos duros (com módulos mais elevados) apresenta um

aspecto inverso, pois confere um aumento do módulo das misturas asfálticas, para uma mesma temperatura e tempo de aplicação de carregamento, tornando-as menos suscetíveis a estes parâmetros de solicitação do material, atribuindo menor deformabilidade e melhor resistência às pequenas deformações lineares (RIVIÈRE, 1996).

Portanto, os ligantes betuminosos duros parecem ser nitidamente mais interessantes, analisando o comportamento à fadiga das misturas asfálticas, para os casos em que as camadas betuminosas sejam espessas e estejam submetidas a pequenas deflexões (SOLIMAN, 1976).

Para determinadas condições de temperatura e frequência, o módulo complexo das misturas asfálticas é fortemente influenciado pela natureza e, portanto, pelo módulo do ligante betuminoso, tanto no que diz respeito ao módulo de rigidez ou norma do módulo complexo quanto em suscetibilidade térmica e cinética do material (influência sobre o ângulo de fase). Logo, quanto mais duro o ligante betuminoso, mais elevada será a norma do módulo complexo (BAAJ, 2002).

Quanto à fadiga, BAZIN e SAUNIER (1967) concluiu após testes executados com o controle da força, que melhor será a resistência à fadiga das misturas asfálticas quanto mais duro for o ligante betuminoso.

Esta constatação está em consonância com os estudos realizados por BAAJ (2002), porém, após executar ensaios com o controle do deslocamento, em que concluiu haver um aumento da rigidez das misturas asfálticas à medida que se utilizam ligantes betuminosos mais duros, acarretando na diminuição do ângulo de fase durante os ensaios de fadiga. Complementa ainda afirmando que os ligantes betuminosos duros apresentam uma rigidez mais elevada e uma melhor resistência ao dano por fadiga que os moles e, mais particularmente, para os níveis de solicitação mais elevados.

Para SAÏD (1988), a influência da natureza do ligante betuminoso é notória a partir da inclinação da curva de fadiga, pois verificou para as condições de teste realizadas com o controle da força, que quanto mais duro for o betume, mais plana tende a ser a curva de fadiga, ou seja, menos sensível às solicitações (salvo para os níveis de deformação mais elevados).

Os resultados obtidos a partir de ensaios de fadiga executados com o controle do deslocamento pelo *Strategic Highway Research Program* (SHRP) são fortemente correlacionados à natureza dos ligantes betuminosos, a partir da análise do decréscimo do módulo de ligantes envelhecidos, tendo concluído que os betumes ainda que estando inseridos em uma mesma classe de penetração, podem apresentar comportamentos muito discrepantes quanto à resistência à ruptura por fadiga devido às suas origens (TAYEBALI et al, 1994).

Esta variação sobre a origem dos ligantes betuminosos também tem sido evidenciada por MOUTIER (1992), executando ensaios de fadiga à flexão alternada com corpos de prova trapezoidais com o controle do deslocamento. Os ensaios realizados com várias misturas asfálticas de mesma formulação, porém, contendo CAP 50/70 de diferentes origens, apresentaram variações da deformação relativa para  $10^6$  ( $\epsilon_6$ ) ciclos da seguinte forma:  $88 \times 10^{-6} < \epsilon_6 < 150 \times 10^{-6}$ .

Quanto ao processo de modificação dos ligantes betuminosos, principalmente com a incorporação de polímeros, tem demonstrado atribuir um efeito melhor de resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas, em comparação àqueles utilizados em estado puro, devido à predominância elástica no seu comportamento (CARSWELL et al, 2001; KHATTAK e BALADI, 1998; BRENNAN e CLANCY, 1992).

Entretanto, BRULÉ e CORTÉ (1996) são prudentes em afirmar que no processo de fadiga sob carregamento dinâmico das misturas asfálticas, a complexidade dos fenômenos envolvidos (dano local, iniciação e propagação de fissuras a partir de defeitos existentes, por exemplo) ocorre em função das interações entre o conjunto

formado pelos componentes da mistura (granulares, betume, adições, entre outros), não podendo se concluir de maneira generalizada sobre o comportamento à fadiga das misturas asfálticas apenas levando em consideração a análise das propriedades dos ligantes betuminosos.

## **5.9. AUTO-REPARAÇÃO**

Uma das explicações para a divergência existente entre as previsões feitas a partir de resultados dos ensaios de fadiga em laboratório e o comportamento real dos pavimentos no campo está ligada à auto-reparação das misturas asfálticas (De La ROCHE, 1996).

Sobre os pavimentos, na prática, há um breve intervalo entre a passagem dos eixos solicitantes pertinentes a um veículo, seguido de uma interrupção, de pequena ou longa duração, até a passagem do próximo veículo. Estes períodos são denominados de tempo de repouso, tendo um papel importante sobre a vida útil do pavimento, em que neste aspecto, uma grande diferença é geralmente observada entre as medições feitas em laboratório quando comparadas àquelas presenciadas no campo, sendo atribuídas à ausência dos tempos de repouso nos ensaios de laboratório que simulam a aceleração da ruptura (BAAJ, 2002).

Tem sido observado que durante os tempos de repouso, as misturas asfálticas se reparam parcialmente e recuperam uma parte do módulo, a partir da reconstituição ou “recolagem” das faces pertinentes às fissuras internas do material. Por esta razão, este fenômeno recebe o nome de auto-reparação ou auto-cicatrização (MAILLARD, 2005; BAAJ, 2002; De La ROCHE, 1996).

Para KAUSCH (1987) a auto-reparação corresponde à criação de pontes entre as ligações moleculares de duas superfícies. Esta ponte é principalmente assegurada pela interpenetração das cadeias orgânicas das duas superfícies (KINLOCH, 1987) e não ocorre para as temperaturas superiores à de transição vítrea do ligante



betuminoso (em torno de  $-20^{\circ}\text{C}$  para o CAP 50/70). A concentração e a estabilidade das pontes determina a resistência do material durante os carregamentos seguintes (MAILLARD, 2005).

Assim, a diferença da duração das misturas asfálticas entre os ensaios sob solicitações em modo contínuo ou descontínuo estará relacionada à reestruturação do ligante betuminoso ao longo dos tempos de repouso, condição que gera o raciocínio de que para os ensaios executados com o controle da força, o efeito do betume não terá repercussão sobre o dano das misturas, para as medidas onde a aplicação da carga permanece constante no material, ao contrário do que acontece nos ensaios com o controle da deformação (De La ROCHE, 1996).

Entretanto, deve-se ter atenção com as interpretações dos resultados dos ensaios executados a pequenos níveis de deformações e com longos períodos de repouso, pois as mudanças nas propriedades do ligante betuminoso podem estar relacionadas tanto ao seu comportamento não linear quanto ao endurecimento físico (MAILLARD, 2005).

No campo, o fenômeno da auto-reparação, portanto, corresponde àquele observável à superfície dos pavimentos em seguidos períodos quentes, onde as fissuras existentes devido às elevadas cargas aplicadas pelos caminhões sobre certas estradas compostas por pistas com menor volume de tráfego são “cicatrizadas” (De La ROCHE, 1996).

### **5.10. TIXOTROPIA**

Alguns tipos de ligante betuminoso possuem propriedades tixotrópicas, o que significa uma diminuição no tempo de reversão do sinal de solicitação sob a aplicação de uma tensão de cisalhamento, em conjunto com o seu comportamento isotérmico, ou seja, perda de viscosidade. Em contrapartida, a viscosidade aumenta durante os tempos de repouso entre as solicitações, podendo atingir até mesmo o

valor inicial, o que é explicado pela possibilidade de reorientação das moléculas unitárias (no caso as mistelas ou partículas de asfaltenos) utilizando a energia do sistema (KOLBANOWSKAJA e MICHAILOW, 1974).

Um estudo conduzido por STEFANCZYK (1993) sobre diferentes tipos de ligantes betuminosos concluiu que: se o índice de Pfeiffer e Van Doormaal (IP) for negativo (o que significa suscetibilidade térmica do material), a tixotropia do betume será fraca, ocorrendo o contrário na condição inversa (quando o IP é positivo, indica maior rigidez do betume); e que a tixotropia é proporcional ao teor de asfaltenos e inversamente proporcional ao de parafina.

De La ROCHE (1996) ao realizar ensaios de fadiga com misturas asfálticas submetidas a esforços cisalhantes com o controle do deslocamento, verificou que a diminuição do módulo de rigidez das misturas ocorre em função do aumento do ângulo de fase (retardo entre a tensão aplicada e a deformação resultante), ou seja, da perda de viscosidade. Este fenômeno denominou de “efeito betume”, que marca o comportamento tixotrópico das misturas.

Da mesma forma, as variações do ângulo de fase durante as seqüências de repouso observadas por BAAJ (2002) ao executar ensaios de fadiga à tração-compressão sob corpos de prova cilíndricos com o controle do deslocamento, podem ser associadas a uma variação da viscosidade do ligante e, portanto, a um comportamento tixotrópico.

## **CAPÍTULO 6**

### **EFEITO DA AÇÃO DA ÁGUA SOBRE AS MISTURAS ASFÁLTICAS**

#### **6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

A degradação das misturas asfálticas sob o efeito da água é uma das causas que produz danos às estruturas dos pavimentos. A água pode infiltrar-se nos poros das misturas de diversas formas, sendo que a mais comum é proveniente das precipitações pluviométricas que entram em contato direto com a superfície do pavimento. Contudo, pode provir das infiltrações laterais (pelos acostamentos) ou ser absorvida por capilaridade devido à existência de um lençol freático, sob forma de líquido ou vapor (SANTUCCI, 2003; KANDHAL, 1992).

A sensibilidade à ação água do sistema granular-betume é influenciada pelas características físico-químicas dos seus componentes. As principais características dos granulares que têm sido identificadas na literatura incluem a natureza, a textura superficial, a porosidade e, no caso dos ligantes betuminosos, a composição química e a viscosidade (CASTAÑEDA, 2004; MOMM, 1998; ALIMANI, 1987).

CURTIS et al (1993) e SCOTT et al (1977), a partir de medidas de absorção e desabsorção dos constituintes do ligante betuminoso sobre várias superfícies de granulares, têm apresentado uma forte influência da natureza química do granular, em relação à quantidade de constituintes que podem ser extraídos pela água. Vários outros estudos confirmam que a natureza do granular é fundamental na resistência à desagregação pela água (BARRA, 2005; RAE e KSAIBATI, 2002; PAN, 1997; MASON, 1997; SANTANA, 1992; KIGGUNDU e ROBERTS, 1988; RAMOND, 1977). Em laboratório, os métodos de formulação incluem geralmente um teste de resistência à água com os granulares que serão utilizados na mistura asfáltica.

A água que penetra nos poros das misturas asfálticas modifica o equilíbrio das forças existentes e pode agir de diferentes maneiras (TERREL e AI-SWAILMI, 1994): atuando sobre a película de ligante betuminoso que recobre a superfície do granular, ao ponto que a resistência coesiva da mistura se degrada pela intrusão da água na interface granular-betume; por difusão através da película de ligante betuminoso sob forma de emulsão inversa, a partir da formação de gotículas de água no interior da referida película, enfraquecendo a coesão do ligante betuminoso; e no enfraquecimento da resistência coesiva do granular (Figura 6.1).

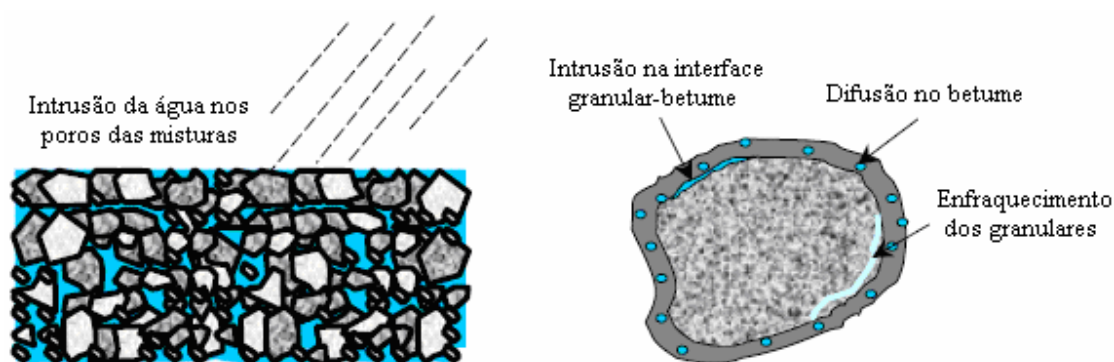


Figura 6.1 - Percurso da água nas misturas asfálticas (CASTAÑEDA, 2004).

Para que se entenda melhor as condições de modificação do equilíbrio das forças existentes dentro de uma mistura asfáltica, devem ser compreendidos alguns fenômenos que tangem à interação granular-betume.

## 6.2. INTERAÇÃO GRANULAR-BETUME

A adesão entre dois materiais é um fenômeno complexo que depende das propriedades físicas, mecânicas, climáticas e químicas dos componentes. Portanto, a interação do ligante betuminoso com o granular é um fenômeno complexo, sendo o primeiro constituído por uma mistura de hidrocarbonetos essencialmente alifática, entretanto, contém alguns elementos polares e organometálicos, como Níquel, Vanádio e Ferro (CASTAÑEDA, 2004).

PLANCHER et al (1977) afirmam que os componentes do ligante betuminoso que possuem mais afinidade com a superfície dos granulares são em ordem decrescente: os ácidos carboxílicos, os anidridos, as quinoleínas, os sulfatos e as cetonas. Todavia, estes componentes são facilmente removidos pela água.

O processo de adesão do sistema granular-betume distingue-se em duas etapas: a primeira durante o processo de mistura, denominada de adesividade ativa, sendo aquela em que o ligante betuminoso molha e cobre a superfície do granular formando uma película. A segunda, chamada de adesividade passiva, é de grande importância na duração da vida útil do material e corresponde à resistência ao descolamento da película formada durante a etapa de adesividade ativa, quando a água associada às cargas do tráfego interfere na interface granular-betume (MALLICK et al, 2003).

### **6.2.1. Adesividade Ativa**

A cobertura dos granulares pelo ligante betuminoso é uma etapa primordial na produção das misturas asfálticas. Uma forte ligação entre estes materiais está condicionada a uma boa cobertura. Para que seja obtida, o ligante betuminoso deve estar em estado líquido e a composição dos granulares necessita estar condicionada em uma temperatura adequada que permita manter a fluidez do betume, a fim de que acarrete na molhagem de toda a superfície do granular e penetre parcialmente dentro dos seus poros (CASTAÑEDA, 2004).

A adesividade ativa do ligante betuminoso varia de maneira inversa à sua viscosidade (RAMOND, 1977). Quando muito consistente, demandará uma temperatura de usinagem elevada para reduzir a sua força intermolecular e obter uma boa molhagem do granular. Além disso, será menos suscetível a deslocamentos sob esforços de cisalhamento na interface granular-betume (ISHAI e CRAUS, 1977; TUNICLIFF e ROOT, 1982).

SCHMIDT e GRAF (1972) comprovaram que os ligantes betuminosos de viscosidade mais elevada reduzem a sensibilidade à ação da água nas misturas asfálticas e, que nas condições de temperatura que os confere a mesma viscosidade, ou seja, sem que haja alteração do seu estado viscoso, a resistência à ação da água das misturas é similar.

As asperezas do granular tornam mais difícil o processo de recobrimento pelo ligante betuminoso, sendo pouco acessíveis ou contaminadas por partículas de argila. Logo, dependendo da boa fluidez do ligante betuminoso e dos granulares apropriados, a molhagem será boa e as rugosidades aumentam a superfície de contato e, conseqüentemente, as forças de ancoragem (CASTAÑEDA, 2004).

Uma elevada porosidade do granular pode aumentar a ancoragem do ligante betuminoso (BARRA, 2005), mas durante a produção das misturas asfálticas, a fase de secagem não é totalmente eficaz, pois não raramente uma fração de água fica alojada dentro dos poros e impede uma adesão completa. Além disso, uma grande quantidade de ligante betuminoso é mobilizada para a cobertura desta superfície desenvolvida e não participa mais da adesão aos granulares, aumentando assim a porosidade da mistura. Desta forma, na presença da água, o processo de desagregação será acentuado (FHWA, 1997).

Quando se derrama um líquido sobre a superfície de um sólido, não há uma molhagem completa da superfície, mas ocorre uma conformação sobre a estrutura em que atua até que atinja um estado de equilíbrio. Este estado, caracterizado pelo ângulo de contato líquido-sólido, foi descrito em 1805 por Young, em função das tensões de superfície dos materiais existentes (KINLOCH, 1990), conforme prevê a Equação 6.1 e pode ser visualizado na Figura 6.2.

$$\gamma_{LG} - \gamma_{GA} + \gamma_{LA} \cdot \cos \theta = 0 \quad (6.1)$$

onde:

$\gamma_{LG}$  = tensão interfacial líquido-granular;

$\gamma_{GA}$  = tensão superficial do granular;

$\gamma_{LA}$  = tensão superficial do líquido;

$\theta$  = ângulo formado entre os vetores de  $\gamma_{LG}$  e  $\gamma_{LA}$ .

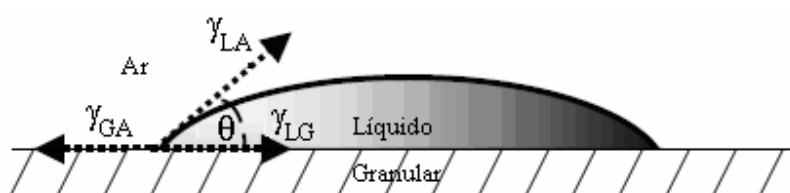


Figura 6.2 - Molhagem de um sólido por um líquido (CASTAÑEDA, 2004).

A tensão superficial é o conjunto de forças moleculares que permite ao líquido ou ao sólido conservar seu estado (coesão) e a tensão interfacial é a força resultante do equilíbrio de dois corpos existentes e que geram interface. Esta tensão determina a força de adesão. Quando o ângulo de contato é superior a  $90^\circ$ , o líquido não molha o sólido. Um ângulo de  $0^\circ$  se forma quando o líquido molha completamente a superfície do sólido. A molhagem se produz quando existem fracas tensões de superfície no sólido e no líquido ( $\gamma_{GA}$  e  $\gamma_{LA}$ ) e uma tensão interfacial ( $\gamma_{LG}$ ) relativamente elevada (CASTAÑEDA, 2004) (Figura 6.3).



Figura 6.3 - Estágios de molhagem de um sólido por um líquido (CASTAÑEDA, 2004).

A Teoria da energia superficial, também conhecida como tensão superficial, postula que estas tensões em um conjunto granular-betume são primariamente constituídas por uma componente não-polar e outra ácido-básica (ou polar) (GOOD e VAN OSS,

1991; GOOD, 1993). A tensão superficial total e suas componentes são apresentadas na Equação 6.2.

$$\Gamma = \Gamma^{LW} + \Gamma^{AB} \quad (6.2)$$

onde:

$\Gamma$  = tensão superficial do ligante betuminoso ou do granular;

$\Gamma^{LW}$  = componente não-polar da tensão superficial de Lifshitz-Van der Waals;

$\Gamma^{AB}$  = componente ácido-básica (polar) da tensão superficial.

A força de Lifshitz-Van der Waals contém pelo menos três componentes: as forças de dispersão de London, as forças de indução de Debye e, as forças de orientação de Keesom. A primeira corresponde à atração que ocorre entre nuvens elétricas vizinhas, constituindo uma interação do tipo dipolo-induzido a dipolo-induzido, ou simplesmente dipolo-dipolo. A segunda é produzida por um dipolo induzindo outro dipolo em uma molécula vizinha. E a terceira é a interação de dois dipolos se orientando em relação a um ao outro (MAUGIS, 1999).

A interação ácido-base (polar) inclui todos aqueles tipos de ligação referentes à doação de elétrons (recepção de prótons) e à recepção de elétrons (doação de prótons), incluindo as ligações ou Pontes de Hidrogênio (CHENG et al, 2003). Para prever quantitativamente esta interação, GOOD e VAN OSS (1991) postularam uma resolução do termo  $\Gamma^{AB}$  representativo da interação ácido-base (polar), dentro de um parâmetro de acidez ( $\Gamma^+$ ) e basicidade ( $\Gamma^-$ ) superficial de Lewis, autor da Teoria das Ligações Químicas de 1916 (GUGLIOTTI, 2001) (Equação 6.3).

$$\Gamma^{AB} = 2\sqrt{\Gamma^+\Gamma^-} \quad (6.3)$$

onde:

$\Gamma^{AB}$  = componente ácido-básica (polar) da tensão superficial;

$\Gamma^+$  = componente ácida de Lewis referente à interação superficial;

$\Gamma^-$  = componente básica de Lewis referente à interação superficial.



Vários métodos são propostos na literatura para medir a tensão superficial do sistema granular-betume, tais como: a técnica do *Wilhelmy Plate*, a *Universal Sorption Device* (USD), além de modelos matemáticos (CHENG et al, 2003; ELPHINGSTONE, 1997; LI, 1997).

Posteriormente à Teoria das Ligações Químicas de Lewis, foi estabelecido que o trabalho para separar uma parte sólida de um líquido, é igual à variação de energia livre do sistema (JOHNSON e DETTRE, 1969) (Equação 6.4).

$$W_a = \gamma_{GA} + \gamma_{LA} - \gamma_{LG} \quad (6.4)$$

onde:

$W_a$  = energia livre do sistema;

$-\gamma_{LG}$  = tensão interfacial líquido-granular perdida;

$\gamma_{GA}$  = tensão superficial do granular;

$\gamma_{LA}$  = tensão superficial do líquido.

Portanto, o trabalho de adesão ou energia para separar o ligante betuminoso do granular pode ser expresso pela Equação 6.5.

$$W_a = \gamma_{LA} \cdot (1 + \cos \theta) \quad (6.5)$$

onde:

$W_a$  = energia livre do sistema;

$\gamma_{LA}$  = tensão superficial do líquido;

$\theta$  = ângulo formado entre os vetores da  $\gamma_{LA}$  e da  $\gamma_{LG}$ .

Verifica-se então que a energia de adesão será cada vez maior, à medida que o ângulo de contato  $\theta$  for menor, logo, mais fraca será quando este ângulo se aproximar de  $90^\circ$ .

A adesividade entre o ligante betuminoso e o granular pode ser também representada pela Teoria de Gibbs sobre a energia livre por unidade de massa do granular, em que a área da superfície específica (SSA) por unidade de massa do granular também reflete o efeito da textura superficial do grão. O conceito de energia livre por unidade de massa de Gibbs representa, portanto, a energia (tensão) necessária para desagregar a película de ligante betuminoso de uma unidade granular (CURTIS et al, 1993) (Equação 6.6).

$$\Delta G = \Gamma \cdot SSA \quad (6.6)$$

onde:

$\Delta G$  = energia livre por unidade de massa do granular;

$\Gamma$  = energia (tensão) superficial do betume ou do granular;

SSA = área da superfície específica por unidade de massa do granular.

Analisando as Equações 6.4 e 6.6, não é raro observar valores negativos nos resultados pertinentes a estas duas Equações citadas, no que tange ao trabalho de adesão ou energia livre de Gibbs, por conta da presença de água atuando no sistema granular-betume. Na prática, isto significa que o referido sistema liberará energia, ou seja, terá sua tensão interfacial enfraquecida e a película de ligante betuminoso que recobre o granular será mais suscetível de remoção pela água. Isto ocorre devido à energia superficial da água ser superior à tensão interfacial do sistema granular-betume.

CHENG et al (2003) utilizaram o conceito de energia livre de Gibbs na comparação da resistência do calcário e do granito dos Estados do Texas e da Georgia (EUA), respectivamente, em relação à falha adesiva devido à presença de umidade em corpos de prova de misturas asfálticas, considerando as mesmas graduações dos granulares e tipo de ligante betuminoso, tendo sido constatado um desempenho melhor do calcário, em função de possuir uma superfície específica (SSA) bem maior que a do granito.

Os resultados obtidos da pesquisa citada no parágrafo anterior foram validados ainda no mesmo estudo posteriormente, a partir de testes laboratoriais executados com o equipamento denominado *Material Testing System* (MTS), em que são executados ciclos com 1,0 segundo de duração total, subdivididos em 0,1 segundo de aplicação de carga com sinal haversenoidal seguido de 0,9 segundo de repouso, com o registro de deformações permanentes axiais ao longo dos testes.

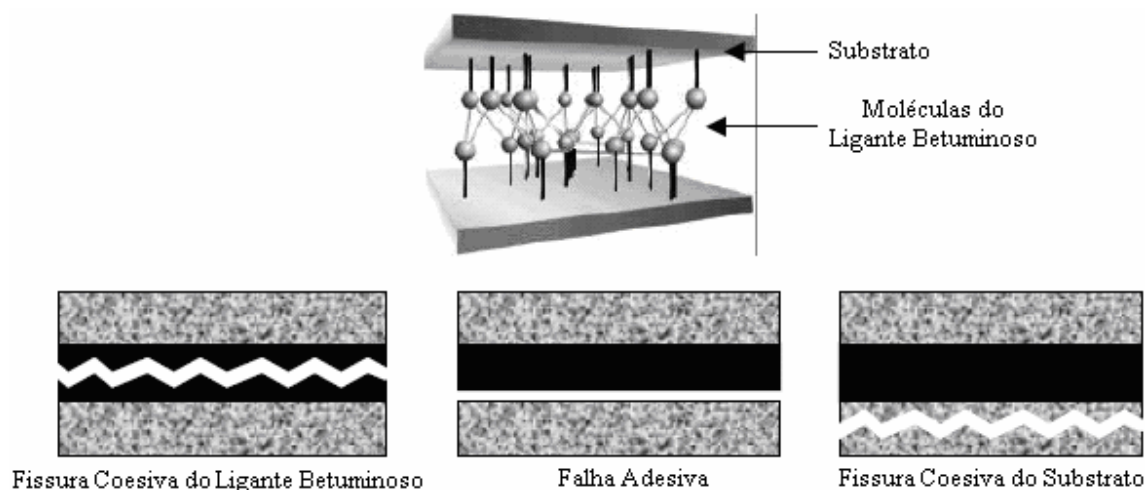
Logo, por ser a SSA um parâmetro ligado também à textura superficial do grão, tem-se que a ancoragem do calcário ao ligante betuminoso, em conjunto com a sua natureza elétrica (eletropositiva), são mais eficientes e adequadas que a do granito (eletronegativa) para manutenção de uma forte tensão interfacial dos sistemas.

Em suma, a Teoria da tensão superficial é complexa. Entretanto, sua aplicação prática não é complicada. Envolve essencialmente o cálculo das tensões superficiais do ligante betuminoso e do granular. A tensão interfacial entre estes dois componentes principais das misturas asfálticas pode então ser calculada tanto entre o sistema granular-betume quanto na presença de um terceiro componente, neste caso, a água. Uma avaliação mais acurada das tensões interfaciais deve considerar as componentes não-polares (de Liftshitz-Van der Waals) e polares (ácido-básicas) da tensão superficial. Deste modo, na prática, as tensões interfaciais podem ser utilizadas como critério para selecionar as misturas asfálticas mais compatíveis com o meio em que serão aplicadas (CHENG et al, 2003).

### **6.2.2. Adesividade Passiva**

A adesividade passiva é a força de ligação existente na interface entre dois materiais na presença da água, que pode ser avaliada efetuando um teste de adesividade (RAMOND, 1977). A superfície de falha pode se apresentar de três formas (Figura 6.4): por coesão do ligante betuminoso, quando a fissura ocorre nas moléculas que o constitui; por adesão, quando a separação se produz na interface entre o substrato e

o ligante betuminoso; e por coesão do substrato, quando a fissura se produz dentro das moléculas do substrato.



**Figura 6.4 - Superfícies de falha das uniões adesivas (CASTAÑEDA, 2004).**

A desagregação da película de ligante betuminoso da superfície do granular devido à falha adesiva, na presença de água, pode ocorrer tanto na superfície do pavimento quanto no interior da mistura asfáltica (WHITE, 1987). A resistência adesiva é influenciada pelas tensões superficiais do sistema granular-betume, textura superficial do granular e, presença da água. CHENG et al (2003) propuseram um modelo de falha adesiva, em que a Equação 6.7 é utilizada para calcular a tensão superficial de adesão entre dois materiais diferentes, representados pelas subscrições i e j, sem a presença de água.

$$\Delta G_{ij}^a = \Delta G_{ij}^{aLW} + \Delta G_{ij}^{aAB} \quad (6.7)$$

onde:

$\Delta G_{ij}^a$  = tensão superficial de adesão entre o ligante betuminoso e o granular;

$\Delta G_{ij}^{aLW}$  = é a componente não-polar da tensão superficial de adesão;

$\Delta G_{ij}^{aAB}$  = é a componente ácido-básica (polar) da tensão superficial de adesão.

Em que as componentes não-polares e polares são definidas da seguinte forma (Equações 6.8 e 6.9):

$$\Delta G_{ij}^{aLW} = 2\sqrt{\Gamma_i^{LW}\Gamma_j^{LW}} \quad (7.8)$$

$$\Delta G_{ij}^{aAB} = 2\sqrt{\Gamma_i^+\Gamma_j^-} + 2\sqrt{\Gamma_i^-\Gamma_j^+} \quad (7.9)$$

onde:

$\Delta G^{aLW}$  = é a componente não-polar da tensão superficial de adesão;

$\Delta G^{aAB}$  = é a componente ácido-básica (polar) da tensão superficial de adesão;

$i, j$  = subscrições representativas do ligante betuminoso e do granular, respectivamente;

$\Gamma_i^{LW}$  = componente não-polar do ligante betuminoso referente à tensão superficial de Lifshitz-Van der Waals;

$\Gamma_j^{LW}$  = componente não-polar do granular referente à tensão superficial de Lifshitz-Van der Waals;

$\Gamma_i^+$  = componente ácida de Lewis referente à interação superficial do ligante betuminoso;

$\Gamma_j^-$  = componente básica de Lewis referente à interação superficial do agregado;

$\Gamma_i^-$  = componente básica de Lewis referente à interação superficial do ligante betuminoso;

$\Gamma_j^+$  = componente ácida de Lewis referente à interação superficial do agregado.

Portanto, as Equações 6.7, 6.8 e 6.9 podem ser utilizadas para calcular a tensão superficial de adesão entre o ligante betuminoso e o granular. Contudo, na presença de um terceiro meio, no caso a água, a Equação 6.10, derivada das três citadas anteriormente, é a que melhor descreve este fenômeno.

$\Delta G_{132}^a = \Gamma_{13} + \Gamma_{23} - \Gamma_{12}$ ; decompondo, tem-se:

$$\begin{aligned} \Delta G_{132}^a = & 2\Gamma_3^{LW} + 2\sqrt{\Gamma_1^{LW} \cdot \Gamma_2^{LW}} - 2\sqrt{\Gamma_1^{LW} \cdot \Gamma_3^{LW}} - 2\sqrt{\Gamma_2^{LW} \cdot \Gamma_3^{LW}} + 4\sqrt{\Gamma_3^+ \cdot \Gamma_3^-} - 2\sqrt{\Gamma_3^+} \cdot (\sqrt{\Gamma_1^-} + \sqrt{\Gamma_2^-}) \\ & - 2\sqrt{\Gamma_3^-} \cdot (\sqrt{\Gamma_1^+} + \sqrt{\Gamma_2^+}) + 2\sqrt{\Gamma_1^+ \cdot \Gamma_2^-} + 2\sqrt{\Gamma_1^- \cdot \Gamma_2^+} \end{aligned} \quad (6.10)$$

onde:

$\Delta G_{132}^a$  = tensão superficial de adesão para dois materiais diferentes em contato com um terceiro meio (no caso, betume e granular em contato com a água);  
1, 2, 3 = subscrições representativas do betume, do granular e, da água, respectivamente.

NOTA: As demais notações são análogas às descritas para as Equações 6.8 e 6.9.

Logo, as diferentes forças que intervêm no processo de adesão entre o granular e o ligante betuminoso são denominadas de energia interfacial (com dependência direta da magnitude das tensões superficiais de cada componente do sistema), ancoragem mecânica e reação química (CURTIS et al, 1993).

A energia interfacial é uma medida direta das forças intermoleculares que aparecem quando dois materiais, como o granular e o ligante betuminoso, são postos em contato. Estas forças intermoleculares são atribuídas a diferentes efeitos (KINLOCH, 1990): forças de dispersão ou de London, resultantes do movimento interno dos elétrons dentro das moléculas e das forças polares, que são apresentadas pelas moléculas possuidoras de pólos elétricos permanentes ou indutivos.

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

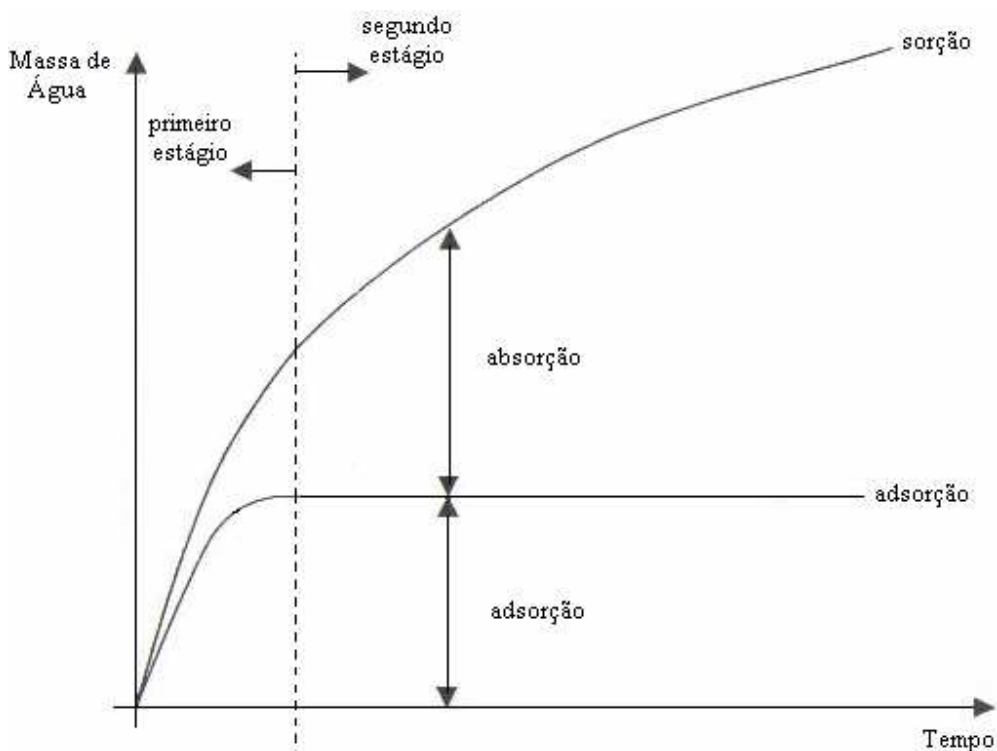
A reação química é fundamentada sobre a presença de componentes reativos (ácido e base) dentro do sistema granular-betume. Este conceito sustenta que a ligação granular-betume ou granular-mástique, seja o resultado da reação de dois materiais formando um novo componente insolúvel à água. O ligante betuminoso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

BARRA e MOMM (2004) discorrem sobre os efeitos do pó calcário calcítico, em sua forma carbonatada, nas características físicas e químicas dos ligantes betuminosos, chegando a mesma conclusão do parágrafo anterior sobre a afinidade gerada pelo calcário na interface granular-mástique.

### **6.3. EFEITO DA AÇÃO DA ÁGUA SOBRE AS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS**

Em um contato triplo granular-betume-água, a tensão superficial da água é superior à tensão interfacial do conjunto granular-betume. Desta forma, a água desloca lentamente a película de ligante betuminoso e destrói as forças que mantêm unidos os componentes da mistura, conforme ilustrado na Figura 6.1.

CHENG et al (2003) verificaram a partir da constituição da modelagem matemática sobre a difusão de umidade em amostras de ligantes betuminosos e de mástiques, levando em conta a absorção e adsorção de vapor de água, que este fenômeno ocorre em dois estágios. No primeiro, tanto a adsorção na superfície quanto a absorção no interior das amostras ocorrem simultaneamente. No segundo, a adsorção sobre a superfície das películas de ligante betuminoso e dos mástiques atinge um estado de equilíbrio, porém, a absorção (difusão da umidade) continua e eventualmente atinge o equilíbrio (Figura 6.5).



**Figura 6.5 - Processo de sorção de umidade em uma película de ligante betuminoso (CHENG et al, 2003).**

Observando a Figura 6.5, tem-se que a curva superior representa a absorção total de vapor de água no interior da película de ligante betuminoso, enquanto que a curva inferior retrata o processo de adsorção da água na superfície do referido filme, em função do tempo, confirmando as tendências descritas no parágrafo anterior quanto aos estágios de propagação da umidade.

No caso dos granulares (calcários e graníticos), CHENG et al (2003) para calcularem a tensão superficial se basearam no método da adsorção de gás universal, que utiliza as características de adsorção de um solvente que possua um gás particular em sua composição (n-hexano ou metil-propil, por exemplo), sobre a superfície de um granular, a fim de determinar indiretamente a tensão superficial.

Em ambas as simulações das modelagens, ou seja, tanto para os ligantes betuminosos e mástiques quanto para os granulares, os testes executados com a



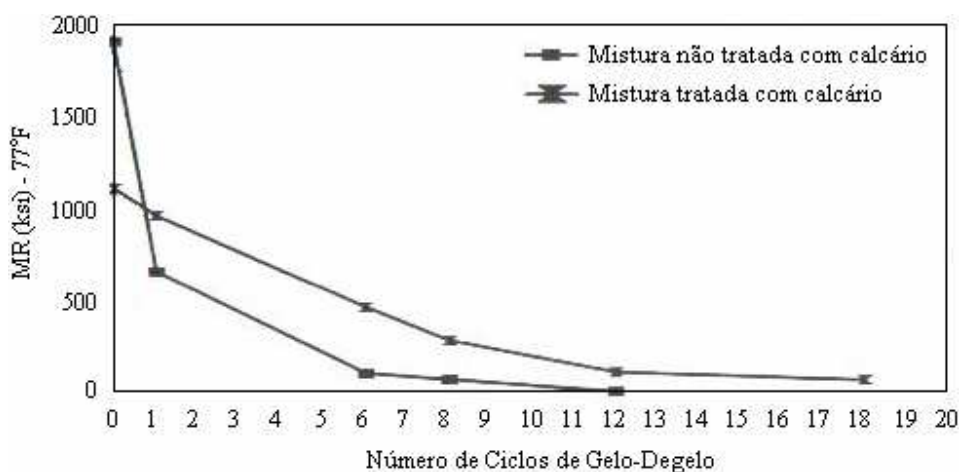
máquina denominada *Universal Sorption Device* (USD) indicaram que na comparação entre amostras, o melhor desempenho esteve com os componentes que apresentaram maior viscosidade (para os ligantes betuminosos) e adição de calcário (para os mástiques), e no caso dos granulares, os originários de rocha calcária apresentaram maior resistência à ação da umidade do que os de origem granítica.

Para validar as modelagens propostas e os testes executados com a máquina USD, CHENG et al (2003) executaram testes de deformação permanente com o equipamento *Material Testing System* (MTS), a partir da solicitação de corpos de prova cilíndricos de misturas asfálticas sob sinais haversenoidais (Figura 4.6b) de carga (0,1 segundo de carregamento por 0,9 segundo de repouso), em que os resultados obtidos apresentaram as mesmas tendências daquelas inferidas pelas duas modelagens citadas anteriormente (modelo de difusão e método da adsorção de gás universal).

SEBAALY et al (2003) executaram testes laboratoriais não destrutivos (módulo de resiliência - ASTM D 4123, 1982) e destrutivos (Lottman Modificado, AASHTO T-283, 1989) com corpos de prova cilíndricos extraídos por sonda rotativa de pavimentos do Estado de Nevada (EUA), nas regiões das trilhas de roda e entre estas, e compararam os resultados obtidos com informações do Sistema de Gerenciamento de Pavimentos (SGP) do *Nevada Department of Transportation* (NDOT), correspondentes ao *Present Serviceability Index* (PSI) das mesmas estruturas dos corpos de prova, a fim de verificar a resistência à umidade de misturas tratadas com calcário em relação às tratadas com granito.

Os corpos de prova submetidos aos ensaios de módulo de resiliência (ASTM D 4123, 1982) foram submetidos a ciclos de condicionamento, seguindo a mesma metodologia do ensaio Lottman Modificado (AASHTO T-283, 1989). Contudo, os primeiros, por não serem destrutivos, permitiram que houvesse uma avaliação mais prolongada e acumulativa da ação da umidade, chegando a um total de até 18 ciclos de condicionamento no processo de avaliação.

Os resultados obtidos indicaram que tanto na comparação dos resultados, em relação a um ciclo de condicionamento apenas, considerando as duas metodologias de teste (módulo de resiliência e Lottman Modificado) quanto de sucessivos ciclos (apenas o teste de módulo de resiliência), as misturas tratadas com calcário apresentaram maior resistência mecânica aos efeitos da ação da umidade, seja nas amostras retiradas das trilhas de rodas ou entre elas. A Figura 6.6 ilustra os resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência.



NOTA: 77°F = 25°C; 1 ksi = 6894757 Pa = 6,894757 MPa

**Figura 6.6 - Módulo de resiliência de amostras extraídas de campo submetidas a ciclos de condicionamento, com e sem tratamento de agregados calcários (SEBAALY et al, 2003).**

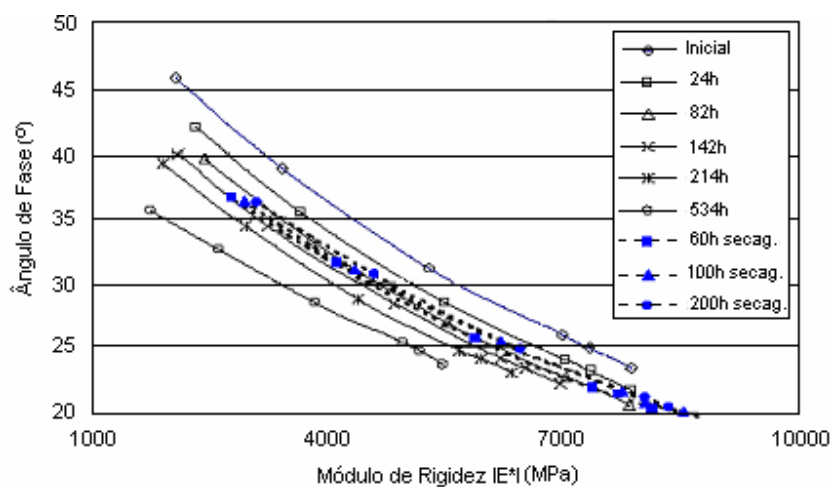
Esta tendência também foi confirmada quando analisados os PSI através dos bancos de dados do SGP, em que os valores dos PSI não sofreram alterações significativas quando as estruturas dos pavimentos foram tratadas com calcário, ao contrário das tratadas com granito, tendo estas constatações gerado uma resolução do *Nevada Department of Transportation* (NDOT) obrigando todos os projetos de misturas asfálticas do Estado a conterem calcário em suas composições.

Contudo, esta perda de coesão da mistura devido à presença de água pode ser restabelecida se a película de água que penetrou na interface granular-betume desaparecer (SCOTT et al, 1977; SCHMIDT e GRAF, 1972).

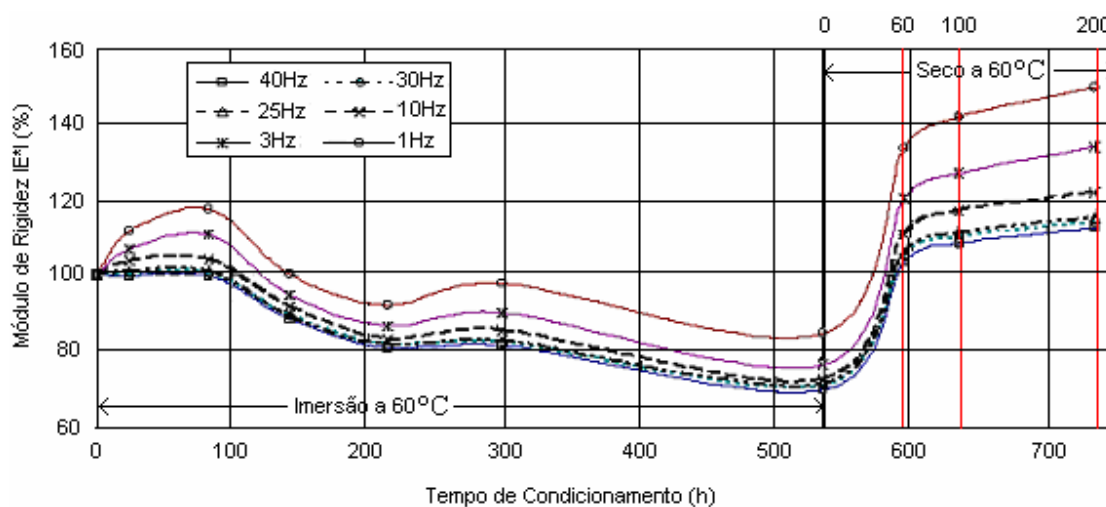
Esta recuperação das propriedades mecânicas das misturas asfálticas foi bastante explorada por CASTAÑEDA (2004), ao abordar a contribuição de metodologias de ensaios destrutivos - *Lottman* modificado (AASHTO T-283, 1989) e imersão-compressão (ASTM D 1075, 2007) - e não destrutivos - módulo resiliente (ASTM D 4123, 1982) e módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) - sobre o efeito da água nas misturas asfálticas.

A partir dos ensaios realizados, foi possível concluir que após um período de imersão na água, na etapa seguinte, durante o processo de secagem, fatores como o endurecimento físico do ligante betuminoso, a migração de certas frações finas nas porosidades dos granulares, ou ainda o aumento do teor de asfaltenos face à oxidação do ligante betuminoso, acarretam uma retomada parcial e em alguns casos total das propriedades mecânicas originais das misturas, dependendo do tipo de ensaio realizado.

As Figuras 6.7 e 6.8 ilustram a evolução do módulo de rigidez complexo  $|E^*|$  durante os ciclos de imersão e secagem de uma mistura asfáltica (MD-6) nos ensaios de módulo complexo, enquanto a Figura 6.9 durante os ensaios de módulo de resiliência, em função do percentual de degradação (relação entre os módulos inicial e final) e do teor de vazios das misturas (MD-1, MD-2, MD-3, MD-4 e MD-5).



**Figura 6.7 - Evolução do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$  no espaço de Black da degradação da mistura MD-6. Medidas do módulo complexo a 20°C, com freqüências de 1Hz, 3Hz, 10Hz, 25Hz, 30Hz, 40Hz (CASTAÑEDA, 2004).**



**Figura 6.8 - Evolução do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$  da mistura MD-6 após ciclos de imersão e secagem a 60°C. Medidas de módulo realizadas a 20°C, com freqüências de 1Hz, 3Hz, 10Hz, 25Hz, 30Hz, 40Hz (CASTAÑEDA, 2004).**

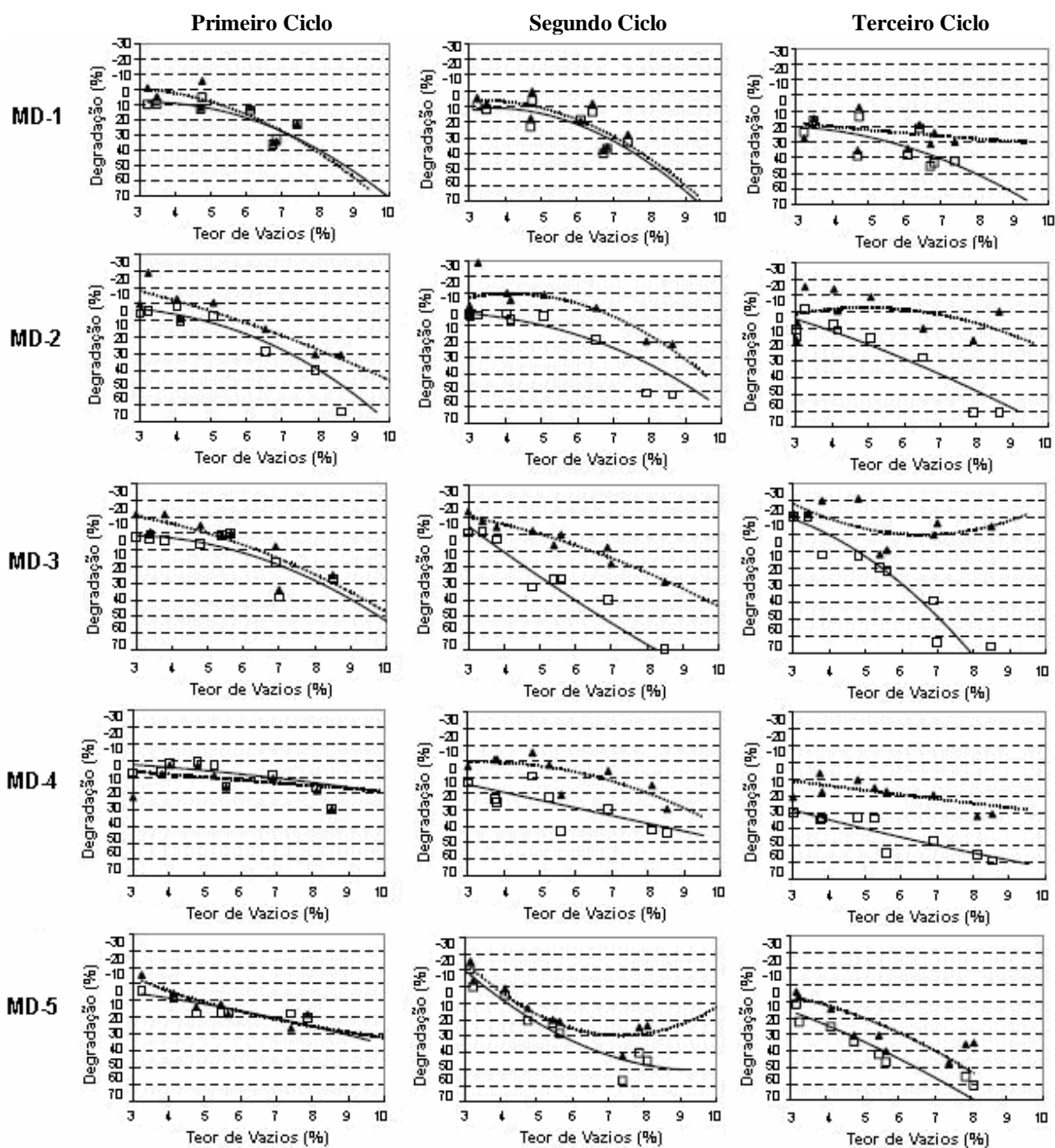


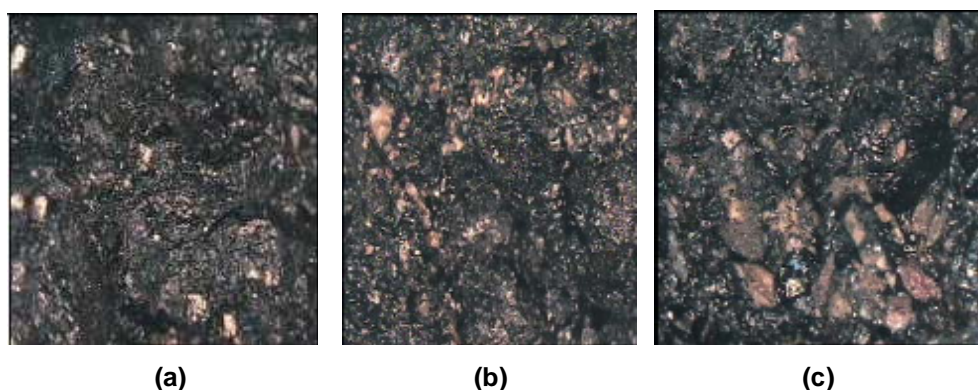
Figura 6.9 - Resultados da sensibilidade à ação da água (degradação) e de recuperação do módulo resiliente após secagem (linha contínua - após imersão em água; linha tracejada - recuperação após secagem). Ensaio executado a 60°C (CASTAÑEDA, 2004).

Entretanto, ao ser citada a ocorrência de uma recuperação total das propriedades mecânicas de uma mistura asfáltica na situação descrita anteriormente, deve-se

tomar cuidado tanto com a metodologia de ensaio adotada quanto com os parâmetros a serem correlacionados na análise dos dados, pois podem induzir à superestimação do seu desempenho mecânico e precipitar uma avaliação equivocada do fenômeno.

Tem-se, portanto, que os ganhos de resistência após os processos de secagem que conduzem as misturas asfálticas a um desempenho mecânico superior ao que tinham em seu estado original, quando avaliadas nos ensaios de módulo de resiliência, principalmente quando analisados a maior parte dos resultados de recuperação no segundo e terceiro ciclos (Figura 6.9), ou mesmo quando correlacionadas grandezas como o módulo de rigidez complexo  $|E^*|$  em função do tempo de condicionamento nos ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) (Figura 6.8), não são parâmetros confiáveis para interpretação da recuperação efetiva das propriedades mecânicas das misturas asfálticas após condicionamento (CASTAÑEDA, 2004).

Interpretando a Figura 6.7, tendo como parâmetro o ângulo de fase gerado entre os pulsos de força e deslocamento durante os ensaios de módulo complexo, nota-se que mesmo havendo uma recuperação após secagem da energia perdida por atrito interno viscoso do material quando imerso à água, não ocorre em escala integral, como de fato se verifica na prática (Figura 6.10), devido à remota possibilidade da recomposição total das ligações interfaciais (adesivas) do sistema granular-betume.



**Figura 6.10 -** Imagens capturadas nas interfaces do sistema granular-betume após condicionamento dos corpos de prova durante os ensaios de módulo complexo a: (a) 24h de imersão e 96h de secagem, (b) 24 de imersão e 12 horas de secagem e, (c) 120h de imersão (CASTAÑEDA, 2004).

CASTAÑEDA (2004) também propôs a utilização das Equações 6.11 e 6.12 como parâmetros de aplicação para estimar a degradação pelo efeito da ação da água durante os ciclos de imersão e de secagem (recuperação), respectivamente, das misturas asfálticas, levando em conta os tempos de duração e as temperaturas de condicionamento dos ciclos mencionados, considerando as diversas fases durante os ciclos de recuperação das misturas ilustradas na Figura 6.11.

$$D = (A.T - B).t^\beta \quad (6.11)$$

$$D = D_0.[1 + \Phi_r.f(t)]; \text{ com } f(t) = e^{-A(\log t)^B} - 1 \quad (6.12)$$

onde:

D = degradação final;

D<sub>0</sub> = degradação inicial;

A = constante que varia com a mistura (dependente da duração do nível de recuperação na fase lenta);

B = constante que varia com a mistura (atua sobre a inclinação da curva de degradação durante o nível de recuperação rápida);

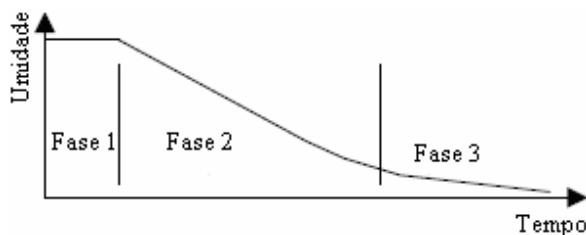
T = temperatura de condicionamento;

t = tempo acumulado de degradação;

$\beta$  = parâmetro ligado à inclinação da curva de degradação;

$\Phi_r$  = fração recuperável da degradação;

$f(t)$  = lei de evolução da recuperação.



**Figura 6.11 - Fases do processo de recuperação das misturas asfálticas (TRIBOULET, 2003).**

A primeira fase corresponde à temperatura de condicionamento, a segunda à perda de umidade e a terceira a uma diminuição da velocidade de secagem. Ao longo da primeira fase, não ocorre qualquer recuperação, havendo uma continuidade da degradação. Na segunda fase, a velocidade de evaporação é independente da natureza do material e de sua porosidade, devido corresponder à evaporação livre da água, portanto, a degradação se desenvolve de acordo com as próprias características da mistura. A terceira fase corresponde à secagem do núcleo do corpo de prova. A água localizada na interface granular-betume é submetida à evaporação. A eliminação completa do líquido tenderá a conduzir o corpo de prova ao seu estado hídrico inicial, ou seja, higroscópico (TRIBOULET, 2003).

Interpretando tanto a Figura 6.11 quanto às análises do parágrafo anterior, pode-se dizer que durante as fases 1 e 2 os corpos de prova continuam a se degradar, enquanto que durante a fase 3 a restauração das ligações na interface granular-betume tendem a interromper esta degradação, pois será reconstituída a coesão das misturas em alguns pontos de suas estruturas, retomando parte das propriedades mecânicas degradadas. Nesta fase, a curva de evolução assume um aspecto inverso e se estabiliza a um nível mais próximo das propriedades iniciais das misturas.



Desta forma, as principais conclusões obtidas por CASTAÑEDA (2004) sobre as metodologias de ensaio utilizadas em sua pesquisa, para fins de avaliação da sensibilidade à ação água das misturas asfálticas, foram as seguintes:

- O ensaio de módulo resiliente (ASTM D 4123, 1982), comparado ao do módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), desde que o módulo de rigidez deste último seja correlacionado com o ângulo de fase, não oferece plena confiabilidade quanto à interpretação deste fenômeno;
- O ensaio Lottman Modificado (AASHTO T - 283, 1989), quando aplicado aos corpos de prova de uma mesma formulação, com teor de vazios variando entre 6,0% e 8,0% ( $7,0\% \pm 1,0\%$ ), como preconiza a referida norma, pode conduzir a resultados significativamente diferentes. Se um critério de degradação superior a 20% (relação entre a resistência à tração após imersão na água e sem condicionamento) é considerado como um mau comportamento, as conclusões quanto à resistência à ação da água de uma mistura asfáltica com 6,0% a 8,0% de vazios pode conduzir à aceitação ou rejeição de uma formulação, e em alguns casos, induzir a avaliações equivocadas quanto ao comportamento do material. A especificação deveria discorrer sobre os teores de vazios extremos admissíveis ou aceitáveis durante a construção dos pavimentos após compactação no campo;
- Nos ensaios de imersão-compressão (ASTM D 1075, 2007), o procedimento de execução pode ser melhorado, caso seja especificado um controle dos vazios para os corpos de prova. O método de compactação sob carregamento de duplo pistão produz corpos de prova com elevados teores de vazios, devido ser executado de forma aleatória quanto ao controle desta variável, conduzindo-os a ter elevadas degradações;

- O estudo da evolução contínua da degradação e da recuperação das misturas asfálticas permite medir e evidenciar o comportamento dos corpos de prova à ação da água, em relação aos ensaios tradicionais que não podem detectar estes fatores;
- O módulo de rigidez complexo  $|E^*|$  de uma mistura asfáltica pode ser determinado a várias temperaturas e frequências, permitindo obter mais informações sobre o comportamento térmico e cinético do material, em relação aos ensaios uniaxiais e de carga constante;
- Testes com e sem o condicionamento dos corpos de prova à água, oferecem maiores vantagens na avaliação da perda das propriedades mecânicas das misturas submetidas à ação da água. As representações no espaço de Black ou no plano Cole-Cole, são referências estáveis e respeitáveis quanto ao processo térmico e evoluem de maneira coerente aos processos de imersão à água e secagem das misturas, desde que selecionados corretamente os parâmetros de correlação para avaliação das propriedades mecânicas.

DE MOURA (2001) ao estudar o efeito de aditivos químicos e da cal como melhoradores de adesividade em misturas asfálticas densas com o ensaio Lottman Modificado (AASHTO T - 283, 1989), verificou que a partir da comparação de misturas asfálticas dosadas distintamente com 2,0% de cal hidratada e 0,5% de dope, utilizando o mesmo tipo de ligante betuminoso (CAP 20), que a cal hidratada manteve o valor da resistência residual à tração (RRT) sempre acima de 0,70, de acordo com o critério estabelecido por HICKS (1991) e, as resistências à tração (RT) muito próximas para as situações com e sem o condicionamento das amostras.

Em contrapartida, as misturas asfálticas dosadas apenas com a incorporação de 0,5% de dope, obtiveram resultados de RRT abaixo de 0,70 e, resistências à tração (RT) bastante díspares, com uma redução em torno de 33% das amostras condicionadas.

Quanto aos ensaios de fadiga, segundo De La ROCHE (1996), a aplicação das cargas durante estes ensaios, como são executados no domínio da viscoelasticidade linear, não produzem uma variação significativa da curva do módulo complexo na fase avançada de degradação, mais especificamente durante a fase dois (Figura 4.5).

O ensaio de módulo complexo praticado repetidas vezes não deteriora a estrutura do corpo de prova e pode, portanto, acompanhar a degradação e a restauração das características mecânicas das misturas asfálticas, principalmente a rigidez, após os ciclos de imersão na água e secagem.

Segundo MOUTIER (1991), após um ciclo de imersão dentro da água, a mistura asfáltica é fragilizada e perde uma fração de sua resistência à fadiga que pode ser recuperada mediante um condicionamento a seco.

RUDENSKY (1997), após a execução de ensaios de fadiga com o controle da deformação no *Russia Road Research Institute* (Rosdornii), utilizando corpos de prova prismáticos (vigas), verificou a resistência à fadiga de quatro tipos de misturas asfálticas (especificadas de acordo com a norma russa GOST 9128-84), a seco e sob imersão na água, nas temperaturas de 0°C e 20°C, tendo obtido as seguintes conclusões:

- Os parâmetros de formulação que mais influenciam na resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas são: o tipo da mistura asfáltica, mais especificamente o teor e a disposição dos vazios no seu interior e, o tipo e o teor de ligante betuminoso;
- A resistência à ruptura dos corpos de prova testados a 20°C sob imersão foi 45% a 55% menor quando comparada com a dos corpos de prova da mesma mistura testados a seco;

- O decréscimo foi mais acentuado para as condições de teste a 0°C, pois as misturas asfálticas submetidas à imersão na água suportaram apenas de 33% a 35% da resistência das mesmas misturas testadas a seco;
- O fator principal para a ocorrência desta redução elevada da resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas testadas, foram as pressões hidrodinâmicas cíclicas induzidas no material sob esforços de flexão dinâmica, sendo considerada pelo autor uma variável decisiva na deterioração ativa das misturas asfálticas em condições de molhagem sob a ação do tráfego no campo.

Porém, as informações constantes no trabalho de RUDENSKY (1997) contêm poucos detalhes sobre o processo de condicionamento a que foram submetidas as amostras durante os ensaios e, além desta, não foi verificada durante a pesquisa bibliográfica realizada, outra abordagem laboratorial direcionada ao estudo dos efeitos da ação da água sobre o fenômeno da fadiga das misturas asfálticas, sendo ainda muito escassas nas literaturas técnicas em âmbito mundial. Por esta razão, constitui a principal contribuição desta pesquisa.

## **CAPÍTULO 7**

### **MATERIAIS E CURVAS GRANULOMÉTRICAS**

#### **7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Neste Capítulo são abordadas algumas características dos materiais (frações granulares e fíleres) que compõem as formulações das misturas asfálticas testadas, como origem geológica e classificação mineralógica, tendo como base análises semi-quantitativas por fluorescência de raios-X. Sobre o ligante betuminoso, aspectos como a procedência, classificação e, a curva de viscosidade Saybolt-Furol do material são apresentados.

Em relação aos fíleres pó de brita e pó calcário, é feito um estudo quanto à influência das características físico-químicas destes materiais nas propriedades originais da amostra de ligante betuminoso, devido à formação dos mástiques. Neste contexto, em consonância com as informações obtidas nas análises semi-quantitativas citadas no parágrafo anterior, são interpretados os resultados de ensaios como: granulometria por emissão de raios laser de baixo ângulo, morfologia por microscopia eletrônica de varredura (MEV), ponto de amolecimento anel e bola, penetração e, adesividade dos sistemas granular-betume e granular-mástique, na presença da água.

Em seguida, tratar-se-á das curvas granulométricas selecionadas a partir da composição das frações dos materiais utilizados.

#### **7.2. MATERIAIS UTILIZADOS**

Os materiais utilizados para compor a formulação das misturas asfálticas desta pesquisa provêm de jazidas localizadas no Estado do Pará, mais especificamente na sua região Nordeste e, são apresentados nos tópicos seguintes.

### 7.2.1. Brita

A brita utilizada nesta pesquisa pertence à suíte intrusiva Tracuateua, composta pelos corpos granitóides de Tracuateua (jazida Santa Mônica, de onde foram retiradas as amostras) (Figura 7.1), Mirasselas e Tauari. Esta formação geológica aflora no Cráton São Luiz, localizado na Bacia do Parnaíba, sendo descrita na carta geológica SA.23-V-C elaborada pela Companhia de Pesquisas em Recursos Minerais (CPRM, 2009), como: biotita-muscovita, sienogranitos associados a diques sinplutônicos e aplitos de cor raramente rosada, com granulação média a grossa e, apresentam dureza 7 (na escala de 1 a 10 de Mohs). Datações radiométricas realizadas por ALMEIDA et al (1968), indicam uma idade aproximada de  $1970 \pm 60$  milhões de anos, situando esta formação na Época Paleoproterozóica.



Figura 7.1 - Brita granítica: (a) fração grossa e (b) fíler.

Em análise química semi-quantitativa por fluorescência de raios-X, realizada nas amostras pelo Laboratório de Caracterização Tecnológica da Engenharia de Minas da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LCT/EPUSP), obteve-se o seguinte resultado quanto à composição mineralógica do material: 35% de quartzo, 33% de albita, 12% de zinnwaldita, 18% de microclínio e, 2,0% de caulinita. É

importante detalhar que o grupo dos feldspatos abrange os minerais albita e microclínio, enquanto que o das micas comporta o mineral zinnwaldita. Todos os minerais definidos na análise química semi-quantitativa são ricos em sílica e, portanto, recebem a denominação de minerais félsicos ou ácidos, logo, eletronegativos.

Para a definição do nome da rocha utilizou-se a classificação proposta pela *International Union of Geological Sciences* (IUGS), que se tornou o método mais utilizado no mundo, principalmente para rochas compostas por minerais félsicos (STRECKEISEN, 1976). Nesta classificação, a amostra analisada é considerada um monzogranito. No entanto, está muito próxima da classe dos sienogranitos. KLEIN e MOURA (2003) definem a suíte intrusiva Tracuateua como sendo composta não apenas por sienogranitos, conforme define a carta geológica citada anteriormente, mas também por monzogranitos com duas micas originadas a partir do retrabalhamento da crosta Paleoproterozóica mais antiga e da crosta Arqueana.

Da análise macroscópica em amostras de mão, este monzogranito se apresenta como uma rocha ácida maciça com granulação média, podendo-se observar que alguns fragmentos desta rocha já se encontram intemperizados, com minerais sem brilho e quebrando-se com aplicação de esforço manual. A presença da caulinita já é um indicativo da alteração química dos feldspatos presentes nesta rocha.

### **7.2.2. Calcário**

O calcário vem sendo utilizado desde a década dos anos 60, sob a forma de frações finamente pulverizadas (Figura 7.2), para a fabricação de cimento Portland pela empresa Cimentos do Brasil S.A. (CIBRASA), sendo a principal atividade mineradora da região Nordeste do Estado do Pará. Localizada na Bacia do Parnaíba, este depósito pertence à Formação Pirabas, imediatamente localizado abaixo da Formação Barreiras. A Formação Pirabas é um depósito do Período Terciário (65 a 1,7 milhões de anos) composto por calcário fossilífero contendo, às vezes, folhelhos

(rocha formada por argilominerais) e margas (rochas compostas por minerais carbonáticos e com 35% a 60% de argila). Seus afloramentos ocorrem apenas em vales, cortes de rodovias e em frentes de lavra, apresentando dureza 3 a 4 (na escala de 1 a 10 de Mohs) (CPRM, 2009).



**Figura 7.2 - Calcário finamente pulverizado (fíler).**

Para a quantificação dos minerais presentes na rocha matriz, também foi feita uma análise química semi-quantitativa por fluorescência de raios-X no Laboratório de Caracterização Tecnológica da Engenharia de Minas da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LCT/EPUSP), chegando-se ao seguinte resultado: 90% de calcita, 6,0% de dolomita e 4,0% de quartzo. Estes resultados confirmam as análises químicas feitas por BARRA (2005) no Laboratório de Análises Químicas da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), em que os resultados indicaram 88,37% de calcita e 5,39% de dolomita.

A calcita é um dos minerais mais comuns na natureza, sendo composta por Carbonato de Cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ), usualmente com ocorrências incolores ou nas cores



branca, cinza, vermelha, verde, azul e amarela. A dolomita é um Carbonato duplo de Cálcio e Magnésio ( $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ ), que apresenta como propriedades diagnósticas cristais romboédricos, podendo apresentar-se incolor ou nas cores rosa, branca, cinza, verde, marrom e preta (DPM/UNESP, 2009). Sendo, portanto, a calcita um mineral constituído por carga elétrica predominantemente positiva, e que abrange quase a totalidade da composição do pó calcário utilizado nesta pesquisa, tem-se que este material possui característica eletropositiva.

Por apresentar em sua composição mais de 50% de minerais carbonáticos, a amostra estudada é oriunda de uma rocha matriz carbonática. Para a classificação desta rocha carbonática optou-se pelo critério composicional, que leva em consideração os quantitativos de minerais que a constitui. Para esta classificação se utiliza um diagrama triangular, em que as rochas carbonáticas são subdivididas em oito grupos. Por apresentar uma relação dolomita/calcita menor que 1/9 e conter menos de 10% de impurezas (minerais não carbonáticos, que neste caso corresponde aos 4,0% de quartzo), a rocha é classificada no diagrama triangular como um calcário (DPM/UNESP, 2009).

### **7.2.3. Ligante Betuminoso**

As amostras de ligante betuminoso, também conhecido como cimento asfáltico de petróleo (CAP), foram fornecidas pela refinaria Lubrificantes e Derivadas de Petróleo do Nordeste (LUBNOR), localizada no Estado do Ceará, devido ser a única que abastece a demanda do mercado do Estado do Pará com este insumo.

Para determinar a caracterização das amostras utilizadas nesta pesquisa, foram realizados ensaios de ponto de amolecimento anel e bola (ABNT NBR 6560/05, 2005), penetração (ABNT NBR 6576/05, 2005) e Viscosidade Saybolt-Furol (ABNT NBR 14950/05, 2005). Também foi calculado o Índice de Pfeiffer e Van Doormaal (IP) (Equação 7.1). Os resultados divulgados na Tabela 7.1 são referentes à média

de 2 determinações, em relação aos ensaios de ponto de amolecimento anel e bola e de viscosidade e, de 5 determinações para os ensaios de penetração.

$$IP = \frac{(500 \cdot \log Pen) + (20 \cdot PA) - 1951}{120 - (50 \cdot \log Pen) + PA} \quad (7.1)$$

onde:

IP = Índice de Pfeiffer e Van Doormaal;

PA = Ponto de amolecimento anel e bola do ligante betuminoso, em °C;

Pen = Penetração do ligante betuminoso, em 0,1mm.

**Tabela 7.1 - Principais características do ligante betuminoso.**

Ensaio	Resultados	
Massa Específica (g/cm <sup>3</sup> )	1,03	
Ponto de Amolecimento Anel e Bola	49,5°C (mín 46,0°C)*	
Penetração (25°C)	50,2 (0,1mm) (mín 50 (0,1mm))*	
Índice de Pfeiffer e Van Doormaal (IP)	-1,2 (-1,5 a + 0,7)*	
Viscosidade Saybolt-Furol	Temperatura (°C)	Tempo de escoamento (s)
	135	269 (mín 141)*
	149	156 (mín 50)*
	163	93 (30 a 150 para 177°C)*

\*Valores mínimos a serem atendidos, especificados nas respectivas normas.

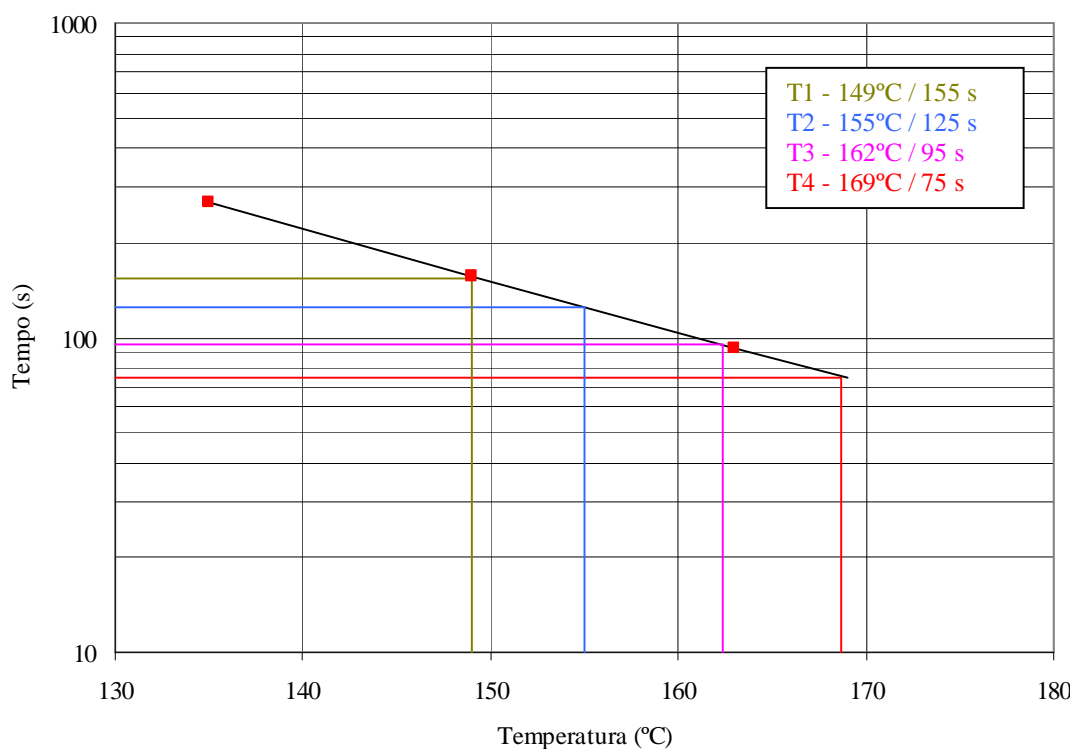
Para tornar a dispersão dos resultados a menor possível, visto que este tipo de ensaio é eminentemente empírico, durante cada conjunto de testes, as amostras foram oriundas de uma mesma dosagem e a graduação da altura da chama do fogareiro foi mantida constante, sem interrupções entre a troca tanto das amostras quanto da água do recipiente, visando à manutenção da variação de 0,5°C por minuto da temperatura da água em que estavam imersas, conforme preconiza a norma ABNT NBR 6560/05 (2005).

Analisando os resultados obtidos com as amostras de ligante betuminoso puro, é importante ressaltar que de acordo com as normas dos ensaios de ponto de amolecimento anel e bola (ABNT NBR 6560/05, 2005) e de penetração (ABNT NBR

6576/05, 2005), o ligante betuminoso utilizado na pesquisa está enquadrado nas especificações de um CAP 50/70, pois para este tipo de CAP é previsto um valor mínimo de ponto de amolecimento de 46°C, e a amostra submetida à teste apresentou um resultado de 49,5°C, ou seja, 3,5°C acima do limite mínimo especificado, enquanto que para uma penetração mínima especificada em 50 (0,1mm), o resultado da média obtida foi de 50,2 (0,1mm), tendo sido atingido um pico de 52 (0,1mm) durante as determinações.

O Índice de Pfeiffer e Van Doormaal (IP) obtido (-1,2), ficou muito próximo do limite mínimo especificado pela faixa normativa dos valores (de -1,5 a +0,7), devido aos baixos valores de ponto de amolecimento anel e bola e de penetração do ligante betuminoso, indicando que possui uma elevada suscetibilidade térmica.

Quanto ao ensaio de viscosidade Saybolt-Furol (ABNT NBR 14950/05, 2005), a Figura 7.3 ilustra a curva de viscosidade obtida para o ligante betuminoso utilizado.



**Figura 7.3 - Curva de viscosidade Saybolt-Furol do CAP 50/70 (LUBNOR).**

Portanto, com base na curva de viscosidade apresentada na Figura 7.3, verificou-se que a temperatura adequada para usinagem do ligante betuminoso (CAP 50/70) desta pesquisa está situada entre 162°C e 169°C, e a de compactação entre 149°C e 155°C. Infere-se também que todos os tempos de escoamento obtidos (Tabela 7.1), estão de acordo com os limites indicados pela norma ABNT NBR 14950/05 (2005) para as respectivas temperaturas de teste.

### **7.3. INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DOS FÍLERES NAS PROPRIEDADES ORIGINAIS DOS LIGANTES BETUMINOSOS**

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

Os fíleres vêm sendo incluídos nas misturas asfálticas, principalmente com a finalidade de gerar maior estabilidade e resistência após compactação. As abordagens mais propagadas a respeito das causas que geram os efeitos mencionados, citam a granulometria das partículas como o ente principal (AL-SUHAIBANI et al, 1992).

São atribuídas às pequenas dimensões dos grãos, abaixo de 75µm e acima de 40µm, a função de preenchimento dos vazios formados pelos grãos maiores do esqueleto mineral, creditando a este fator o aumento da densidade e da resistência das misturas após compactação (AASHTO, 2000).

Em contrapartida, existe um segmento que presume a disposição das partículas mais finas, inferiores a  $37\mu\text{m}$  (RADFORD, 1940) e especialmente a  $20\mu\text{m}$  (MOTTA e LEITE, 2000), ou mesmo a totalidade delas (RUIZ, 1943), de forma a estarem em suspensão nos ligantes betuminosos formando um mástique, adsorvendo parte dos seus componentes, acarretando o aumento da viscosidade e, conseqüentemente a rigidez das misturas asfálticas (RAO e SEN, 1973).

E há ainda quem defenda serem ambas as funções desempenhadas simultaneamente por estes materiais, o que os subdivide nas denominações de fíleres agregados, ou seja, inertes, e de fíleres ativos (PUZINAUSKAS, 1969).

Embora tenham uma ampla abordagem científica sobre as suas características, os fíleres ainda geram polêmica e pontos de discussões divergentes entre os pesquisadores em âmbito mundial, sobre quais as causas que, de fato, implicam nos efeitos físicos e químicos que constituem a componente ativa destes materiais quando utilizados nas misturas asfálticas, especificamente na composição dos mástiques (SEBAALY et al, 2003; SANTANA, 1995; ANDERSON et al, 1992b).

Algumas abordagens relacionadas aos fíleres possuem décadas de vigência e de discussões no meio científico, porém, cercadas de divergências quanto à solidez de seus pontos de vista e embasamentos técnicos, o que permite inferir ser o comportamento destes materiais ainda pouco conhecidos ou incompreendidos em grande parte pelos profissionais da área de pavimentação (SANTANA, 1995; ANDERSON et al, 1992a; ANDERSON et al, 1992b).

Logo, a função de material inerte na composição das curvas granulométricas, considerando apenas o preenchimento dos vazios formados pelas partículas dos agregados de maiores dimensões, não será discutida nesta pesquisa, pois devido às suas pequenas dimensões, abaixo de  $75\mu\text{m}$ , os fíleres a desempenham naturalmente.

No que diz respeito aos aspectos físicos dos fileres, divergências usuais são verificadas sobre qual característica predomina na alteração das características dos ligantes betuminosos, se a finura ou a forma das partículas, por exemplo. Conforme mencionado anteriormente, a finura das partículas para MOTTA e LEITE (2000), RADFORD (1940) e RAO e SEN (1973), é preponderante tanto na formação dos mástiques quanto na alteração da viscosidade dos ligantes betuminosos, atuando como agente rigidificador.

AL-SUHAIBANI et al (1992) ao estudarem o efeito do tipo de fíler nos mástiques avaliando os resultados dos ensaios de ponto de amolecimento anel e bola, concluíram que a utilização do pó calcário e da cal hidratada representa um efeito rigidificador maior, em relação ao do cimento Portland, mesmo quando este último é misturado a algumas percentagens de ambos os materiais, sendo esta tendência cada vez mais evidente à medida que se aumentam as quantidades de fíler nas dosagens dos mástiques, o que exemplifica o comportamento ativo dos primeiros e inerte do segundo.

Porém, analisando os resultados da pesquisa citada no parágrafo anterior, é fácil entender o motivo de tantos questionamentos no meio científico sobre quais características dos fileres contribuem, de fato, para a alteração das propriedades originais dos ligantes betuminosos, pois simplesmente justificar os melhores desempenhos de rigidificação dos mástiques pelo uso do pó calcário e da cal hidratada, em relação ao cimento Portland, sem maiores esclarecimentos, sugere vários caminhos de interpretação dos resultados.

Enquanto se reconhece que os materiais eletropositivos possuem maior afinidade adesiva aos ligantes betuminosos, portanto, uma característica química, conforme discorrido no Capítulo 6, verifica-se também um aspecto físico sobre o aumento do efeito rigidificador destes materiais relacionado ao aumento das suas quantidades (volume) na dosagem dos mástiques, o que poderia ser facilmente relacionado à

granulometria (finura) das partículas ou ao aumento de uma reação química em cadeia, ou ainda pela concentração volumétrica aliada à forma das partículas.

Em contrapartida, ANDERSON et al (1992b) após terem estudado os efeitos das frações inferiores a 75 $\mu$ m, de pó calcário e pó de brita, no comportamento mecânico dos mástiques asfálticos, a partir da avaliação da resistência à ruptura quando submetidos a esforços dinâmicos de cisalhamento com a utilização de um reômetro, concluíram que a graduação não necessariamente está relacionada à rigidificação dos ligantes betuminosos, pois as mais finas partículas tiveram atuação praticamente idêntica à das partículas mais grossas.

Esta constatação está em consonância com os estudos conduzidos previamente por RUIZ (1943), em que afirma ser a atividade exercida por um fíler na formação de um mástique independente de sua finura, mas da sua forma e de sua natureza, sendo esta última característica ligada aos aspectos químicos de adesão.

O quesito superfície específica dos fíleres, que é a área ocupada por unidade de massa de um dado material e, que nas misturas asfálticas tem-se o fíler como o detentor das maiores taxas, também é um conceito que gera discussões sobre qual o seu papel na modificação das características originais dos ligantes betuminosos, se físico ou químico.

CHAPUIS e LÉGARÉ (1992) após desenvolverem um método próprio de cálculo desta variável, em que o compararam com resultados de outros cinco métodos existentes, a partir da análise de cinco tipos de fíleres distintos (pó calcário, cal hidratada, dolomita, basalto e esferas de vidro), levando em conta apenas aspectos físicos como percentagens de distribuição dos materiais em curvas granulométricas e as massas específicas aparentes de cada um, com base nos estudos prévios sobre a área superficial dos fíleres de DURIEZ e ARRAMBIDE (1962), concluíram que quanto maior a superfície específica do material, aumenta o seu caráter ativo na modificação das características dos ligantes betuminosos.

CHENG et al (2003) apresenta um ponto de vista dual e distinto ao do parágrafo anterior para a questão da superfície específica dos fíleres ao estudar a Teoria da Energia Livre por unidade de massa de Gibbs, para avaliação da adesividade do sistema granular-betume, pois considera que a área da superfície específica por unidade de massa de um material também reflete o efeito da textura superficial das partículas, e que a energia livre presente nas ligações químicas dos dois materiais é o fator necessário para que haja a remoção da película de ligante betuminoso da partícula do granular.

Quanto às componentes químicas que atuam de forma ativa nos fíleres e nos mástiques, várias são as abordagens que tornam interessantes o aprofundamento e a discussão do tema. A começar pela definição do próprio conceito de atividade, que em uma visão ampla, atribui a uma parte das frações dos fíleres, a função de modificar (ativar) as propriedades dos ligantes betuminosos (PUZINAUSKAS, 1969).

Porém, RUIZ (1943) já definia esta atividade através da Teoria de um mástique bem dosado, utilizando o princípio da Concentração Volumétrica (C), considerando que os fíleres estando totalmente em suspensão nos ligantes betuminosos, apresentam a propriedade de aumentar a sua viscosidade, no caso da referida pesquisa seria a diminuição da penetração, ativando-os a partir do acréscimo da espessura, ou seja, encorpando-os.

Posteriormente, foram incorporados os conceitos da Energia Superficial Termodinâmica com o objetivo de compreender melhor o fenômeno da alteração das características dos ligantes betuminosos pelos fíleres. Para tanto, desenvolveu-se a Teoria da Energia Superficial, que importou Teorias da Química Clássica e estuda duas componentes atuantes no processo de interação molecular, sejam: as forças de Lifshitz-Van der Waals - abrangendo as três sub-componentes que são as forças de dispersão de London, a força de indução de Debye e, a força de orientação de Keesom -; e a interação ácido-base de Lewis (SI et al, 2002).



Tendo-se, portanto, que as partículas dos fíleres possuem íons positivos e negativos, as interações ácido-base incluem todos os tipos de ligações eletrônicas de doação (receptação de prótons) e receptação (doação de prótons) de elétrons, inclusive as ligações ou Pontes de Hidrogênio (CHENG et al, 2003).

Em suma, ambas as componentes (forças de Lifshitz-Van der Waals e a interação ácido-base de Lewis) podem ser utilizadas para explicar as interações moleculares pertinentes às ligações adesivas, que ocorrem na interface granular-betume, e coesivas, presentes nos mástiques que compõem as misturas asfálticas (SI et al, 2002).

Um outro conceito também utilizado nas pesquisas que envolvem as interações moleculares entre dois corpos, como a ligação fíler-betume, é o da adsorção, definida como a adesão das moléculas de um fluido (o adsorvido) a uma superfície sólida (o adsorvente), em que o grau de adsorção depende da temperatura, da pressão e da área da superfície de contato (CHENG et al, 2003).

Possui duas vertentes: química (quimissorção), em que as moléculas (ou átomos) unem-se à superfície do adsorvente através da formação de ligações químicas (geralmente covalentes) e tendem a se acomodarem em locais que propiciem o maior número de coordenações possíveis com o substrato; e física (fisissorção), em que as moléculas do adsorvente e do adsorvato interagem por interações de Van der Waals, que apesar de serem interações de longo alcance, são fracas e não formam ligações químicas.

Os sólidos porosos são ótimos adsorventes. Logo, os fíleres que apresentem elevada porosidade possuirão capacidade de adsorver maior quantidade de ligante betuminoso, fator que teoricamente geraria uma ancoragem mais firme das partículas e, conseqüentemente, um aumento da rigidez.

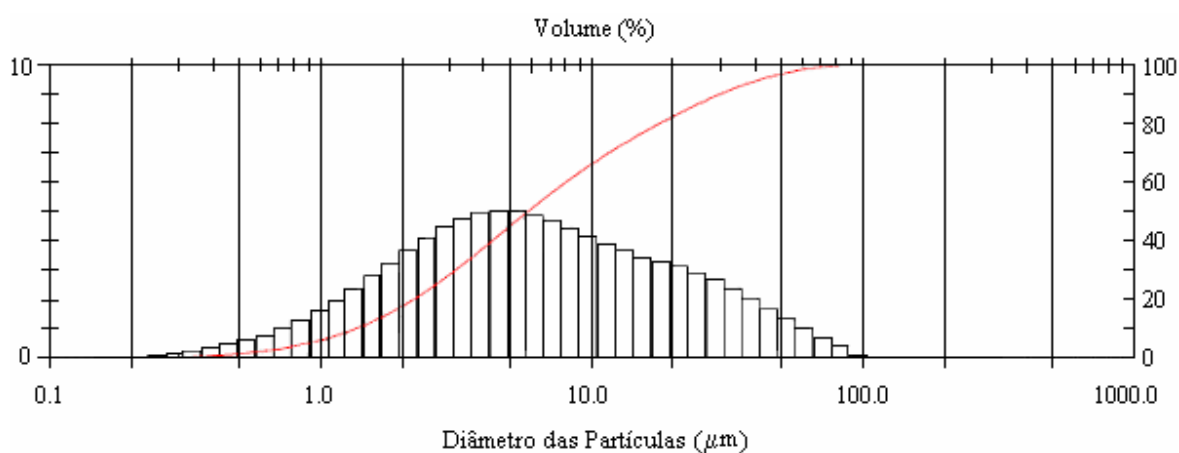
São estas componentes químicas descritas, em consonância à natureza mineralógica dos materiais, que permitem definí-los em eletronegativos e eletropositivos, sendo os primeiros mais vulneráveis à falta de adesão e à desagregação do sistema granular-betume, em relação ao segundo (SEBAALY et al, 2003; SI et al, 2002; KIM et al, 1992; AL-SUHAIBANI et al, 1992).

As misturas asfálticas herdam as características dos ligantes betuminosos que as contêm (De La ROCHE, 1996), logo, esta consideração pode ser estendida aos mástiques, de forma que o objetivo deste estudo é verificar no âmbito dos ensaios realizados, quais seriam os fatores que atuam diretamente na alteração das características originais dos ligantes betuminosos, a partir da adição de fíleres de duas origens mineralógicas distintas, quais sejam: rocha granítica (pó de brita) (Figura 7.1b) e de rocha calcária (pó calcário) (Figura 7.2).

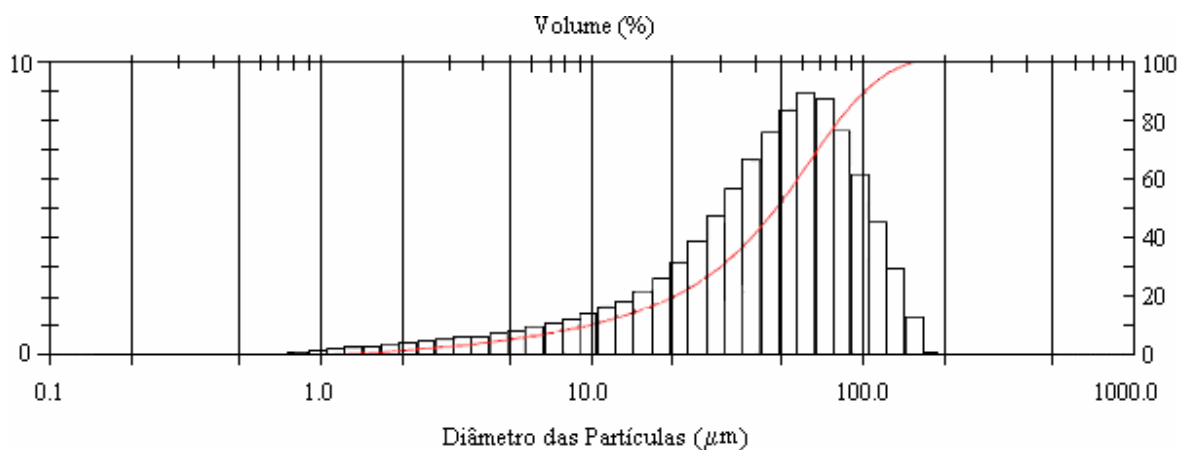
Para alcançar este objetivo, foram executados ensaios de granulometria por emissão de raios laser de baixo ângulo, morfologia por microscopia eletrônica de varredura (MEV), ponto de amolecimento anel e bola, penetração e, adesividade do sistema granular-betume e granular-mástique, na presença da água.

### **7.3.1. Granulometria a Laser**

Com a finalidade de verificar com maior precisão a distribuição granulométrica dos fíleres pó calcário e pó de brita, foram realizados no Laboratório de Caracterização Tecnológica da Engenharia de Minas da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LCT/EPUSP), ensaios de granulometria por emissão de raios laser de baixo ângulo, conforme ilustram as Figuras 7.4 e 7.5.



**Figura 7.4 - Distribuição granulométrica do filer pó calcário.**

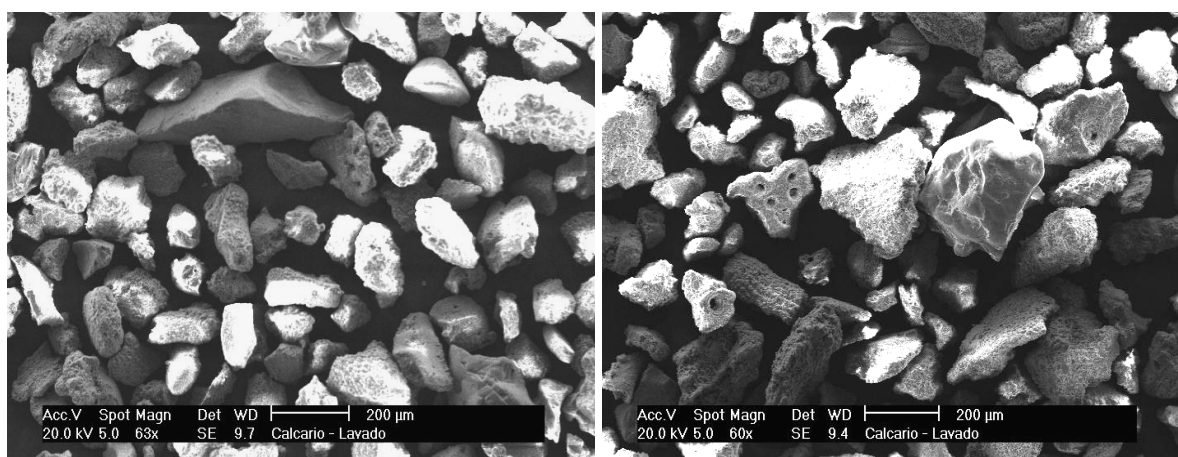


**Figura 7.5 - Distribuição granulométrica do filer pó de brita.**

A partir dos histogramas estatísticos apresentados, pôde ser observado que as percentagens das partículas abaixo de  $37\mu\text{m}$  e  $20\mu\text{m}$  (indicadas pela trajetória da linha sinuosa vermelha, em relação à escala correspondente ao lado direito do eixo das ordenadas nos gráficos) foram de 94,82% e 84,81% para o pó calcário, e de 43,77% e 22,87% para o pó de brita, respectivamente, estando em consonância com os resultados referentes às superfícies específicas destes materiais, também fornecidos pelo ensaio de granulometria a laser, em que a do pó calcário foi maior ( $0,7225\text{m}^2/\text{g}$ ) que a do pó de brita ( $0,1311\text{m}^2/\text{g}$ ).

### 7.3.2. Microscopia Eletrônica de Varredura

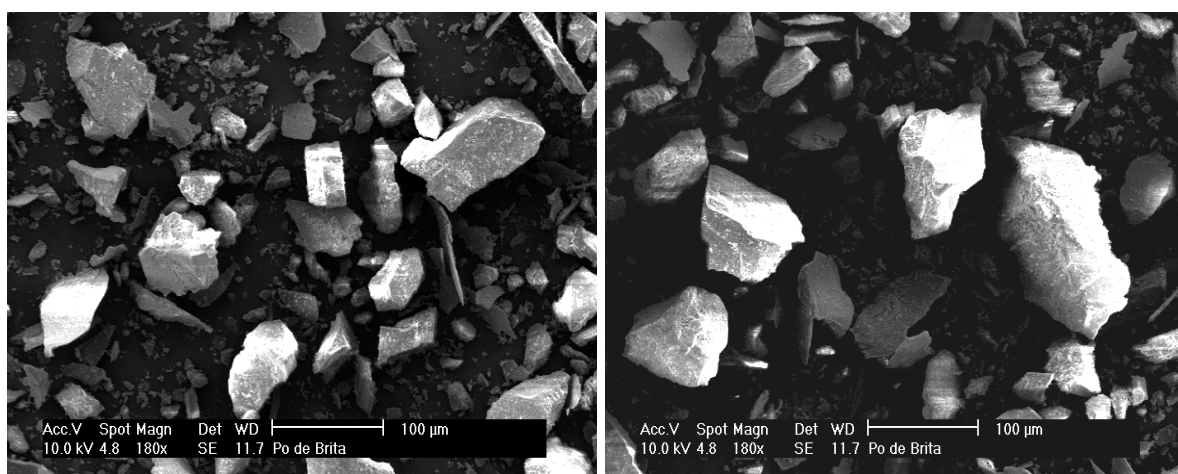
A verificação da forma e da textura das partículas do filer pó calcário (Figura 7.6) e pó de brita (Figura 7.7) foi procedida a partir da análise de imagens produzidas por microscopia eletrônica de varredura (MEV), capturadas no Laboratório de Caracterização Microestrutural da Universidade Federal de Santa Catarina (LCM/UFSC).



(a)

(b)

Figura 7.6 - Imagem microscópica dos grãos do pó calcário com ampliação em 63 (a) e 60 (b) vezes.



(a)

(b)

Figura 7.7 - Imagem microscópica dos grãos do pó de brita com ampliação em (a) e (b) 180 vezes.

De acordo com as imagens, em ambos os tipos de fíler é possível notar a forma não esférica dos grãos, circundados por arestas vivas, com textura superficial rugosa e, no caso do pó calcário, pontos localizados de elevada porosidade. Estas características atuando em conjunto contribuem para uma boa ancoragem do fíler ao ligante betuminoso, alterando a viscosidade deste último.

### **7.3.3. Ponto de Amolecimento Anel e Bola**

Os ensaios de ponto de amolecimento anel e bola (ABNT NBR 6560/05, 2005) foram executados a partir da formulação de mástiques adicionados com fíler de pó calcário e de pó de brita, ambos com 6,0% em peso do ligante betuminoso, a fim de verificar a partir de quantidades iguais presentes na dosagem, uma comparação mais precisa dos efeitos de cada material.

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

Foram também realizados ensaios para verificação do poder de rigidificação dos fíleres utilizados (pó de brita e pó calcário) (AFNOR NF T 66-008, 1993), em relação às amostras de ligante betuminoso puro, em que de acordo com os procedimentos da norma citada, devem ser formulados mástiques dosados nas seguintes proporções: 60% de fíler e 40% de ligante betuminoso, em peso do total da amostra. O acréscimo do ponto de amolecimento deve estar compreendido na faixa entre 10°C a 20°C, quando comparado ao do ligante betuminoso puro. Cabe enfatizar que estes ensaios foram realizados no mesmo dia da moldagem dos mástiques.

A interpretação que se faz sobre estes limites é a seguinte: abaixo de 10°C, levando em conta a proporção e, portanto, a concentração do fíler na dosagem do mástique, tem um baixo poder de rigidificação, logo, sua atividade é fraca e se comporta mais como um composto inerte quando adicionado às misturas asfálticas, enquanto que acima de 20°C, infere-se que apesar da elevada capacidade do material em aumentar a rigidez da mistura asfáltica, torna o seu comportamento quebradiço, prejudicando a resistência à ruptura por fadiga.

Os cuidados para evitar forte dispersão dos resultados tomados na etapa executada com as amostras em estado puro (amostras provenientes de uma mesma dosagem do mástique e ininterruptão da altura da chama durante todas as determinações), também foram procedidos para estas duas etapas adicionais.

A Tabela 7.2 expõe os resultados da média de 10 determinações para cada uma das condições de ensaio realizadas.

**Tabela 7.2 - Resultados dos ensaios de ponto de amolecimento anel e bola dos mástiques.**

<b>Ensaio</b>	<b>Etapa do Ensaio</b>	<b>Resultados (°C)</b>
<b>Ponto de Amolecimento Anel e Bola</b>	<b>CAP 50/70 (com 6% de pó de brita): ensaio no mesmo dia da moldagem do mástique</b>	52,1
	<b>CAP 50/70 (com 6% de pó calcário): ensaio no mesmo dia da moldagem do mástique</b>	51,8
	<b>CAP 50/70 (com 6% de pó de brita): ensaio após 5 dias da moldagem do mástique</b>	53,0
	<b>CAP 50/70 (com 6% de pó calcário): ensaio após 5 dias da moldagem do mástique</b>	54,0
<b>Poder de Rigidificação do CAP puro</b>	<b>60% de pó de brita e 40% de CAP 50/70: ensaio no mesmo dia da moldagem do mástique</b>	17,5 acima do CAP puro
	<b>60% de pó calcário e 40% de CAP 50/70 ensaio no mesmo dia da moldagem do mástique</b>	19,5 acima do CAP puro

Em relação às amostras de ligante betuminoso com a adição de 6,0% de fíler, ensaiadas no mesmo dia da moldagem dos mástiques, no que diz respeito ao

aspecto das tendências de comportamento, foi possível observar dentro da variabilidade dos resultados - situação normal diante da dispersão natural do comportamento viscoelástico do material e do empirismo do ensaio -, a influência da adição de ambos os tipos de fíleres testados no acréscimo dos valores dos pontos de amolecimento das amostras, em relação ao seu estado natural.

Analisando a média dos resultados, houve um acréscimo de 2,6°C e 2,3°C para os mástiques com pó de brita e para os com pó calcário, respectivamente. Porém, cabe registrar que foram atingidos picos de 4,0°C para o primeiro e de 3,5°C para o segundo durante a realização das determinações.

Partindo para os resultados das amostras ensaiadas após cinco dias da moldagem dos mástiques, notou-se uma estanqueidade maior dos valores obtidos no decorrer das determinações. Isto indica que há um período de repouso recomendado, também denominado de cura, para que ocorra uma acomodação adequada das partículas dos fíleres em suspensão nos ligantes betuminosos (o que poderia estar ligado a um tempo maior tanto de adsorção como de absorção do ligante betuminoso pelo fíler, conforme ilustrado analogamente na Figura 6.5 sobre a evolução destes fenômenos, todavia, na presença da água), garantindo maior estabilidade no comportamento dos mástiques.

No caso dos ensaios de poder de rigidificação do ligante betuminoso puro, tanto o pó de brita quanto o pó calcário apresentaram um elevado potencial, em que o último apresentou um valor médio um pouco maior que o primeiro. Entretanto, os valores obtidos estiveram dentro da faixa permitida por norma mencionada anteriormente, portanto, não sendo prejudiciais ao comportamento das misturas asfálticas quando adicionados.

Contudo, verificou-se que de uma forma geral, a grandeza dos valores não sofreu alterações significativas, pois estiveram muito próximas e, por vezes, iguais aos

valores de pico alcançados para as amostras ensaiadas no mesmo dia da moldagem dos mástiques.

De posse destes resultados pode-se inferir as seguintes constatações: devido à característica iônica do pó de brita ser antagônica à do pó calcário, e tendo sido mencionado anteriormente que os materiais eletronegativos (como o pó de brita) possuem uma atividade química inferior à dos materiais eletropositivos (caso do pó calcário), era de se esperar que se o aspecto químico prevalecesse na questão da rigidificação dos mástiques, aqueles com adição de pó calcário teriam obtido resultados bem mais elevados em relação aos compostos com a adição de pó de brita, o que não foi verificado, nem mesmo após um período de cinco dias de cura.

Outro fator que, ao contrário de algumas abordagens de pesquisas citadas anteriormente, não mostrou contribuir para o aspecto de rigidificação dos mástiques, foi a quantidade de partículas dos fileres abaixo de  $37\mu\text{m}$  ou  $20\mu\text{m}$ , pois mesmo com percentagens extremamente díspares nesta faixa de dimensões (Figuras 7.4 e 7.5), tanto o pó de brita quanto o pó calcário, apresentaram comportamentos muito semelhantes.

A superfície específica também não se mostrou influente quanto à atividade dos fileres na modificação das características físicas originais do ligante betuminoso, especificamente a viscosidade, pois não foi observado um poder rigidificador maior no fíler que apresentou a mais elevada superfície específica, ou seja, o pó calcário, como era esperado.

A tendência de igualdade na rigidificação do ligante betuminoso por ambos os fileres parece estar ligada à forma (subangular e com arestas vivas) e à textura (rugosa) das partículas, as quais se mostraram semelhantes após as análises das imagens de microscopia eletrônica de varredura (Figuras 7.6 e 7.7), pois são características que propiciam uma ancoragem melhor do ligante betuminoso à partícula, e que se estabiliza após certo período de cura, garantindo maior aderência quando



comparadas aos granulares com partículas arredondadas, tornando as matrizes dos mástiques mais rígidas.

#### 7.3.4. Penetração

A execução dos ensaios de penetração (ABNT NBR 6576/05, 2005) seguiu o mesmo procedimento de dosagem dos mástiques para os ensaios de ponto de amolecimento anel e bola. Porém, além da etapa realizada com o ligante betuminoso em estado puro, foram realizados ensaios com mástiques adicionados igualmente a 6,0% de fíler pó de brita e pó calcário, apenas com amostras moldadas no mesmo dia. Os resultados podem ser vistos na Tabela 7.3, em que correspondem à média de 5 determinações para cada caso.

**Tabela 7.3 - Resultados dos ensaios de penetração dos mástiques.**

Ensaio	Etapa do Ensaio	Resultados (0,1mm)
Penetração	CAP 50/70 (com 6% de pó de brita): ensaio no mesmo dia da moldagem do mástique	34,2
	CAP 50/70 (com 6% de pó calcário): ensaio no mesmo dia da moldagem do mástique	33,8

Assim como nos ensaios de ponto de amolecimento anel e bola, as amostras dos ensaios de penetração apresentaram dispersões de resultados, devido aos fatores mencionados no tópico anterior. Contudo, as amostras adicionadas a 6,0% de fíler, apesar da forte redução esperada da penetração pela formação do mástique, mantiveram a mesma tendência de comportamento, em que os resultados praticamente foram idênticos. Desta forma, reforçam todas as observações feitas na ocasião da análise dos ensaios de ponto de amolecimento anel e bola.

#### 7.3.5. Adesividade

Para verificar o efeito de adesão que os fíleres são capazes de promover ao sistema granular-mástique, foram utilizados os princípios normativos DNER-ME 78/94 (1994),

em que os ensaios foram conduzidos em duas etapas: avaliação da adesividade granular-betume (em estado puro), e posteriormente granular-mástique (adicionados igualmente a 6,0% de fíler pó de brita e pó calcário). O granular utilizado foi a brita granítica oriunda da jazida Santa Mônica, localizada no Município de Tracuateua, na região Nordeste do Estado do Pará (Figura 7.1a). Os resultados podem ser observados na Figura 7.8.



**Figura 7.8 - Aspecto da adesividade dos sistemas granular-betume e granular-mástique:**  
**(a) com o ligante betuminoso em estado puro e após a adição de 6% de pó de brita, e**  
**(b) após a adição de 6% de pó calcário.**

Observando a Figura 7.8, é possível perceber como a natureza mineralógica dos fíleres é importante no aspecto da adesividade dos sistemas granular-betume e granular-mástique.

Apenas esclarecendo que para efeito de não replicação de Figuras, o item de letra (a), exibe o resultado de duas situações testadas, em virtude do comportamento adesivo ter sido o mesmo para os sistemas granular-betume (puro) e granular-mástique (com 6,0% de pó de brita), ou seja, de descolamento quase completo da película de ligante betuminoso sobre os granulares, enquanto que para o sistema granular-mástique (com 6,0% de pó calcário), apesar de ainda ser possível verificar

alguns pontos localizados de descolamento da película de ligante betuminoso, nota-se uma adesão bem mais eficiente do sistema.

Isto se explica devido os fíleres provenientes de rochas compostas por minerais com características eletropositivas (como a calcita), ou seja, de características básicas, adsorverem através de quimissorção as moléculas dos ligantes betuminosos, em que durante esse processo reagem com os ácidos naftênicos, formando uma interação ácido-base de Lewis que resulta na formação do Naftanato de Cálcio, ou seja, um composto insolúvel à ação da água (SANTANA, 1992), formando uma “blindagem” da película de ligante betuminoso que recobre o granular. Entretanto, o pó de brita, por também ser de característica ácida, assim como a do ligante betuminoso, não alcança o mesmo êxito do pó calcário.

Portanto, a adesividade coesiva e interfacial dos sistemas fíler-betume e granular-mástique, respectivamente, ao contrário do que acontece na adsorção física (fisissorção), correspondente às forças de atração de Lifshitz-Van der Waals, em que as forças de atração moleculares são de longo alcance, mas não formam ligações químicas, está ligada à adsorção química (quimissorção) do ligante betuminoso pelo fíler, que está diretamente relacionada às interações ácido-base de Lewis, em função de no ato do contato entre os elementos dos sistemas, serem desenvolvidas ligações químicas semelhantes às que ocorrem nas ligações iônicas, as quais são muito fortes, inclusive com a formação de novos compostos (caso do Naftanato de Cálcio, por exemplo).

Contudo, o que determina a boa ou a má adesão dos fíleres ao ligante betuminoso neste caso, é a natureza dos minerais que formam as suas partículas (carga elétrica) e, considerando este contexto, o pó calcário é mais eficiente que o pó de brita.

A partir das explanações do parágrafo anterior, pode-se verificar a importância da distinção dos conceitos de atração molecular e ligação química, em que a primeira

reflete apenas uma aproximação entre elementos e, a segunda, a interação das cargas elétricas dos elementos na formação de novos compostos.

A interação ácido-base de Lewis é responsável também pela melhoria da resistência às microfissuras causadas por fadiga, devido proporcionar taxas de evolução do dano mais baixas e elevada capacidade de acumulação destes, desde que os fíleres sejam empregados em quantidades ótimas, não tornando o comportamento dos mástiques quebradiço (KIM et al, 2003), além de uma auto-reparação de longa duração no processo de iniciação das fissuras, seja dos mástiques ou das misturas asfálticas, ocorrendo exatamente o inverso com os fíleres de característica eletronegativa, como o pó de brita (SI et al, 2002).

Quanto à superfície específica, se não apresentou correlação na alteração das características físicas do ligante betuminoso, o mesmo não se pode dizer quanto ao aspecto químico de atividade dos fíleres, pois houve visível melhora na adesividade do sistema granular-mástique que possuía o fíler com maior área ocupada por unidade de massa, no caso o pó calcário ( $0,7225\text{m}^2/\text{g}$ ), em relação ao pó de brita ( $0,1311\text{m}^2/\text{g}$ ).

Isto parece ocorrer devido o aumento da superfície específica contribuir para a potencialização do trabalho de adsorção química do ligante betuminoso pelo fíler, em função do aumento da área de contato interfacial entre as superfícies do sistema, gerando uma ampliação da interação molecular, portanto, mais favorável à adesão granular-betume, desde que em consonância com a ionicidade tomada como adequada das partículas de fíler, ou seja, eletropositiva.

Portanto, com base nas interpretações dos resultados dos ensaios realizados, tem-se que o conceito de atividade dos fíleres nos sistemas fíler-betume e granular-mástique constitui uma integração simultânea de duas vertentes: física e química.

A parte física mostrou-se regida principalmente pelas condições da forma e textura das partículas, que garantiram uma ancoragem firme da película de ligante betuminoso sobre a superfície dos granulares, formando mástiques com matrizes mais rígidas, em relação ao ligante betuminoso em estado natural, garantindo a alteração da viscosidade, como puderam ser observados nos resultados dos ensaios de ponto de amolecimento anel e bola e de penetração.

A porosidade, apesar de ser uma característica física que também contribui na melhoria da ancoragem do ligante betuminoso aos fíleres, melhorando a rigidificação, não pôde ser detalhadamente estudada com base nos ensaios realizados.

Quanto à parte química, a superfície específica em conjunto com a natureza mineralógica das partículas dos fíleres, ou seja, das cargas elétricas, foram as características determinantes, viabilizando o aumento da atração molecular e a formação das ligações iônicas referentes às interações ácido-base de Lewis, respectivamente.

No que diz respeito à parte física, ambos os fíleres estudados (pó calcário e pó de brita) apresentaram comportamento praticamente idênticos, não havendo diferenças significativas na contribuição de cada um sobre a alteração da viscosidade do ligante betuminoso. Entretanto, na parte química, as diferenças foram visíveis, pois melhor foi o desempenho adesivo do sistema granular-mástique que recebeu a adição do fíler de maior área ocupada por unidade de massa e dotado de carga elétrica positiva (catiônica), no caso o pó calcário, tendo o pó de brita um desempenho insatisfatório devido possuir o inverso das características citadas.

Portanto, como RUIZ (1943) já afirmara, os resultados desta pesquisa apontam na mesma direção sobre o fato de que a atividade de um fíler no sistema fíler-betume e granular-mástique está diretamente relacionada à forma e à natureza das partículas, podendo ser acrescentadas ainda às características citadas em relação tanto à textura quanto à superfície específica, e não à sua finura.

#### 7.4. CURVAS GRANULOMÉTRICAS

As curvas granulométricas selecionadas a partir da composição das frações dos materiais utilizados, seguiram as mesmas proporções da curva teórica CT2 da pesquisa de BARRA (2005) (Tabela 7.4).

**Tabela 7.4 - Composição das frações dos granulares da curva teórica CT2 (BARRA, 2005).**

<b>Peneiras</b>	<b>Abertura (mm)</b>	<b>Percentagem Passante (%)</b>	<b>Percentagem das frações retidas dos grãos das Curvas Teóricas (%)</b>
<b>3/4"</b>	<b>19,1</b>	100,0	-
<b>1/2"</b>	<b>12,7</b>	81,3	18,7
<b>3/8"</b>	<b>9,50</b>	70,1	11,1
<b>Nº04</b>	<b>4,76</b>	49,4	20,8
<b>Nº10</b>	<b>2,20</b>	33,4	16,1
<b>Nº16</b>	<b>1,20</b>	24,5	8,8
<b>Nº30</b>	<b>0,6</b>	17,2	7,3
<b>Nº50</b>	<b>0,3</b>	12,1	5,1
<b>Nº100</b>	<b>0,15</b>	8,5	3,6
<b>Nº200</b>	<b>0,075</b>	6,0	2,5
<b>FUNDO</b>	-	-	6,0

A distribuição granulométrica dos materiais utilizados, em função da série de abertura de peneiras escolhida, é apresentada na Tabela 7.5 e na Figura 7.9.

Tabela 7.5 - Distribuição granulométrica dos materiais utilizados (BARRA, 2005).

Peneiras	Abertura (mm)	Percentagem passante (%)			
		Brita 1	Brita 0	Pó de Pedra	Pó Calcário
3/4"	19,1	100	100	100	100
1/2"	12,7	65,1	98,8	100	100
3/8"	9,50	19,2	90,8	100	100
Nº04	4,76	0,6	35,5	99,4	100
Nº10	2,20	0,4	5,9	82,6	100
Nº16	1,20	0,3	3,1	71,0	100
Nº30	0,6	0,3	1,4	52,5	100
Nº50	0,3	0,3	0,6	35,6	99,7
Nº100	0,15	0,2	0,4	18,7	65,0
Nº200	0,075	0,1	0,2	8,8	49,6

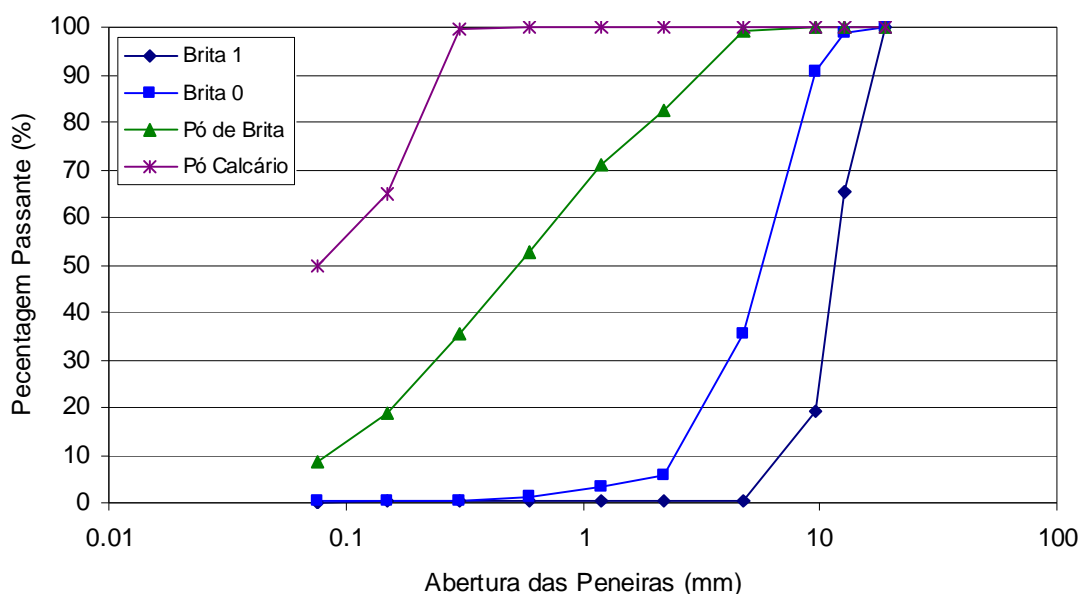


Figura 7.9 - Distribuição granulométrica dos materiais utilizados (BARRA, 2005).

Os critérios considerados para esta escolha foram os seguintes:

- São curvas granulométricas calculadas por um método racional, isto é, científico, a partir da utilização da Equação 7.2 de *Fuller* ou *Talbot*, que permite calcular a composição das frações do esqueleto mineral de maneira bem definida, obtendo curvas granulométricas contínuas, a partir da escolha

pelo projetista do percentual de material passante na peneira com menor diâmetro  $e$ , do diâmetro máximo ( $D_{m\acute{a}x}$ ) referente à série escolhida;

$$\%p = a \cdot \left( \frac{d}{D} \right)^n \quad (7.2)$$

onde:

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

$a$  = constante, tomada igual a 100;

$d$  = abertura de uma dada peneira (mm);

$D$  = diâmetro máximo ( $D_{m\acute{a}x}$ ), abertura da peneira que passa 100% (mm); e,

$n$  = expoente, indicador da graduação do esqueleto mineral.

- A metodologia de cálculo de curvas granulométricas teóricas possibilita que se tenha de maneira racional, um controle exato das frações dos materiais utilizados na composição dos esqueletos minerais das misturas asfálticas, o que propicia um preenchimento gradual e adequado dos vazios formados pelos granulares de maiores dimensões, além de um desperdício consideravelmente menor de material, principalmente das frações finas, nos pátios de estocagens das usinas na prática;
- A metodologia de cálculo de curvas granulométricas com base em percentagens limites de faixas, adotada oficialmente pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) no Brasil, possibilita que diferentes curvas granulométricas sejam enquadradas ao longo de suas amplitudes. Logo, torna-se evidente que misturas asfálticas com diferentes desempenhos mecânicos e, não raramente insatisfatórios no campo, podem ser formuladas a partir de suas utilizações;
- Soma-se a isto, o fato do enquadramento das frações que compõem o esqueleto mineral ser calculado por tentativa pela metodologia do DNIT, o que torna o procedimento empírico e sem o devido controle do arranjo das



partículas, portanto, constitui uma metodologia inadequada para a composição de esqueletos minerais destinados à formulação de misturas asfálticas;

- Foi considerado também o fato de que na pesquisa de BARRA (2005), as misturas asfálticas foram formuladas com os mesmos materiais descritos no tópico 7.2. Além disso, a curva granulométrica teórica CT2, composta por brita granítica e pó calcário (frações relacionadas às percentagens retida e passante na peneira de abertura 0,075mm, Tabela 8.4), ter sido a única que obteve uma percentagem de afundamento nas trilhas de roda abaixo de 5,0% (Figura 7.10), para placas de 180,0 mm (largura) x 500,0 mm (comprimento) x 50,0 mm (espessura), ou seja, de acordo com o que especifica o ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) para misturas asfálticas destinadas a pavimentos rodoviários sujeitos a tráfego intenso;

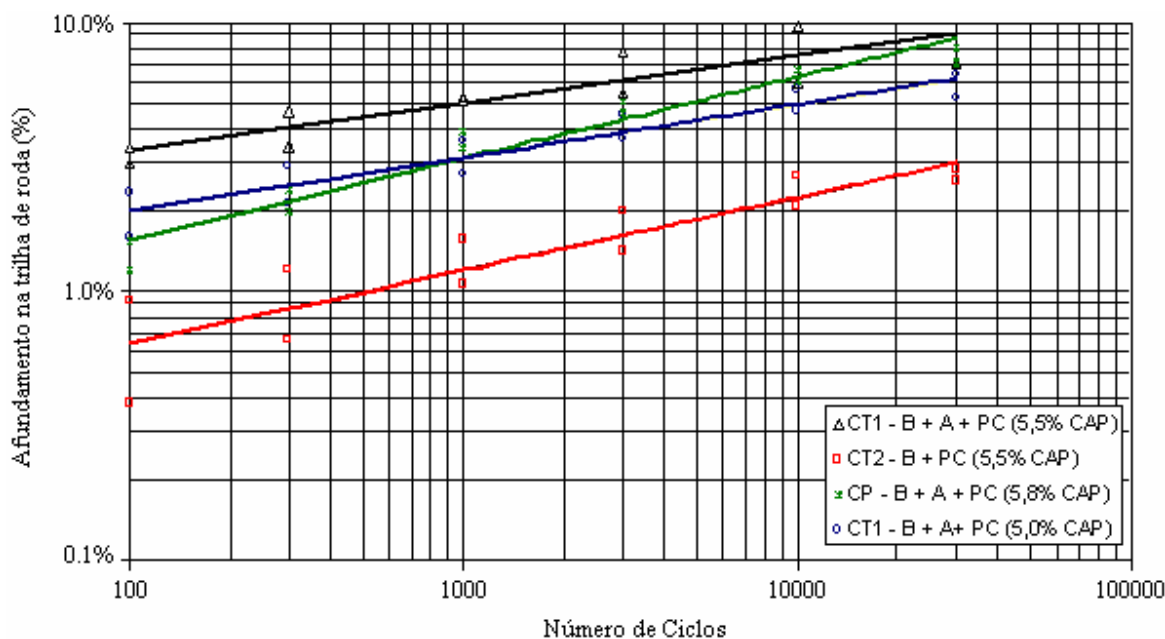


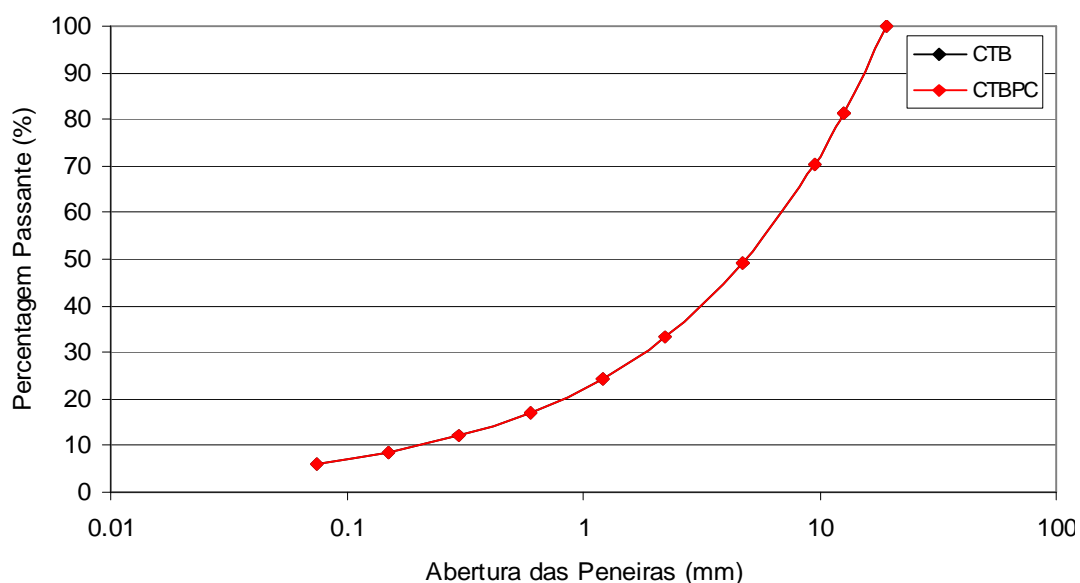
Figura 7.10 - Afundamento nas trilhas de roda das misturas asfálticas (BARRA, 2005).

Desta forma, com base nas considerações feitas nos itens anteriores, no momento da escolha sobre qual curva granulométrica deveria ser adotada para a formulação das misturas asfálticas desta pesquisa, foi percebido que havia a necessidade de se

aprofundar no estudo do comportamento das misturas asfálticas formuladas a partir de curvas teóricas (CT), particularmente a CT2, de uma forma mais ampla e consistente do que apenas executar ensaios de deformação permanente.

Para alcançar este objetivo, foi estabelecido que seria formulado um esqueleto mineral com as mesmas proporções das frações granulares da mistura CT2 da pesquisa de BARRA (2005) (Tabela 7.4), composto por brita granítica e pó calcário (nas frações retida e passante na peneira de abertura 0,075mm) e, que seria comparado com outra formulação de igual proporção granulométrica, porém, composta apenas por granulares de brita granítica

E, para melhor identificação no decorrer das análises, as curvas granulométricas e respectivas misturas asfálticas receberam as nomenclaturas de CTB (curva teórica composta apenas com granulares de brita granítica) e CTBPC (curva teórica composta com granulares de brita granítica e com pó calcário). Entretanto, como possuem as mesmas proporções quanto às percentagens das frações que compõem os esqueletos minerais, as trajetórias das curvas ficaram superpostas (Figura 7.11).



**Figura 7.11 - Curvas granulométricas teóricas utilizadas na pesquisa.**

Esta forma de concepção do estudo permite, portanto, avaliar comparativamente ambas as misturas asfálticas, verificando ainda qual a influência dos fíleres de diferentes origens geológicas e minerais nas suas propriedades mecânicas e reológicas, atendendo aos objetivos descritos no Capítulo introdutório desta pesquisa.

Complementando as informações sobre as curvas teóricas ilustradas na Figura 7.11, o percentual de material passante na peneira de abertura 0,075mm foi fixado em 6,0% e o diâmetro máximo correspondente à abertura da peneira em que passa 100% do material foi 19,1mm (Tabela 7.4). O expoente das curvas obtido foi  $n = 0,51$  (Equação 7.2), indicando um esqueleto mineral e, conseqüentemente, uma mistura asfáltica com graduação densa, segundo os parâmetros estabelecidos no Manual de Pavimentação do DNIT (2006).

Em um enfoque complementar, como a formulação das misturas asfálticas desta pesquisa está baseada na metodologia francesa, verificou-se que as curvas granulométricas selecionadas para teste são próximas das correspondentes às misturas denominadas *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), que de acordo com o MANUEL LPC (2007), trata-se de uma mistura com graduação densa, correntemente utilizada como camada de rolamento ou de ligação nas obras rodoviárias francesas e, que deve ser aplicada no campo com uma espessura mínima de 5,0cm, podendo chegar a 9,0cm.

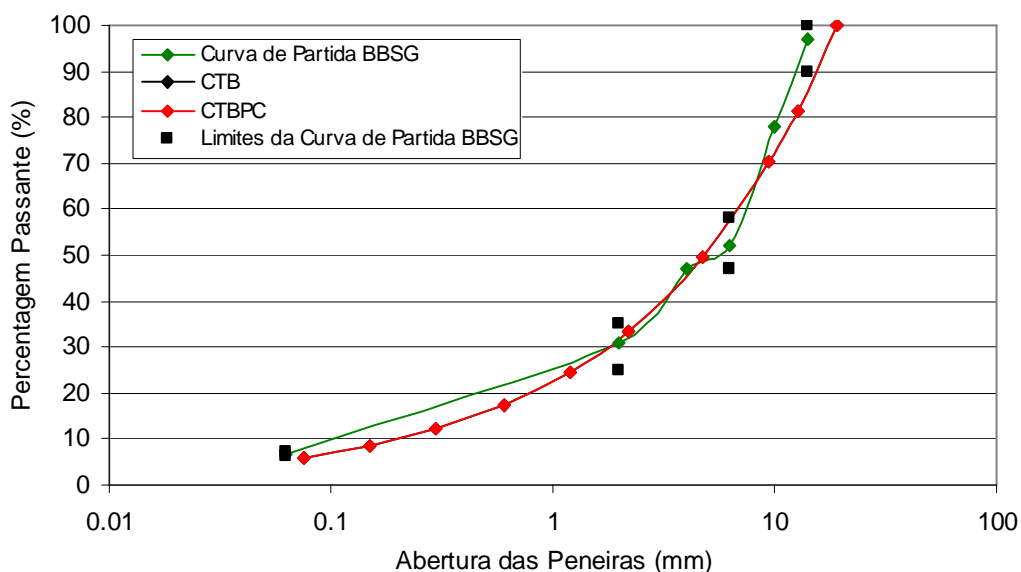
Cabe ressaltar que a curva granulométrica correspondente ao tipo de mistura asfáltica que se pretende projetar, não é fixada nas normas francesas, apenas uma indicação de uma curva de partida é fornecida, com base na faixa de tamanhos dos granulares pertinentes à formulação pretendida (MANUEL LPC, 2007). Logo, a composição das frações dos esqueletos minerais é de livre escolha do projetista.

Entretanto, como as misturas asfálticas do tipo BBSG possuem graduações de 0/10mm a 0/14mm, as diretrizes fornecidas na Tabela 7.6 e na Figura 7.12 quanto à

composição das frações do esqueleto mineral da curva granulométrica, correspondem à graduação 0/14mm, por estar mais próxima do diâmetro máximo de 19,1mm das curvas CTB e CTBPC desta pesquisa.

**Tabela 7.6 - Diretrizes para formular uma curva granulométrica de partida de uma mistura do tipo BBSG 0/14mm (MANUEL LPC, 2007).**

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

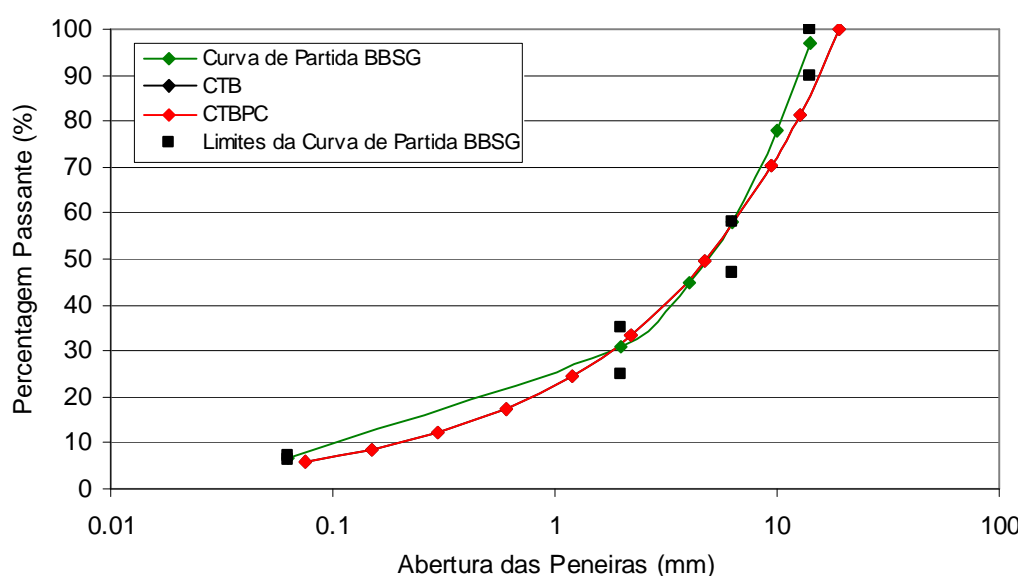


**Figura 7.12 - Superposição das curvas granulométricas CTB e CTBPC à curva de partida de uma mistura do tipo BBSG 0/14mm.**

Pode-se observar que apesar da curva de partida BBSG apresentar uma descontinuidade no ponto visado referente à abertura de peneira 6,3mm, nota-se que

os pontos ao longo de sua trajetória são muito próximos em comparação ao das curvas CTB e CTBPC.

Todavia, caso seja ajustado o ponto de descontinuidade mencionado no parágrafo anterior para o seu limite máximo, juntamente com uma redução de 2,0% do valor do ponto visado correspondente à abertura de peneira 4,0mm (de 47% para 45%), a curva de partida BBSG além de se tornar contínua em toda a sua trajetória, ficará mais próxima dos pontos das curvas CTB e CTBPC (Figura 7.13).



**Figura 7.13 - Superposição das curvas granulométricas CTB e CTBPC à curva de partida de uma mistura do tipo BBSG 0/14mm, após ajustes nas percentagens das aberturas de peneiras de 4,0mm e de 6,3mm.**

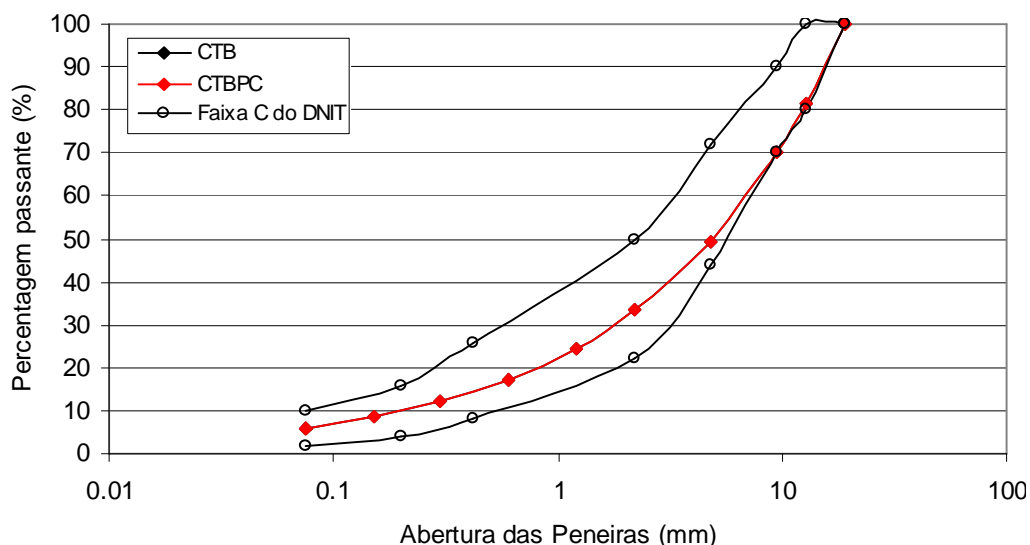
Entretanto, cabe enfatizar que a metodologia francesa define como diâmetro máximo ( $D_{m\acute{a}x}$ ) de uma composição granulométrica, aquele correspondente à abertura da peneira em que pode ficar retida até 10% do total de granulares (MANUEL LPC, 2007), conforme pôde ser observado na Tabela 7.6, estando este critério em consonância com o adotado pelo DNIT (2006), apenas com uma pequena diferença quanto à percentagem, que é de 5,0% para o último.

Porém, o critério adotado nesta pesquisa quanto ao diâmetro máximo ( $D_{\text{máx}}$ ) corresponde ao da Equação 7.2 de *Fuller* ou *Talbot*, sendo o mesmo do ASPHALT INSTITUTE (1989), em que 100% dos granulares devem passar na abertura de peneira com maior diâmetro da série escolhida. Os diâmetros em que ficam retidos até 10% do total de granulares são denominados de nominais máximos ( $D_{\text{nom. máx}}$ ).

No Brasil, a faixa C do DNIT (Tabela 7.7) é a mais utilizada para determinar os limites de enquadramento de uma curva granulométrica destinada à composição dos esqueletos minerais de uma mistura asfáltica densa. Desta forma, apesar de não ter sido a metodologia utilizada para a formulação das curvas CTB e CTBPC, a Figura 7.14 ilustra como ficaria o enquadramento das curvas citadas, caso tivessem a faixa C do DNIT como parâmetro.

**Tabela 7.7 - Faixa C do DNIT (DNIT-ES 031/06, 2006).**

Peneiras	Abertura (mm)	Amplitude da Faixa C do DNIT	
		Limites Inferiores (%)	Limites Superiores (%)
3/4"	19,1	100	100
1/2"	12,7	80	100
3/8"	9,5	70	90
Nº 04	4,8	44	72
Nº 10	2,2	22	50
Nº 40	0,42	8	26
Nº 80	0,18	4	16
Nº 200	0,075	2	10



**Figura 7.14 - Enquadramento das curvas granulométricas CTB e CTBPC, em relação à faixa C do DNIT.**

Analisando as curvas CTB e CTBPC sob os limites da faixa C do DNIT, percebe-se que da abertura de peneira 2,2mm (Nº 10) até a de 0,075mm (Nº 200) há um ótimo enquadramento das porcentagens passantes das frações dos materiais. Porém, da peneira de abertura 19,1mm (3/4") até a de 4,8mm (Nº 04), as curvas CTB e CTBPC margeiam os limites inferiores da faixa C, evidenciando uma graduação mais aberta neste ramo da curva, ou seja, na parte correspondente aos granulares de maiores dimensões (as frações grossas).

Caso nesta pesquisa tivesse sido adotada a metodologia empírica do DNIT, haveria a necessidade de ajuste por tentativa dos percentuais correspondentes às frações grossas, a fim de que fosse deslocada a trajetória das curvas CTB e CTBPC em direção ao centro da faixa C.

Contudo, mesmo estando extremamente próximas dos limites inferiores em alguns pontos, todas as porcentagens passantes referentes às aberturas das peneiras que compõem as curvas CTB e CTBPC (Tabela 7.4), estão dentro dos limites normatizados pela faixa C do DNIT (Tabela 7.7).

## **CAPÍTULO 8**

### **METODOLOGIA DOS ENSAIOS LABORATORIAIS**

#### **8.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

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

A elaboração de um método de formulação resulta de um processo longo e complexo, necessitando de uma numerosa quantidade de comparações entre os resultados de campo e laboratório durante a vida útil do material, bem como de suas classificações e normalizações. Os métodos de formulação se apóiam em três conjuntos principais, fortemente ligados e interdependentes (MANUEL LPC, 2007):

- O primeiro é relativo às propriedades físicas, químicas e mecânicas, considerado como necessário e suficiente para avaliar a aptidão dos constituintes e das misturas que comporão os materiais utilizados nas rodovias;
- O segundo é o dos ensaios e suas metodologias utilizadas para medir estas propriedades;
- O terceiro corresponde ao dos valores a serem atingidos ou que não devem ultrapassar determinados limites, em função das propriedades requeridas pela natureza da obra, aliada à vida útil de projeto.



Em laboratório, é imprescindível que os corpos de prova dos materiais obtidos após a formulação das misturas asfálticas, sejam testados a partir de solicitações capazes de reproduzir da forma mais próxima possível os esforços solicitantes aplicados no campo, simulando o momento da passagem da carga sobre a estrutura do pavimento.

Logo, neste Capítulo é abordada uma seqüência de ensaios que visam à formulação de novas misturas asfálticas, baseada nos procedimentos normativos franceses, conforme descrito no Capítulo 1 como um dos objetivos específicos desta pesquisa, quais sejam: Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999), Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995), deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993), módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993).

Em seguida, é feita uma breve descrição da máquina utilizada nesta pesquisa durante a execução dos ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), destacando o fato de ter o caráter de vanguarda, em função de ser o primeiro protótipo brasileiro capaz de realizar os ensaios mencionados de acordo com os procedimentos normativos franceses.

Entretanto, com a finalidade de realizar estudos comparativos quanto aos parâmetros de dosagem das misturas asfálticas, também foram executados os ensaios Marshall (ABNT NBR 12891/93, 1993) e Lottman Modificado (AASHTO T 283/89, 1989), sendo também descritos neste Capítulo. O primeiro tem os seus resultados, particularmente quanto ao teor de vazios, confrontados aos obtidos com a Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999), enquanto o segundo aos do ensaio de Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995), como critério alternativo para avaliação da resistência à ação da água nas misturas asfálticas.

Para caracterização das propriedades superficiais das misturas asfálticas, como a macrotextura e a capacidade de escoamento superficial da água, foram realizados os ensaios de medição da altura da mancha de areia (AFNOR NF P 98-216-1, 1993) e de drenabilidade (similar ao proposto pela norma francesa AFNOR NF P 98-254-3, 1993), respectivamente.

## **8.2. DIRETRIZES PRELIMINARES PARA A FORMULAÇÃO DE NOVAS MISTURAS ASFÁLTICAS**

A etapa preliminar de formulação de novas misturas asfálticas é denominada de nível 0, em que para a composição dos esqueletos minerais não são adotadas faixas granulométricas, como no Brasil, mas curvas granulométricas de partida, especificadas para cada tipo de mistura asfáltica.

Estas curvas constituem diretrizes para balizar que tipos de misturas estarão sendo utilizados nas formulações, podendo ser ajustadas pelo projetista de acordo com as condições naturais e de beneficiamento disponíveis no momento, desde que seja mantida a coerência, ou seja, o máximo de proximidade possível, correspondente às percentagens passantes especificadas para cada classificação, e se utilize os valores limites pertinentes à sua validação, ou seja, que estejam de acordo com a norma correspondente ao tipo de mistura escolhida para projeto (densa, drenante, módulo elevado, por exemplo).

Para verificar se as características do ligante betuminoso estão de acordo com as especificações que lhe são atribuídas, os ensaios de caracterização das amostras, como penetração e ponto de amolecimento anel e bola são realizados, entre outros, em que devem atender aos limites mínimos previstos em cada caso.

A escolha do teor de ligante betuminoso de partida que fará parte dos ensaios para determinação do teor ótimo a ser incorporado aos esqueletos minerais no momento da usinagem, pode ser feita de duas formas: considerando o teor de ligante

betuminoso externo ou interno. O primeiro diz respeito à quantidade que irá ser adicionada além dos 100% da massa de granulares secos calculada pela Equação 7.2 de *Fuller* ou *Talbot*, enquanto que o segundo corresponde à incorporação de um dado teor de ligante betuminoso de maneira a integrar parte dos 100% que compõem a mistura asfáltica.

Na França, o cálculo de dosagem das misturas asfálticas tendo como parâmetro o teor de ligante betuminoso externo ( $TL_{ext}$ ) é normalmente utilizado. Contudo, como o teor de ligante betuminoso interno ( $TL_{int}$ ) é também especificado e, adotado no Brasil como parâmetro nos procedimentos de dosagem, constituiu a alternativa utilizada nesta pesquisa. As Equações 8.1 e 8.2 permitem calcular o  $TL_{int}$  e o módulo de riqueza (K) das misturas asfálticas (MANUEL LPC, 2007).

$$TL_{int} = \left( \frac{100.K.\alpha.\sqrt[5]{\Sigma}}{100 + (K.\alpha.\sqrt[5]{\Sigma})} \right) \quad (8.1)$$

$$K = \frac{\left( \frac{100.TL_{int}}{100 - TL_{int}} \right)}{\alpha.\sqrt[5]{\Sigma}} \quad (8.2)$$

onde:

$TL_{int}$  = teor de ligante interno (%);

K = módulo de riqueza;

$\alpha$  = coeficiente de correção relacionado à massa específica real dos granulares, (relação  $2,65/\text{massa específica real do esqueleto mineral (g/cm}^3\text{)}$ ), e;

$\Sigma$  = superfície específica do esqueleto mineral ( $\text{m}^2/\text{kg}$ ).

O módulo de riqueza (K) foi estudado por DURIEZ (1950), sendo uma variável proporcional à espessura convencional de uma película de ligante betuminoso encobrindo as partículas dos granulares. É independente da massa específica

(volumétrica) do esqueleto mineral, estando relacionado ao teor de ligante betuminoso de partida selecionado para a execução dos ensaios.

As normas francesas AFNOR NF P 98-130 a 141 (1993) especificam limites mínimos de K, referentes a cada tipo de mistura asfáltica, para utilização em dosagens de partida. A superfície específica ( $\Sigma$ ) é calculada a partir da distribuição granulométrica das frações dos granulares que compõem as curvas (Equação 8.3).

$$100.\Sigma = 0,25.G + 2,3.S + 12.s + 150.f \quad (8.3)$$

onde:

$\Sigma$  = superfície específica ( $m^2/kg$ );

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

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

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

f = percentagem de agregados na curva abaixo de 0,063mm.

Contudo, as Equações 8.1 a 8.3 não são aplicáveis às misturas asfálticas que contenham alguns tipos de finos, como os oriundos de rochas calcárias (pó calcário, cal virgem e cal hidratada, por exemplo), e nem adições como as fibras ou polímeros. Nestes casos, atribui-se um teor inicial de ligante betuminoso a ser testado com base na Equação 8.4 (AFNOR NF EN 13108-1, 2007).

$$TL_{int} = 100 \cdot \left( \frac{MB}{MSG + MB} \right) \quad (8.4)$$

onde:

$TL_{int}$  = teor de ligante betuminoso interno (%);

MB = massa de ligante betuminoso;

MGS = massa de granulares secos.

A massa específica volumétrica real tanto dos esqueletos minerais ( $MVR_g$ ) (AFNOR NF P 18-559, 2005) (Equações 8.5 a 8.8) quanto das misturas asfálticas (MVR)

(AFNOR NF EN 12697-5, 2003) (Equação 8.9) são determinadas (Figura 8.1), a fim de se obter a densidade teórica das misturas asfálticas, utilizada no cálculo do teor de vazios.

$$MVR_g = \frac{M_{amostra}}{V_{amostra}} \quad (8.5)$$

$$M_{amostra} = M_2 - M_1 \quad (8.6)$$

$$V_{\text{óleo/água}} = \frac{M_1 - M_{amostra} - M_{pic. \text{vazio}}}{\rho_{\text{óleo/água}}^*} \quad (8.7)$$

$$V_{amostra} = V_{pic.} - V_{\text{óleo/água}} \quad (8.8)$$

$$MVR = \frac{m_2 - m_1}{1000 \cdot V_{pic.} - \frac{m_3 - m_2}{\rho_{\text{água}}^*}} \quad (8.9)$$

onde:

- $MVR_g$  = massa específica volumétrica real dos granulares, em  $g/cm^3$ ;
- $M_{amostra}$  = massa da amostra, em g;
- $M_1$  e  $m_1$  = massa do conjunto picnômetro + óleo de parafina ou água, em g;
- $M_2$  e  $m_2$  = massa do conjunto picnômetro + óleo de parafina ou água + amostra, em g;
- $m_3$  = massa do conjunto picnômetro + óleo de parafina ou água + amostra, após a bomba de vácuo, em g;
- $M_{pic. \text{vazio}}$  = massa do picnômetro vazio, em g;
- $V_{\text{óleo/água}}$  = volume de óleo de parafina ou água, em  $cm^3$ ;
- $V_{pic.}$  = volume do picnômetro calibrado, em  $cm^3$ ;
- $MVR$  = massa específica volumétrica real da mistura asfáltica, em  $g/cm^3$ ;

$\rho_{\text{óleo/água}}$  = massa específica do óleo de parafina ou da água a uma determinada temperatura, em  $\text{g/cm}^3$ .

\*NOTA: A massa específica da água deve ser multiplicada por um fator de correção  $k$ , em função da temperatura que esteja no momento do teste. Por exemplo, caso a água esteja a  $25^\circ\text{C}$ , a massa específica volumétrica real da água é de  $997,1\text{kg/cm}^3$  ( $0,9971\text{g/cm}^3$ ) e o fator de correção corresponde a 1,000. Para outras temperaturas, faz-se  $997,1\text{kg/cm}^3$  ( $0,9971\text{g/cm}^3$ )  $\times k$ .



**Figura 8.1 - Procedimento para determinação da massa específica volumétrica real dos granulares e das misturas asfálticas sob pressão a vácuo.**

No caso dos aditivos (dopes), as normas francesas não possuem nenhuma recomendação específica sobre os teores a serem utilizados nas misturas asfálticas, enfatizando apenas que alguns compostos podem se degradar ou volatilizar a elevadas temperaturas (AFNOR NF P 98-150, 1992).

Em geral, a dosagem dos aditivos (dopes) fica a critério do projetista, levando em conta as experiências realizadas com os granulares que compõem as curvas granulométricas durante a execução dos testes de adesividade ou similares, estando normalmente entre 0,5% a 1,5% em peso do teor de ligante betuminoso escolhido, dependendo do tipo de dope e da natureza do granular. No caso das adições, como as fibras e os polímeros, cada tipo de material possui uma quantidade específica a

ser adicionada nas misturas asfálticas e deve ser estudada isoladamente (MANUEL LPC, 2007).

### **8.3. NÍVEIS DE AVALIAÇÃO PARA SELEÇÃO DE NOVAS FORMULAÇÕES**

Definidos os parâmetros preliminares de formulação das misturas asfálticas, também denominado de nível 0, conforme abordado no tópico anterior, parte-se para a etapa de execução dos ensaios correspondentes aos demais níveis de avaliação das formulações escolhidas para teste.

A seqüência de ensaios segue em mais quatro níveis distintos, em que cada nível depende geralmente do tipo de mistura asfáltica formulada, da sua posição e espessura como camada na estrutura do pavimento no campo, do tráfego previsto a que será submetida, de solicitações particulares (rampas, interseções, temperatura ambiente) e, do objetivo de pesquisa pretendido para aplicação desta camada, assim como da natureza das camadas inferiores que comporão o pavimento (MANUEL LPC, 2007).

Portanto, ao início dos ensaios, várias formulações podem e devem ser testadas, com diversos tipos de teores de ligante betuminoso e composições granulométricas, visando ao final da execução dos níveis de teste, verificar qual ou quais misturas asfálticas estarão aptas a desempenhar as funções requeridas pelo projetista no campo. Neste contexto, é importante enfatizar que todos os níveis são de caráter eliminatório.

No primeiro nível, a habilidade de compactação das misturas asfálticas é verificada a partir do cumprimento de limites normativos pertinentes às percentagens de vazios no ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999), em relação a uma escala de giros do eixo compactador, bem como a avaliação quanto à resistência à presença de água no ensaio de Duriez

(AFNOR NF P 98-251-1, 1995). Este nível se aplica a todos os tipos de misturas asfálticas.

No caso de misturas asfálticas sujeitas a baixo tráfego ( $\leq$  classe T3+), este nível é suficiente para critério de avaliação, sem que haja a necessidade de ensaios complementares. Porém, no caso de misturas asfálticas de módulo elevado, por exemplo, como o próprio nome define, necessitam da realização dos níveis subseqüentes, devido serem projetadas para tráfegos médios e pesados ( $\geq$  classe T3) (MANUEL LPC, 2007) (Tabela 8.1).

**Tabela 8.1 - Classes de tráfego segundo a metodologia francesa (GUIDE TECHNIQUE ,1997).**

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

No segundo nível são testadas as misturas asfálticas aprovadas no primeiro e, diz respeito ao ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993), em que são avaliadas quanto à resistência ao afundamento nas trilhas de roda.

Tendo sido aprovadas no segundo nível, as misturas asfálticas são submetidas ao ensaio de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) no terceiro nível, sendo especificado para situações importantes, em que a mistura formulada assumirá função estrutural na composição do pavimento. E, o quarto e último nível comporta o ensaio de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993).

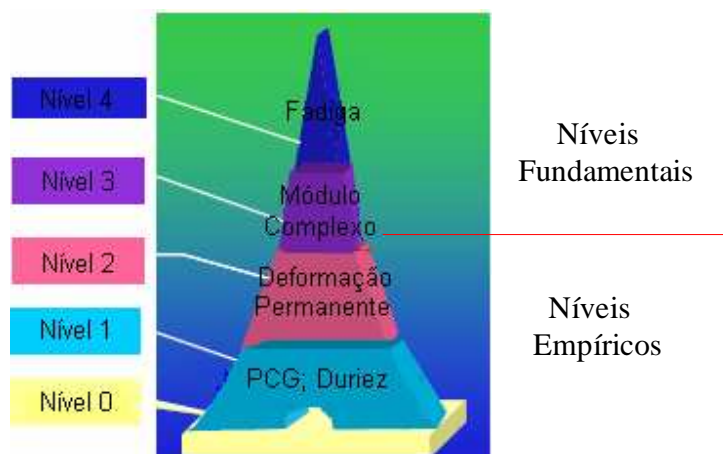
Apesar dos ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993) possuírem caráter eliminatório isoladamente, em função dos próprios parâmetros especificados para cada tipo de mistura, convém lembrar que no caso de aprovação de misturas nestes dois últimos níveis, não necessariamente significa estarem aptas para aplicação no campo de imediato, sem



que antes sejam simulados e avaliados os seus desempenhos com o auxílio de ferramentas computacionais de cálculo destinadas ao dimensionamento de pavimentos, a fim de verificar a conformação conjunta das características de rigidez e de resistência à ruptura por fadiga, ou seja, de deformação admissível.

Esta conformação significa produzir misturas asfálticas resistentes, porém, de comportamento não quebradiço, que suportem ao mesmo tempo as deformações de distensão (tração) e de contração (compressão) oriundas dos esforços de flexão alternada provenientes das cargas solicitantes aplicadas sobre as estruturas dos pavimentos que as conduzem ao colapso por fadiga.

Em cada um destes níveis descritos, para que as novas formulações possam ser consideradas aprovadas, deverão ter um desempenho mínimo que esteja de acordo com as especificações referentes ao tipo de mistura em que se enquadram as suas composições (AFNOR NF P 98-130 a 141, 1993). A Figura 8.2 ilustra a seqüência de ensaios para cada nível de formulação.



**Figura 8.2 - Seqüência dos níveis de formulação e respectivos ensaios (MANUEL LPC, 2007).**

#### 8.4. ENSAIO DA PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA

Este ensaio é utilizado para verificar a habilidade de compactação das misturas asfálticas, a partir do uso da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999), impondo uma compactação lenta e isotérmica sob compressão estática, executada por um movimento giratório (cisalhante) de uma de suas faces em torno do eixo de simetria do corpo de prova (Figura 8.3).

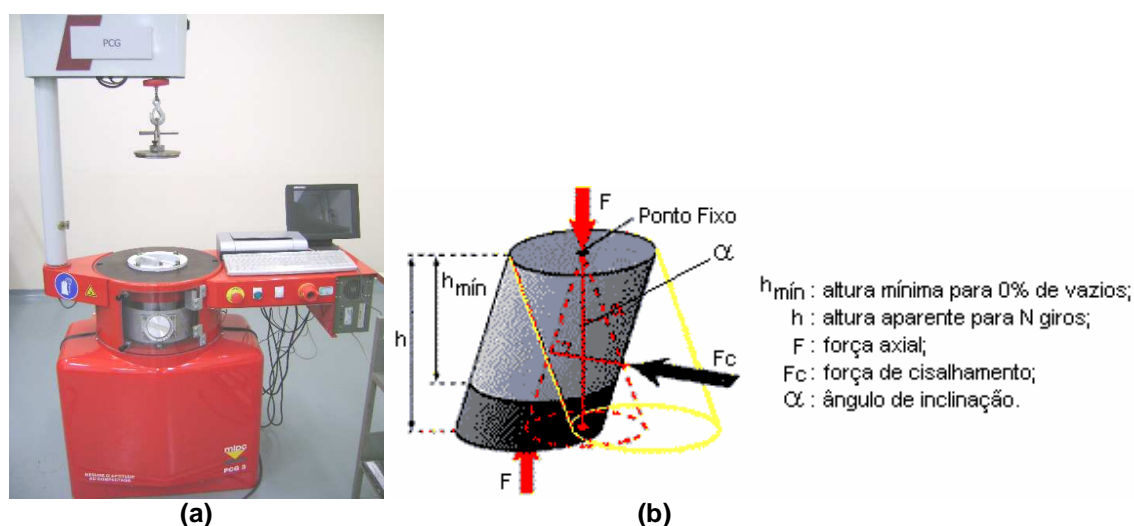


Figura 8.3 - (a) Prensa de Compactação Giratória (PCG-3) e (b) princípio do processo de compactação das misturas asfálticas, LCPC (2009).

Recomenda-se que cada teor de ligante betuminoso das misturas asfálticas tomados como dosagens de partida, seja submetido a uma seqüência de pelo menos 3 ensaios, adotando-se a média dos resultados como o valor final em cada caso.

A altura mínima ( $h_{\min}$ ) que os corpos de prova devem atingir ao final dos ensaios é estipulada em 150,0mm ou 160,0mm, para moldes com diâmetro interno de 150,0mm  $\pm$  0,1mm ou 160,0mm  $\pm$  0,1mm, respectivamente, dependendo do tipo da PCG disponível. Nestes casos, as massas dos corpos de prova são calculadas com base no volume final da amostra e na massa específica volumétrica real da mistura

asfáltica (MVR) (Equação 8.9) (AFNOR NF EN 12697-5, 2003) (Equações 8.10 e 8.11).

$$M = 2,651.MVR; \varphi = 150,0\text{mm} \pm 0,1\text{mm} \quad (8.10)$$

$$M = 3,016.MVR; \varphi = 160,0\text{mm} \pm 0,1\text{mm} \quad (8.11)$$

onde:

M = massa do corpo de prova, em kg;

MVR = massa específica volumétrica real da mistura asfáltica, em  $\text{kg}/\text{cm}^3$ .

A força aplicada no momento do ensaio deve ser estar entre 11,5kN e 13,5kN, para as PCG equipadas com moldes de diâmetro interno com  $160,0\text{mm} \pm 0,1\text{mm}$ , e entre 10kN e 12kN, para aquelas que comportam moldes de  $150,0\text{mm} \pm 0,1\text{mm}$ , o que resulta em uma tensão vertical em torno de 0,6MPa.

Os valores médios da força aplicada durante um ensaio normal, com exceção de um período de transição com início inferior a 30 segundos, não devem ter uma variação maior que  $\pm 250\text{N}$  em relação à faixa de limites determinada, enquanto que no caso de uma verificação a cada giro do eixo, este valor médio não pode variar acima de  $\pm 1200\text{N}$  ao longo do ensaio.

O ângulo de rotação ( $\alpha$ ) do molde em função do eixo de aplicação da força durante o ensaio é calibrado com base em uma amostragem de 27 corpos de prova com composições granulométricas pré-determinadas normativamente (AFNOR NF P 98-252, 1999), a partir de um binário que abrange vários intervalos de percentagens de vazios e número de giros da máquina, e seus respectivos desvios-padrão.

Estes ângulos ( $\alpha$ ) variam conforme o tipo de PCG disponível. A preparação do conjunto molde e mistura asfáltica ocorre da seguinte forma:

- Colocar os moldes e as pastilhas na estufa, durante 2 horas, à temperatura de ensaio (determinada pela curva de viscosidade do ligante betuminoso);
- Untar os moldes com graxa de silicone ou óleo de solda glicerinado, com a ajuda de um pincel;
- Pesar em um recipiente separado a massa da mistura asfáltica;
- Colocar de uma só vez a mistura asfáltica no interior do molde e manter o conjunto completo (molde, pastilhas e mistura) em estufa à temperatura do ensaio (determinada pela curva de viscosidade do ligante betuminoso), por um período entre 30 minutos e 2 horas antes do início do ensaio.

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

Quanto à rotação do eixo da máquina, caso a velocidade seja inferior a 12 giros por minuto, nada é especificado em relação ao comportamento rotativo. Porém, se esta velocidade estiver entre 12 e 32 giros por minuto, a rotação deve ser progressiva e de duração entre 10 e 30 segundos, respectivamente. Logo, com exceção de períodos de transição, a velocidade de rotação deve ser inferior a 32 giros por minuto e constante a  $\pm 10\%$  de precisão.

Sem a interrupção da rotação, as alturas  $h_{i(ng)}$  dos corpos de prova, expressas em milímetros, são medidas a uma precisão de  $\pm 0,2\text{mm}$ , em que esta medição é realizada, 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.

Calculando-se as alturas médias  $h_{(ng)}$ , e de posse da altura mínima ( $h_{\text{mín}}$ ) dos corpos de prova, é possível para cada número de giros analisado separadamente, obter-se o percentual de vazios das misturas asfálticas (Equação 8.12).

$$\%v = 100 \left( \frac{h_{(ng)} - h_{\text{mín}}}{h_{(ng)}} \right) \quad (8.12)$$

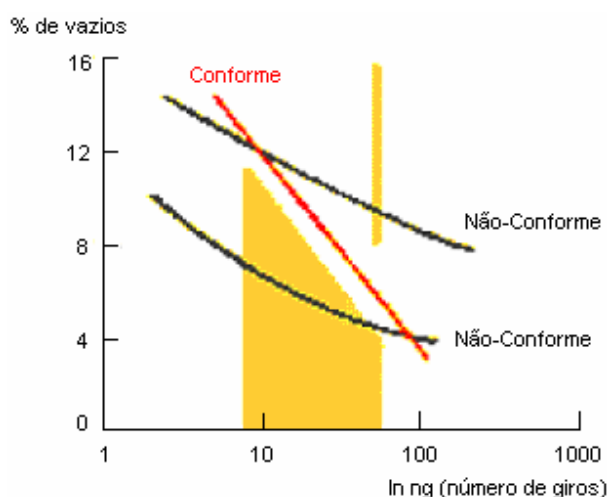
onde:

$\%v$  = percentagem de vazios das misturas asfálticas;

$h_{(ng)}$  = altura média dos três ensaios por número de giros especificado das misturas asfálticas (em mm);

$h_{\text{mín}}$  = altura mínima dos corpos de prova (em mm).

Com os resultados obtidos, constrói-se um gráfico logarítmico no eixo das abscissas (número de giros) e linear no eixo das ordenadas (percentagem de vazios) (Figura 8.4), sendo rejeitada a mistura asfáltica que apresentar valores fora da especificação condizente com a sua classificação (AFNOR NF P 98-130 a 141, 1993).



**Figura 8.4 - Exemplo do gráfico para verificação da conformidade da compactidade das misturas asfálticas (LCPC, 2009).**

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

### 8.5. ENSAIO DE DURIEZ

O ensaio de Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995) consiste em romper à compressão direta (simples), no mínimo 10 corpos de prova com massa total de 3,5kg, e no mínimo 12 corpos de prova com massa total de 1,0kg, para composições granulométricas com  $D_{máx} \geq 14,0\text{mm}$  e  $D_{máx} < 14,0\text{mm}$ , respectivamente.

As temperaturas de usinagem dos ligantes betuminosos são adotadas de acordo com a classificação a seguir:

- CAP 80/100:  $140^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ ;
- CAP 60/70:  $150^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ ;
- CAP 40/50:  $160^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ ;
- CAP 20/30:  $180^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ .

NOTA: para outros tipos de ligante, as temperaturas devem ser indicadas pelo fornecedor ou a partir da execução dos ensaios de viscosidade.

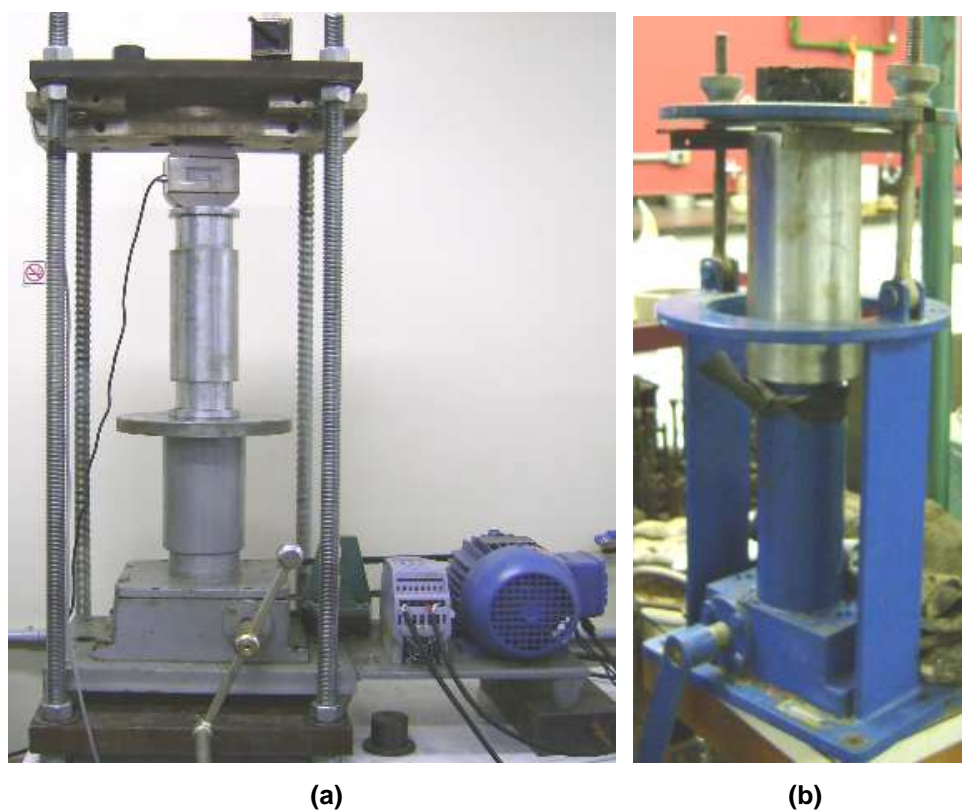
Os moldes cilíndricos de aço ( $120,0\text{mm} \pm 0,1\text{mm}$  de diâmetro interno, altura mínima de  $270,0\text{mm}$ , para  $D_{máx} \geq 14,0\text{mm}$ ; e  $80,0\text{mm} \pm 0,1\text{mm}$  de diâmetro interno, altura mínima de  $190,0\text{mm}$ , para  $D_{máx} < 14,0\text{mm}$ ) em que são compactadas as misturas, devem ser colocados em estufa, na temperatura de usinagem correspondente por, no mínimo, 2 horas antes do início do ensaio (compactação) (Figura 8.5).



**Figura 8.5 - Moldes de aço para compactação das misturas asfálticas.**

A massa das misturas asfálticas deverá ser de  $3500\text{g} \pm 1,0\text{g}$  ( $D_{\text{máx}} \geq 14,0\text{mm}$ ) ou  $1000\text{g} \pm 1,0\text{g}$  ( $D_{\text{máx}} < 14,0\text{mm}$ ) e, após usinagem devem ser introduzidas no interior dos moldes previamente aquecidos e untados com óleo de solda glicerinado, sendo colocados na estufa (agora já preenchidos) à temperatura de referência do ensaio, por um período de 30 minutos a 2 horas.

A compactação dos corpos de prova deve ser realizada por duplo pistão (Figura 8.6a), havendo durante o processo o mínimo possível de perda de temperatura. A carga de aplicação especificada (180kN e 60kN, para  $D_{\text{máx}} \geq 14,0\text{mm}$  e  $D_{\text{máx}} < 14,0\text{mm}$ , respectivamente) deve ser atingida no máximo em 60 segundos e mantida até 5 minutos  $\pm$  5 segundos. Ao final deste período, a carga é interrompida. Os corpos de prova são desmoldados após atingirem a temperatura ambiente (no mínimo após 4 horas da compactação) (Figura 8.6b).



**Figura 8.6 - Processos de (a) compactação por duplo pistão e, de (b) desmoldagem dos corpos de prova.**

Após a desmoldagem, devem ser cheçadas as massas de cada corpo de prova a uma precisão de 1,0g, bem como a altura média (três zonas diferentes) a 0,1mm de precisão.

Calcula-se a massa específica volumétrica aparente ( $MV_a$ ), a partir das medidas geométricas. Se esta  $MV_a$  se afastar da média do lote em  $\pm 1,0\%$ , o corpo de prova é rejeitado. Se a  $MV_a$  de vários corpos de prova se afastar dessa tolerância, toda a série é rejeitada.

As primeiras 24 horas após compactação são de cura dos corpos de prova, devendo permanecer em repouso à temperatura ambiente ( $15^{\circ}\text{C}$  a  $25^{\circ}\text{C}$ ) sobre uma superfície plana (Figura 8.7).





**Figura 8.7 - Corpos de prova após desmoldagem durante o período de cura.**

A partir das medições das  $MV_a$ , os corpos de prova são repartidos em 3 lotes homogêneos. A  $MV_a$  média de cada lote deve ser a mais próxima possível da  $MV_a$  média da totalidade do lote. Os corpos de prova são divididos da seguinte forma, para o caso de misturas asfálticas com  $D_{máx} < 14,0\text{mm}$ :

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

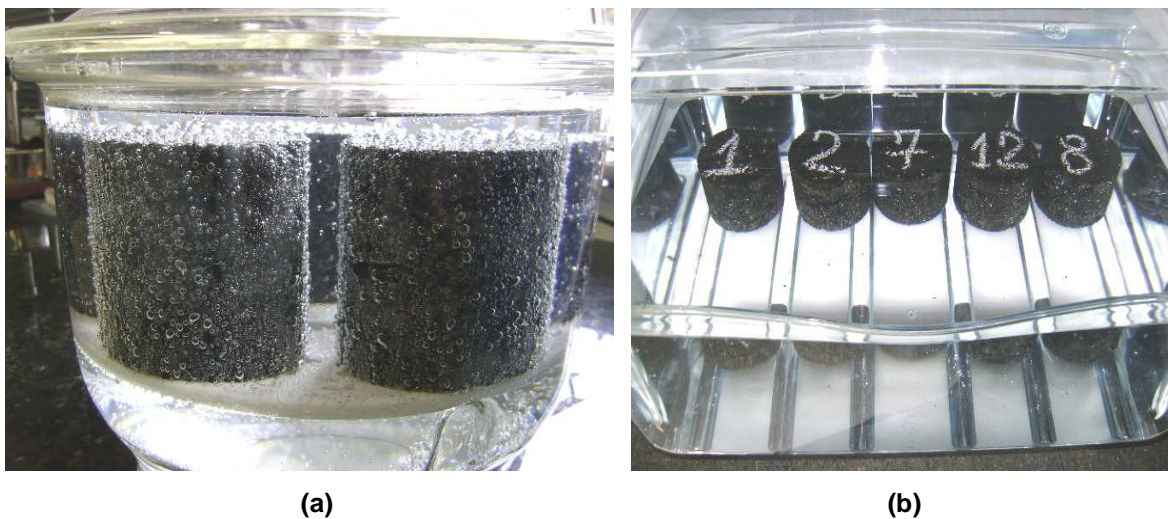
\*NOTA: No mínimo 4 corpos de prova para  $D_{máx} \geq 14,0\text{mm}$  e, bem como 5 para  $D_{máx} < 14,0\text{mm}$ .

Os corpos de prova conservados sem imersão devem permanecer em câmara térmica a uma temperatura de 18°C e com o controle da umidade relativa do ar em 50% ± 10%, durante 7 dias corridos (Figura 8.8).



**Figura 8.8 - Corpos de prova condicionados em câmara térmica (18°C e umidade relativa do ar a 50% ± 10%).**

Os corpos de prova conservados sob imersão são previamente submetidos a um tratamento de limpeza (desobstrução dos vazios) após 24 horas da compactação. Isto consiste em que durante 1 hora são lavados rapidamente e, logo após, submetidos a uma pressão residual de 350mmHg ± 5% (em bomba de vácuo). Em seguida, a água é introduzida até a imersão completa dos corpos de prova e mantida a pressão residual de 350mmHg ± 5% (em bomba de vácuo) por 2 horas (Figura 8.9a). Ao final deste processo, os corpos de prova são pesados, após rápida limpeza. Em seguida, devem permanecer em câmara térmica a uma temperatura de 18°C e imersos durante 7 dias corridos (Figura 8.9b).



**Figura 8.9 - Corpos de prova condicionados sob imersão na água: (a) durante o processo de saturação a vácuo e, (b) imersos na água a 18°C em câmara térmica.**

Durante o ensaio, as massas dos corpos de prova submetidos à conservação sob imersão devem ser pesadas, após rápida limpeza, no 2º ou 4º dia, e após o 7º de imersão. Após o 7º dia de ensaio, os corpos de prova são submetidos à compressão simples em uma prensa com a mesma velocidade de avanço do prato de 1mm/s (Figura 8.10), sendo a carga máxima o valor a ser registrado.



**Figura 8.10 - Corpo de prova durante o processo de ruptura à compressão simples.**

A resistência à compressão dos corpos de prova é expressa em MPa (Equação 8.13) e o valor final representa a média de 4 ou 5 corpos de prova de cada lote. É estabelecida igualmente a relação da resistência com imersão ( $r$ ) e a resistência sem imersão ( $R$ ) na água, sendo a relação  $r/R$  expressa a partir de 2 números significativos, ou seja, a partir da comparação entre 2 pares de cada situação (com e sem imersão).

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (8.13)$$

onde:

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

$A$  = área da seção transversal do corpo de prova, em  $\text{cm}^2$ .

A relação entre a resistência imersa na água e a seca deve ter, em geral, um valor superior a 0,70, isto é, inferior a 30% de perda da resistência, porém, existem tipos de misturas asfálticas que obedecem a outros valores, de acordo com as especificações referentes às suas classificações (AFNOR NF P 98-130 a 141, 1993).

O ensaio de Duriez é o único dos ensaios previstos nos níveis destinados à formulação de novas misturas asfálticas que não possui relação direta com esforços provenientes das solicitações práticas nos pavimentos. Entretanto, possui uma relação  $r/R$  variando habitualmente de 0,65 a 1,0 (MANUEL LPC, 2007).

## 8.6 ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

O ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) consiste em verificar a resistência das misturas asfálticas quanto ao afundamento nas trilhas de roda. Para alcançar este objetivo, uma mesa compactadora pneumática é utilizada para moldar placas (Figura 8.11a), de acordo com os critérios previstos na norma AFNOR NF P 98-250-2 (1991), com as seguintes dimensões: de 150,0mm (largura) x 500,0mm (comprimento) x 50,0mm ou 100,0mm (espessura) (Figura 8.11b).

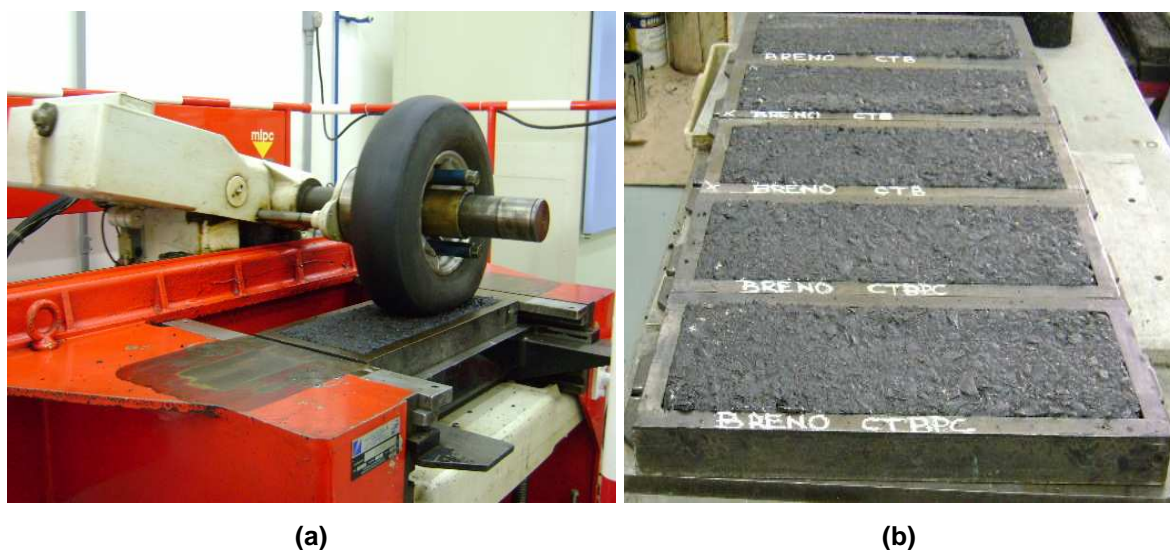


Figura 8.11 - Placas de misturas asfálticas (a) durante a moldagem na mesa compactadora e, (b) após o processo de moldagem.

Após, no mínimo, 2 dias da compactação das placas, devido ao período de cura das misturas asfálticas em repouso sobre uma superfície plana, dá-se seqüência ao ensaio introduzindo-as na máquina de deformação permanente, a qual é provida de uma câmara de aquecimento interno, capaz de atingir até 70°C. Este equipamento testa duas placas simultaneamente com a passagem de um eixo simples de roda simples (Figura 8.12).



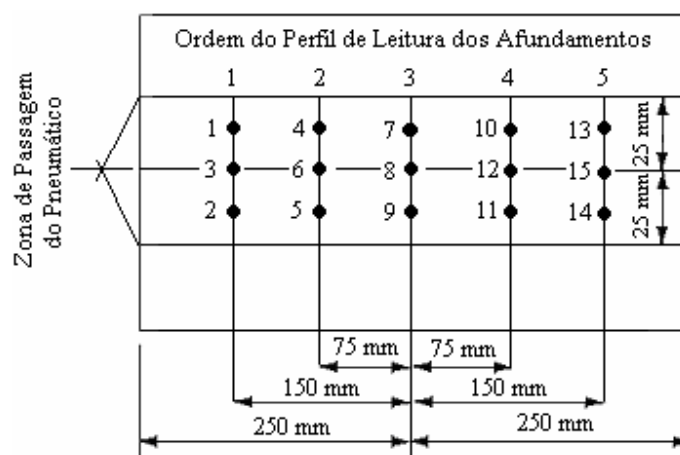
**Figura 8.12 - Máquina de deformação permanente.**

Antes do início dos ciclos é necessário que a temperatura no interior da câmara térmica atinja 60°C, sendo monitorada por uma sonda térmica embutida na placa (Figura 8.13), consumindo para isto um tempo de, no mínimo, 4 horas.



**Figura 8.13 - Sonda térmica para monitoramento da temperatura da placa durante o ensaio.**

Em seguida, são feitas leituras iniciais com extensômetros quanto à condição superficial da placa, em 15 pontos distintos (Figura 8.14), que servem como ponto de partida às leituras realizadas após solicitações durante 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 30000 ciclos, obtendo, para cada série de ciclos, a média dos afundamentos gerados pela ação do carregamento.



**Figura 8.14 - Desenho esquemático da zona de transiência da carga solicitante da máquina de deformação permanente e os respectivos pontos de leitura das deformações na placa.**

Durante o ensaio, o eixo solicitante percorre a superfície das placas em ciclos com frequência constante de 1Hz, sempre na mesma trilha de roda, em que os esforços são transmitidos por um pneumático de borracha de textura lisa, com carga (5,0kN) e pressão de inflação (0,6MPa) controladas por um sistema de comando eletromecânico. A cada duas passagens (ida e volta) do eixo resulta em um ciclo. O ensaio é interrompido sempre que, após a execução de qualquer série de ciclos, o valor do afundamento médio alcance 15% em relação à espessura da placa.

Para que sejam aprovadas, as misturas asfálticas não devem ter uma redução em mais de 5,0%, 7,5% e 10% de sua espessura inicial. Nos casos em que apresentarem valores abaixo de 5,0% e 10%, não representam riscos de deformação permanente sob condições consideradas muito severas e severas de tráfego na prática (> classe T1) (Tabela 8.1), respectivamente. O valor de 7,5% é uma condição intermediária entre as demais descritas (MANUEL LPC, 2007). Os percentuais correspondentes aos afundamentos nas trilhas de roda são calculados a partir da Equação 8.14.

$$Y = A \cdot \left( \frac{N}{1000} \right)^b \quad (8.14)$$

onde:

Y = profundidade da deformação a N ciclos;

A = profundidade da deformação a 1000 ciclos;

N = número de ciclos; e,

b = inclinação da reta em coordenadas logarítmicas.

Convém lembrar que estes percentuais admissíveis de deformação são definidos com base na classificação e quantificação da frota circulante nas pistas francesas, onde o eixo padrão de solicitação é de 130kN, portanto, maior que o normatizado para as Equações de dimensionamento do DNIT (2006), que é de 82kN. Logo, constitui uma condição mais severa que a considerada no Brasil.



Por estas razões, a tendência conclusiva dos trabalhos que vêm sendo realizados pelos pesquisadores sobre as interpretações dos ensaios de deformação permanente, pode ser assim expressa (MOMM, 1998):

- Em geral, as misturas asfálticas que apresentem em laboratório, deformações permanentes em conformidade com os limiares especificados para a camada de revestimento em particular, no campo não apresentam deformação permanente provocadas pela camada asfáltica; e,
- Nos casos opostos, isto é, quando houve deformação permanente no campo, foram encontradas uma ou mais deficiências de controle dos materiais usados: mudança de origem do ligante betuminoso; poluição acidental do ligante betuminoso (contaminação); heterogeneidade do material britado; deficiência na avaliação das densidades dos granulares, etc.

As relações campo-laboratório que tem sido determinadas para este ensaio são as seguintes (MANUEL LPC, 2007):

- 1,0% a 2,0% em média, a favor do campo, para materiais pouco sensíveis aos efeitos de deformação permanente (afundamento < 5,0% após 30000 ciclos);
- Cerca de 10% para os mais sensíveis, sendo que nestes casos, esta diferença pode atingir a ordem de  $10^3$  em número de ciclos para um mesmo nível de deformação permanente, em que 10% de afundamento obtidos a 3000 ciclos em laboratório pode ser comparado aos mesmos 10%, porém, a 30000 ciclos no campo.

## **8.7. ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO**

O ensaio de módulo complexo segue os parâmetros da norma francesa AFNOR NF P 98-260-2 (1992), em que determina a rigidez das misturas asfálticas à flexão

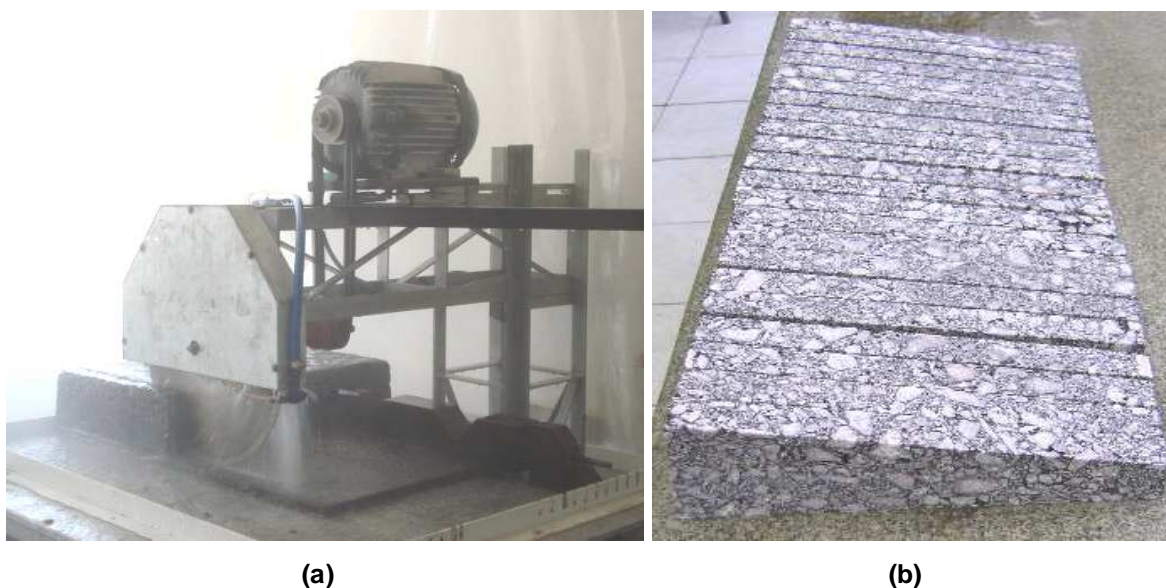
alternada a dois pontos (2PB) em modo contínuo (Tabela 3.1), sob determinado tempo e com o controle da amplitude de deslocamento do corpo de prova, obtendo o comportamento reológico a diversas temperaturas e frequências de solicitação, conforme discorrido no Capítulo 3.

Os corpos de prova necessários à execução deste ensaio são extraídos de placas de misturas asfálticas, fabricadas na mesma máquina compactadora utilizada para o preparo das placas do ensaio de deformação permanente (Figura 8.15a), porém, com dimensões de 400,0mm (largura) x 600,0mm (comprimento) x 120,0mm (espessura) (Figura 8.15b).



**Figura 8.15 - Placas de misturas asfálticas (a) durante e, (b) após o processo de compactação.**

Após a desmoldagem, as placas são submetidas a um processo de serragem com disco diamantado (Figura 8.16a), conforme os procedimentos normativos AFNOR NF P 98-250-3 (1993), a fim de que as unidades a serem testadas adquiram formato trapezoidal (Figura 8.16b), de dimensões: 70,0mm (base maior) x 25,0mm (base menor) x 25,0mm (espessura) x 250,0mm (altura).



**Figura 8.16 - Misturas asfálticas (a) durante o processo de serragem das placas e, (b) corpos de prova trapezoidais obtidos.**

Após o processo de serragem das placas e obtenção dos corpos de prova, é necessária a realização de uma triagem das amostras, que leva em consideração as suas dimensões, em que as variáveis são denominadas de  $K_\sigma$  (Equação 8.15) e  $K_\varepsilon$  (Equação 8.16), que devem ter uma precisão de  $\pm 1,0\text{mm}$ .

$$K_\sigma = \frac{3.h}{2.e.b.(B-b)} \quad (8.15)$$

$$K_\varepsilon = \frac{(B-b)^2}{8.b.h^2 \left[ \frac{(B-b).(3B-b)}{2B^2} - \ln \frac{B}{b} \right]} \quad (8.16)$$

onde:

$K_\sigma$  e  $K_\varepsilon$  = coeficientes relacionados às dimensões do corpo de prova, em  $\text{mm}^{-1}$ ;

h = altura do corpo de prova, em mm;

e = espessura do corpo de prova, em mm;

B = base maior do corpo de prova, em mm;

b = base menor do corpo de prova, em mm.

O coeficiente de variação (cv) de  $K_e$  deve ser  $\leq 1,0\%$ , para os lotes dos corpos de prova obtidos após serragem, geralmente, de um par de placas. O teor de vazios também é levado em consideração no processo de triagem, em que o desvio-padrão deve ser  $\leq 0,5$  para o mesmo par de placas da triagem de  $K_e$ . Depois de selecionados, em lotes de 4 unidades, os corpos de prova devem ser armazenados em temperatura ambiente inferior a  $30^\circ\text{C}$  (preferencialmente  $18^\circ\text{C}$ ), a fim de evitar problemas de deformação devido a elevadas temperaturas, por um período de 15 dias a 2 meses, correspondente à cura das amostras.

Entretanto, antes do início propriamente dito dos ensaios, uma calibração da amplitude de deslocamento dos corpos de prova é necessária. Isto se procede a partir da aferição dos eixos excêntricos que estão interligados ao rotor do motor da máquina (Figura 8.17), posicionando um extensômetro na base menor do corpo de prova, este último feito de um material com impedância de  $350 \pm 50\text{N/mm}$  (geralmente duralumínio), para evitar variações nas medições, de tal forma que sejam obtidas no domínio das pequenas deformações, inferiores a  $50 \times 10^{-6}$ , respectivamente.



**Figura 8.17 - Eixos excêntricos interligados ao rotor do motor da máquina.**

E, para que se possa calcular tanto a flecha quanto a amplitude do deslocamento que será aferida nos eixos excêntricos, para aplicação na base menor dos corpos de prova, as Equações 8.17 e 8.18 são utilizadas.

$$f = \frac{\varepsilon_{\text{máx}}}{K_{\varepsilon}} \quad (8.17)$$

$$A = 2.f \quad (8.18)$$

onde:

f = flecha do deslocamento aplicado na base menor do corpo de prova;

$\varepsilon_{\text{máx}}$  = deformação máxima escolhida pelo projetista ( $< 50 \times 10^{-6}$ );

$K_{\varepsilon}$  = coeficiente relacionado às dimensões do corpo de prova, em  $\text{mm}^{-1}$ ;

A = amplitude da flecha do deslocamento aplicado na base menor do corpo de prova.

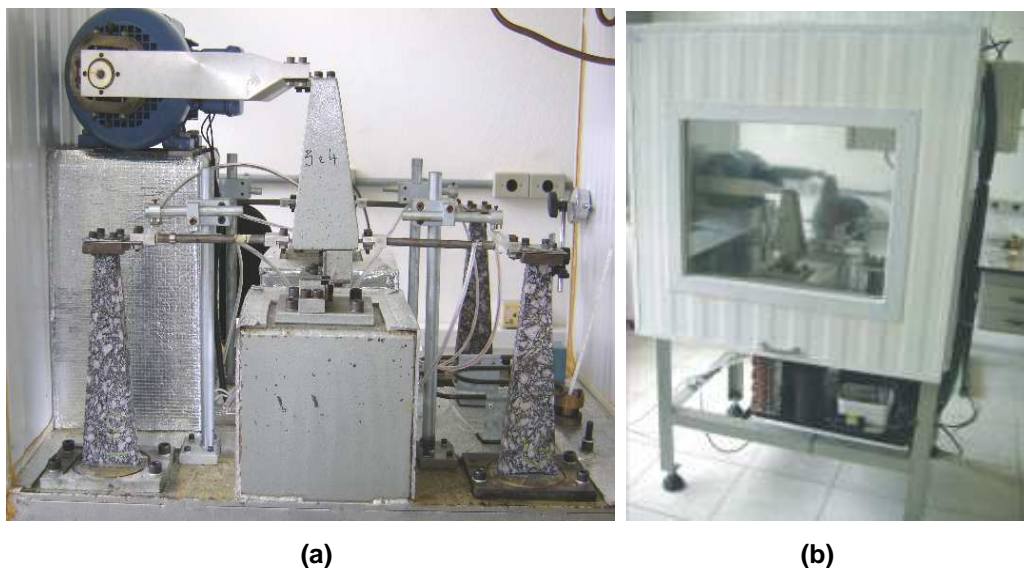
Antes de iniciar o ensaio com os corpos de prova definitivos, devem ser escolhidas as temperaturas e freqüências de teste. Geralmente são utilizados os seguintes valores:  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $0^{\circ}\text{C}$ ,  $10^{\circ}\text{C}$ ,  $15^{\circ}\text{C}$ ,  $20^{\circ}\text{C}$  e  $30^{\circ}\text{C}$  para as temperaturas e, 1Hz, 3Hz, 10Hz e 30Hz para as freqüências, podendo variar conforme o objetivo da pesquisa.

Os corpos de prova são colados com um adesivo epóxi a dois compostos (Araldite), em suportes nas bases maiores e menores (Figura 8.18), devendo permanecer em repouso por 24 horas.



**Figura 8.18 - Suporte para colagem dos corpos de prova.**

Posteriormente, são colocados e fixados no interior da máquina e mantidos na câmara térmica (Figura 8.19) por, no mínimo, 6 horas à temperatura inicial da seqüência programada (sempre iniciando pela menor), no caso  $-10^{\circ}\text{C}$ , reduzindo este período para 4 horas durante as trocas de temperatura no decorrer do ensaio. Para cada temperatura selecionada, todas as faixas de freqüência mencionadas anteriormente são testadas.



**Figura 8.19 - Corpos de prova (a) após fixação e, (b) durante a fase de climatização, na câmara térmica da máquina de módulo complexo.**

Porém, cabe enfatizar que antes da fixação dos corpos de prova às hastes de transmissão do deslocamento, devem ser pesados os conjuntos de peças que fazem parte da massa móvel do equipamento, pois a inércia que possuem influencia na rigidez dos corpos de prova e, devem ser consideradas no cálculo do módulo complexo, conforme demonstrado na Equação 3.7. No caso desta pesquisa, este conjunto de peças foi considerado partindo das células de carga posicionadas nas hastes de transmissão do deslocamento até a chapa de atracção dos corpos de prova (Figura 8.20).



**Figura 8.20 - Massa móvel do equipamento.**

Os valores do módulo complexo são calculados com base nas Equações 3.1 a 3.8, bem como as respectivas representações gráficas ilustradas nas Figuras 3.3 a 3.8, respectivamente. A relação campo-laboratório que tem sido determinada para este ensaio está citada no tópico 3.2.

## **8.8. ENSAIO DE FADIGA**

O ensaio de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), é realizado sob o mesmo princípio de solicitação do ensaio de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), ou seja, sob flexão alternada em modo contínuo, porém, à temperatura e frequência de solicitação fixas, de 10°C e 25Hz, respectivamente, e a vários níveis de deformação máxima correspondentes às amplitudes dos deslocamentos aplicados nos corpos de prova, também escolhidos pelo projetista.

As características das placas e dos corpos de prova, assim como os procedimentos de compactação, serragem, triagem, período de repouso, colagem e acondicionamento térmico antes do início dos testes, seguem os mesmos procedimentos descritos no tópico anterior para o ensaio de módulo complexo. As distinções, além da temperatura e frequência fixas citadas, se fazem nos seguintes tópicos:

- Os lotes de amostras para cada ensaio de fadiga devem ter, no mínimo, 18 corpos de prova, subdivididos em 3 grupos de 6 unidades, porém, provenientes dos mesmos pares de placas utilizados para a triagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de módulo complexo, a fim de minorar a dispersão dos resultados. No caso desta pesquisa, para cada ensaio foram selecionados inicialmente 24 corpos de prova, constituindo 3 grupos de 8 unidades;
- Cada grupo de corpos de prova deve ser testado em um nível distinto de deformação escolhido pelo projetista, em que a flecha e a amplitude do



deslocamento aplicado na base menor dos corpos de prova são calculadas conforme as Equações 8.17 e 8.18, devendo ser executados no mínimo 3 níveis durante todo o ensaio, de maneira que pelo menos um terço do total das unidades testadas esteja acima de  $10^6$  ciclos;

Como este ensaio é de caráter destrutivo, ao contrário dos ensaios de módulo complexo, cabe lembrar que o critério de ruptura considerado para os procedimentos realizados com o controle da deformação, corresponde à metade da força registrada no instante inicial do ensaio (tópico 4.7).

É importante relatar após o ensaio de cada grupo de corpos de prova, a região de ocorrência da ruptura, devendo estar preferencialmente situada no intervalo que compreende o terço médio das amostras (Figura 8.21, direita), devido ser a zona mais solicitada (em que atua o maior momento fletor) à fadiga pelas tensões aplicadas durante o ensaio, ao invés de ocorrerem próximo às extremidades (Figura 8.21, esquerda).



**Figura 8.21 - Exemplo de corpo de prova (esquerda) rejeitado e (direita) aceito, de acordo com a zona de ruptura após os ensaios de fadiga.**

Executados os ensaios com todos os grupos de corpos de prova nos níveis de deformações estipulados, são verificados nos registros de aquisição dos dados, os

números de ciclos correspondentes à resistência à ruptura por fadiga de cada amostra, em relação ao nível de deformação em que foi solicitada.

De posse destes dados constrói-se um gráfico em escala log-log, em que no eixo das abscissas são previstas as deformações máximas estipuladas pelo projetista para o cálculo das flechas e amplitudes de deslocamento, expressas em notações de microdeformações, ou seja, em escalas de  $10^{-6}$  e, no eixo das ordenadas devem estar os números dos ciclos obtidos para cada corpo de prova.

Estes dados são submetidos a um tratamento estatístico previsto nos procedimentos normativos AFNOR NF P 98-261-1 (1993), em que se constrói um intervalo hiperbólico para verificação da normalidade da série de dados obtidos, que incorre na confirmação através de regressão linear simples se a Equação obtida satisfaz a distribuição dos pontos.

A representação gráfica de uma curva obtida nos ensaios de fadiga, a partir da consideração dos parâmetros estatísticos mencionados, é ilustrada na Figura 4.10. A relação campo-laboratório que tem sido determinada para este ensaio está mencionada no tópico 4.8.

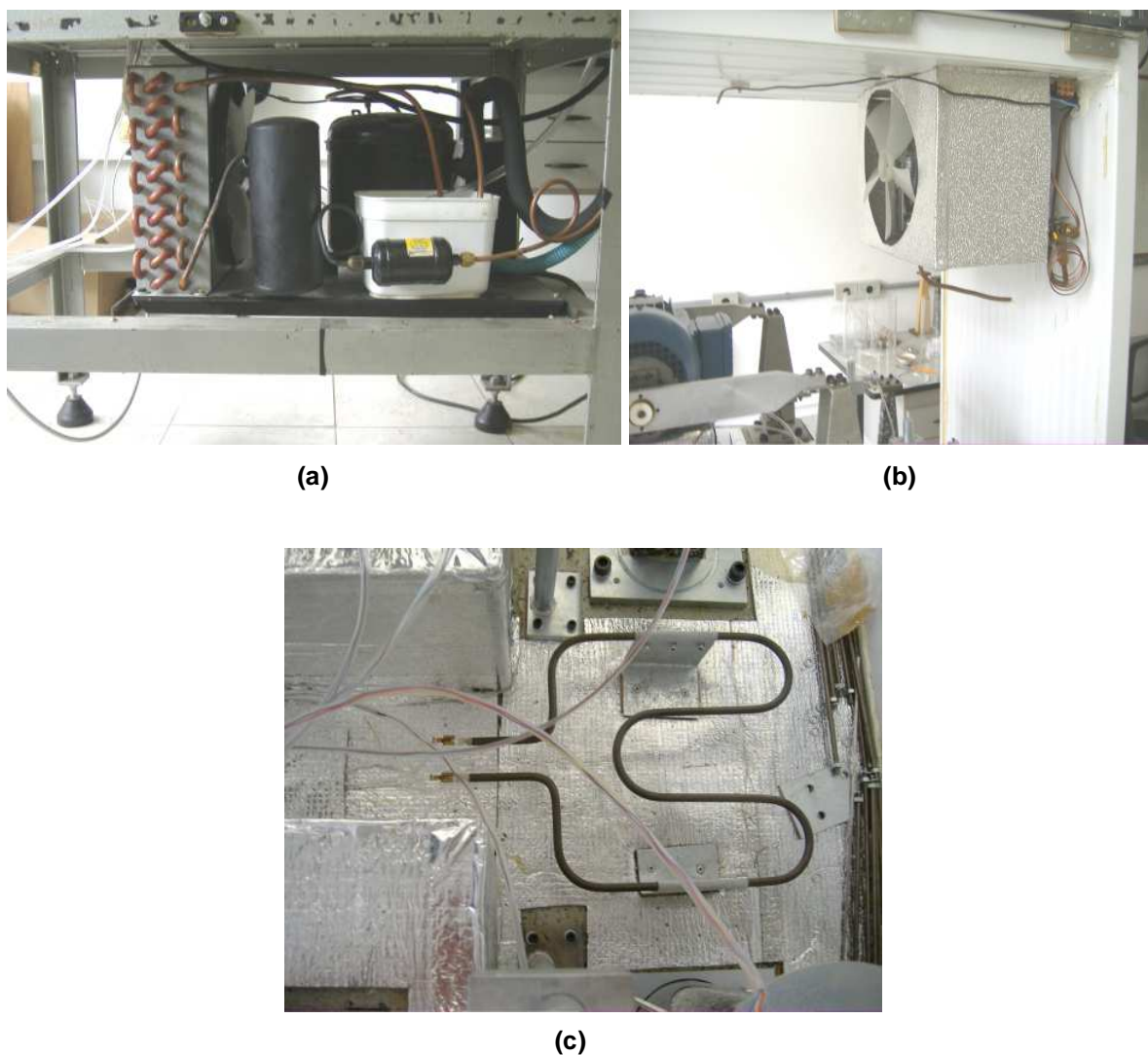
### **8.9. EQUIPAMENTO E SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS DOS ENSAIOS DE MÓDULO COMPLEXO E FADIGA**

Os ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993) desta pesquisa foram executados em um protótipo projetado e desenvolvido no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) (Figura 8.22), sendo o primeiro no Brasil capaz de executar os ensaios mencionados de acordo com os critérios previstos nos procedimentos normativos franceses.



**Figura 8.22 - Máquina para execução dos ensaios de módulo complexo e de fadiga (primeiro protótipo projetado e desenvolvido no Brasil, Laboratório de Pavimentação da UFSC).**

O equipamento é composto de uma unidade refrigeradora (Figura 8.23a) e outra de aquecimento (Figura 8.23c), que permite a climatização da câmara de execução dos ensaios a várias temperaturas. Um sistema evaporador (Figura 8.23b) localizado no interior da referida câmara viabiliza a circulação do ar condensado por todo o ambiente, fazendo com que os corpos de prova atinjam as temperaturas desejadas para a realização dos ensaios. No caso da unidade de aquecimento, uma resistência de elevada transmissão de calor, possibilita a propagação da temperatura no ambiente.



**Figura 8.23 - Composição do equipamento: (a) unidade de refrigeração, (b) sistema evaporador e, (c) unidade de aquecimento.**

Ambas as unidades trabalham em sistemas isolados, sendo programadas e monitoradas por um controlador digital (Figura 8.24a) que possui dois comandos de regulação da temperatura ambiente, em que dependendo da temperatura que se deseje atingir durante os ensaios, a aferição de um dos comandos anula a função do outro automaticamente. As temperaturas são monitoradas a todo o momento por um sensor térmico localizado no interior da câmara climatizadora (Figura 8.24b), que transmite o valor para o painel do controlador digital mencionado.



(a)

(b)

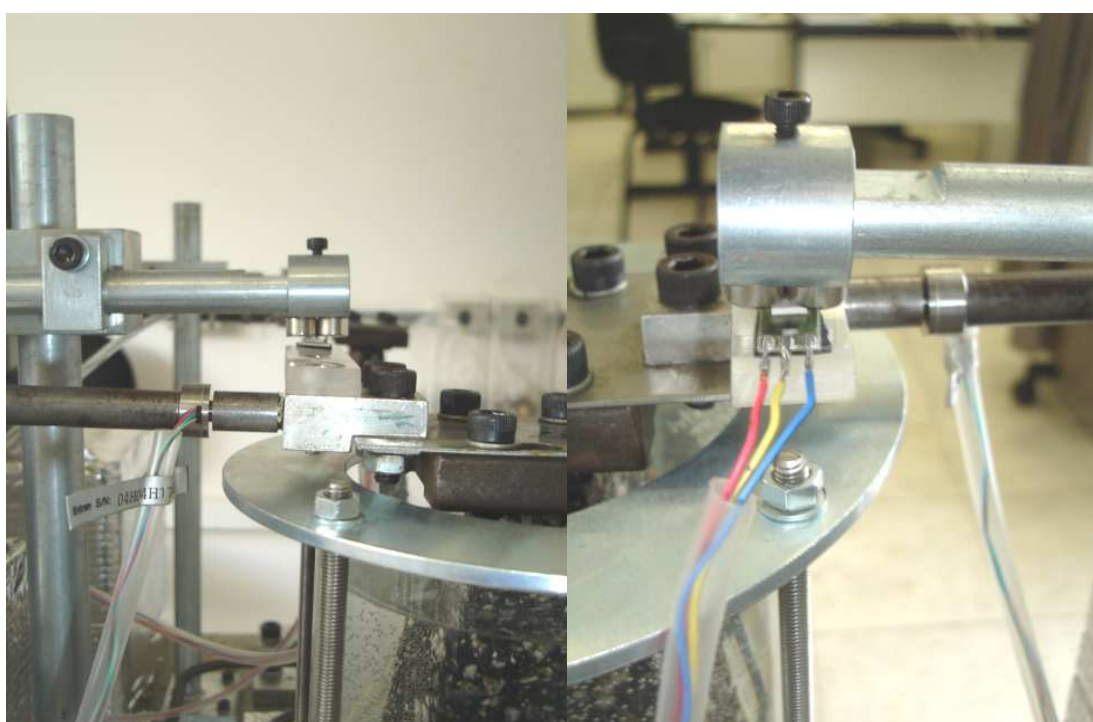
**Figura 8.24 - Acessórios do equipamento: (a) controlador digital de temperatura e, (b) sensor térmico.**

Um inversor de frequência (Figura 8.25) permite controlar as frequências de teste necessárias para a execução dos ensaios, podendo ser aferida uma faixa ampla de valores (de menos de 1Hz a mais de 100Hz).



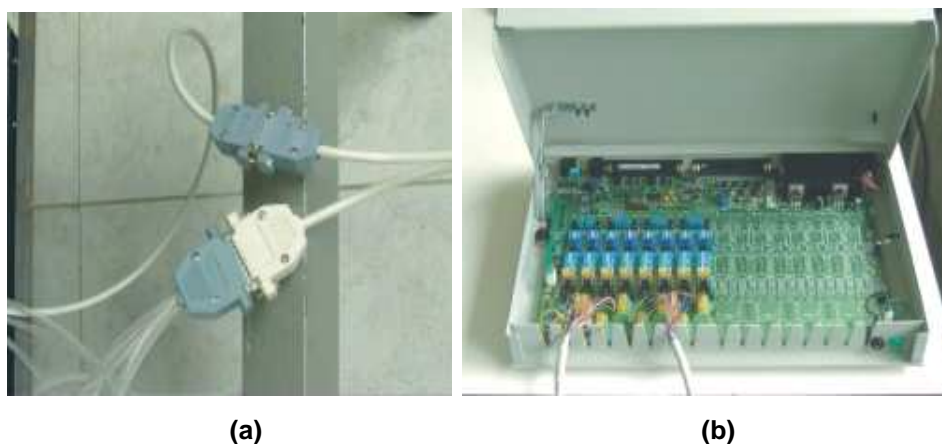
**Figura 8.25 - Inversor de frequência.**

Durante os ensaios, o processamento dos dados é feito através de uma interação entre células de carga e sensores de efeito Hall (Figura 8.26), acoplados às hastes que transmitem as amplitudes de deslocamento calculadas (Equações 8.17 e 8.18) e aferidas nos eixos excêntricos da máquina, sendo estes eixos rotacionados em função de um motor de 4 pólos com potência de 1,0 HP (Figura 8.17), que recebe o comando do inversor de frequência ilustrado na Figura 8.25.



**Figura 8.26 - Sensor de efeito Hall e célula de carga.**

Das células de carga e dos sensores de efeito Hall provêm os cabos (Figura 8.27a) que transmitem aos canais de um aquisitor de dados (Figura 8.27b) as informações referentes à força e ao deslocamento característico de cada corpo de prova, com o auxílio de uma interface computacional programada em linguagem \*.DOS e C#, que permite decodificar para uma planilha *Excel* em tempo real, os sinais de voltagem emitidos pelas células de carga e pelos sensores ao aquisitor, em modo de força e deslocamento, expressos em Newton (N) e micrometro ( $\mu\text{m}$ ), respectivamente.



**Figura 8.27 - Sistema de aquisição de dados: (a) cabos de saída da célula de carga e do sensor de efeito Hall, e (b) sistema de aquisição de dados interligado aos cabos de saída da máquina.**

Isto torna possível acompanhar a cada centésimo de segundo as escalas de grandeza das variáveis medidas e, verificar o momento do término do ensaio das 4 amostras simultaneamente testadas.

### **8.10. ENSAIO MARSHALL**

O ensaio Marshall (ABNT NBR 12891/93, 1993) estabelece uma metodologia de determinação do teor ótimo de ligante betuminoso utilizado na dosagem da misturas asfálticas, a partir da compactação por impacto de corpos de prova cilíndricos (Figura 8.28), onde é selecionado o número de golpes do soquete em função do volume de tráfego estimado, tais como: 50 e 75 golpes, por face do corpo de prova, em que estas quantidades são referentes aos seguintes níveis de tráfego, respectivamente:  $10^4 < N \leq 10^6$  e  $N > 10^6$ , onde N é o número de repetições do eixo padrão sobre o pavimento.



**Figura 8.28 - Corpos de prova Marshall.**

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), sob a norma DNER-ME 43/95 (1995), estabelece a energia de compactação de 75 golpes em cada face para camadas de revestimento e de 50 golpes para camadas intermediárias, como as de ligação (binder). No caso específico desta pesquisa, como o objetivo era formular misturas asfálticas densas para aplicação em camadas de revestimento, os corpos de prova foram moldados em um compactador automático (Figura 8.29), com 75 golpes em cada face.



**Figura 8.29 - Compactador Marshall automático.**



O teor ótimo de ligante betuminoso das misturas asfálticas é obtido com base na análise de parâmetros físicos, tais como: estabilidade, fluência, relação betume/vazios (RBV), percentagem de vazios (%V), vazios do agregado mineral (VAM) e massa específica aparente dos corpos de prova moldados.

A aquisição dos dados foi realizada a partir do mesmo sistema utilizado nos ensaios de módulo complexo e de fadiga (Figura 8.27b), conectado a uma célula de carga com capacidade de 100kN e a um extensômetro, interligados a um terminal informatizado e à prensa de ruptura Marshall, em que o processo de rompimento dos corpos de prova é executado à compressão diametral (Figura 8.30).



**Figura 8.30 - Prensa Marshall.**

As misturas asfálticas densas, destinadas à aplicação no campo como camadas de rolamento, devem preferencialmente obedecer aos seguintes limites especificados quanto aos parâmetros de análise da metodologia Marshall (Tabela 8.2).

**Tabela 8.2 - Valores limites especificados para os parâmetros de análise da metodologia Marshall.**

Parâmetro	Normas	
	ABNT NBR 12891/93 (1993)	DNER-ME 43/95 (1995)
Estabilidade Mínima (kgf)	250 a 350	500
Percentagem de Vazios (%)	3,0 a 5,0	3,0 a 5,0
Relação Betume/Vazios (RBV)	-	75 a 82
Vazios do Agregado Mineral (VAM) (%)	-	16,0*
Fluência (mm)	2,0 a 4,6	-
Vazios Cheios com Betume (VCB) (%)	75 a 82	75 a 82

\* VAM especificado para misturas asfálticas com  $D_{nom. máx.} = 12,7\text{mm}$  (caso desta pesquisa).

### 8.11. ENSAIO LOTTMAN MODIFICADO

O ensaio Lottman Modificado (AASHTO T - 283, 1989) verifica a perda da resistência à tração através de um processo de umidade induzida, em corpos de prova cilíndricos (Figura 8.28), também moldados com o compactador Marshall (Figura 8.29), com  $7,0\% \pm 1,0\%$  do volume de vazios, em que se aplica um número de golpes reduzido (em relação aos 75 estabelecidos pelo ensaio Marshall) até que se atinja a percentagem de vazios mencionada nos corpos de prova selecionados para teste.

Para a saturação com água de 55% a 80% do volume de vazios, utiliza-se uma bomba de vácuo, e um dessecador de vidro, da mesma forma como procedido nos ensaios de massa específica volumétrica real dos granulares ( $MVR_g$ ) e das misturas asfálticas (MVR) (Figura 8.1), bem como no ensaio de Duriez (Figura 8.9a). O processo de saturação consiste em medir a massa inicial dos corpos de prova e, de

posse do volume de vazios, calcula-se a massa de água que deve ocupar os vazios do corpo de prova para atingir o grau de saturação exigido pelo método.

O corpo de prova é imerso em um dessecador com água e em seguida aplica-se a pressão de vácuo. Depois de determinado período (geralmente bem curtos, entre 15 e 20 segundos), retira-se o corpo de prova da imersão e sua massa é determinada. Por comparação de massas é conhecido o grau de saturação que o corpo de prova atingiu. Caso não tenha atingido o mínimo de 55%, é retornado para a imersão e aumenta-se o tempo de permanência sob o vácuo.

Em seguida, os corpos de prova são levados a um congelador à temperatura de aproximadamente  $-18^{\circ}\text{C}$ , por 16 horas, no mínimo. Após esta etapa, são conduzidos diretamente a um banho-maria a  $60^{\circ}\text{C}$  por 24 horas. Posteriormente, submetidos novamente a um banho-maria, porém, a  $25^{\circ}\text{C}$  e por apenas 1 hora e, finalmente, ensaiados à tração indireta por compressão diametral.

Os ensaios também são executados sem o condicionamento dos corpos de prova, onde a perda da resistência à tração é avaliada pela relação entre os resultados obtidos com e sem o referido condicionamento, medindo-se então a suscetibilidade à água das misturas asfálticas.

São consideradas misturas asfálticas com uma boa adesividade, aquelas cujo quociente obtido entre os valores da resistência à tração das misturas condicionadas e não condicionadas (em percentagem), denominado de resistência residual à tração (RRT), compreenderem um patamar de pelo menos 70%, ou seja, que apresentem uma degradação máxima de 30% (HICKS, 1991).

O procedimento de ruptura e aquisição de dados neste ensaio é executado também na prensa Marshall à compressão diametral (Figura 8.30), porém, utilizando frisos posicionados nas extremidades do molde em que são colocadas as amostras, de maneira que fiquem em contato com as geratrizes superior e inferior dos corpos de

prova, a fim de transmitir esforços de tração indireta. Os resultados de resistência à tração indireta (RT) são calculados pela Equação 8.19.

$$RT = \frac{2.F}{\pi.D.h} \quad (8.19)$$

onde:

RT = resistência à tração indireta dos corpos de prova, em MPa;

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

D = diâmetro do corpo de prova, em cm;

h = altura do corpo de prova, em cm.

## 8.12. ENSAIO DE MANCHA DE AREIA

O ensaio de mancha de areia (AFNOR NF P 98-216-1, 1993) está diretamente relacionado às características superficiais das misturas asfálticas, mais especificamente à macrotextura, isto é, à rugosidade das camadas superficiais logo após a compactação, bem como ao longo da vida útil dos pavimentos.

Em laboratório, este ensaio é realizado a partir de medições feitas nas superfícies das placas de misturas asfálticas moldadas na mesa de compactação pneumática, utilizada nos procedimentos dos ensaios de deformação permanente, módulo complexo e fadiga (Figuras 8.11 e 8.15). A Figura 8.31 ilustra uma placa do ensaio de deformação permanente logo após ter sido medida a altura da mancha de areia.



**Figura 8.31 - Medição da macrotextura sobre a superfície de uma placa de mistura asfáltica com o ensaio da mancha de areia.**

Para a determinação da altura média da mancha de areia, a Equação 8.20 é utilizada.

$$HS = \frac{4.V}{\pi.D_m^2} \quad (8.20)$$

onde:

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

V = volume de material a ser espalhado (cm<sup>3</sup>);

D<sub>m</sub> = diâmetro médio formado pelo espalhamento do material (cm).

Com base na pesquisa de MOMM (1998) e de BARRA (2005) envolvendo ensaios de mancha de areia sobre placas de misturas asfálticas, antecipa-se a informação de que o volume padronizado de material (areia com morfologia esférica) de 25cm<sup>3</sup> foi modificado para as medições feitas sobre as placas do ensaio de deformação permanente (Figura 8.31).

Isto porque as dimensões da placa não comportam um volume tão grande de material a ser espalhado sobre a sua superfície, impedindo a correta execução do ensaio, pela não formação do círculo com o auxílio do soquete com base emborrachada (Figura 8.31). Por esta razão, a altura da mancha de areia foi determinada utilizando um volume de areia padronizada com aproximadamente  $12,5 \text{ cm}^3$ , ou seja, reduzido à metade da quantidade originalmente prevista em norma.

PASQUET (1968) apresenta uma classificação da textura superficial em função da altura da mancha de areia, bem difundida em grande parte do mundo, de modo a analisar a aderência pneu-pavimento em superfícies molhadas (Tabela 8.3).

**Tabela 8.3 - Classes de textura superficial em função da altura da mancha de areia (PASQUET, 1968).**

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

Estas classes, contudo, estão definidas a partir da análise superficial de misturas asfálticas projetadas em condições pluviométricas distintas das brasileiras, pois a França apresenta índices anuais de aproximadamente 900mm/ano, enquanto que há locais no Brasil, como a região Norte, por exemplo, com um acúmulo pluviométrico

em torno de 2800mm/ano a 3000mm/ano. Portanto, um estudo mais aprofundado em âmbito nacional poderia indicar quais limites classificatórios seriam mais adequados à realidade do Brasil.

Deve-se ressaltar também que as indústrias produtoras de acessórios automotivos, como a de pneus e freios, vêm alcançado progressivamente padrões de excelente qualidade desde o final da década dos anos 60 até a atualidade, o que resulta em veículos mais seguros ao usuário, possibilitando melhores condições de drenabilidade e de aderência pneu-pavimento, gerando condições que poderiam alterar as relações de velocidade e textura preconizadas por PASQUET (1968).

Desta forma, pode-se dizer que o conceito da *i-ésima hora* seria o mais indicado para desenvolver pesquisas, a fim de estabelecer parâmetros correlatos entre os índices pluviométricos e as adequações de velocidade e das texturas superficiais dos pavimentos.

A *i-ésima hora* está diretamente relacionada ao método denominado de Vetor Regional desenvolvido por Hiez, entre os anos de 1977 e 1978 e, constitui uma forma de realizar análises de consistências e preenchimentos de falhas de dados pluviométricos em níveis mensal e anual. A solução dos sistemas vetoriais, nestes casos, pode ser alcançada mediante um processo iterativo, partindo de uma estimativa inicial do vetor regional, sendo prática comum adotar para a estimativa inicial do *i-ésimo valor* do vetor, a média aritmética das precipitações registradas nas  $n$  estações no ano ou mês (TUCCI, 1993).

### **8.13. ENSAIO DE DRENABILIDADE**

O ensaio de drenabilidade verifica a eficiência das misturas asfálticas em escoar um dado volume de água presente sobre as suas superfícies.

Para executá-lo, é utilizado um cilindro plástico transparente com aproximadamente 4 ½" ( $\cong$  114,3mm) de diâmetro, com abertura circular de 2" (50,0mm) de diâmetro para o escoamento de um determinado volume de água em quantidade padronizada, pelo fundo do recipiente. A base deste cilindro contém um anel de borracha rígida que faz contato direto com a superfície do pavimento ou da placa de mistura asfáltica, como no caso desta pesquisa. No orifício de escoamento da água, coloca-se um tamponamento para vedação.

No cilindro transparente há duas marcações, de modo a delimitar um volume interno padronizado de água. O cilindro apoiado sobre a superfície é preenchido com água (Figura 8.32). Após a retirada da tampa de vedação do fundo do cilindro, cronometra-se o tempo gasto para que o volume de água entre as duas marcas seja escoado. Este princípio é similar ao proposto pela norma francesa AFNOR NF P 98-254-3 (1993).



Figura 8.32 - Drenômetro.



## **CAPÍTULO 9**

### **RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS LABORATORIAIS**

#### **9.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

A apresentação dos resultados, bem como as suas respectivas análises, são feitas com base na execução da matriz de ensaios prevista para esta pesquisa apresentada na Figura 1.1.

Entretanto, faz-se necessário um esclarecimento quanto à execução dos ensaios, pois o procedimento para formulação de novas misturas asfálticas, segundo os critérios normativos franceses (adotados nesta pesquisa), inicia com o ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999), a fim de verificar a habilidade de compactação e a compacidade das misturas asfálticas.

Todavia, em função de problemas de ordem técnica, este equipamento não esteve disponível no momento do início da programação dos ensaios. Desta forma, como o tempo para a execução da pesquisa estava escasso e havia a necessidade de se prosseguir com o cronograma estabelecido, o processo de dosagem inicial das misturas asfálticas foi concebido subsidiariamente a partir da metodologia Marshall (ABNT NBR 12891/93, 1993).

Os ensaios com a Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG), contudo, foram executados posteriormente, tão logo houve a disponibilidade do equipamento, tendo sido possível verificar a compacidade obtida por ambos os métodos, bem como constatar se o teor de ligante betuminoso determinado como ótimo das misturas asfálticas CTB e CTBPC pela metodologia Marshall, atendia aos requisitos para uma mistura asfáltica densa.

As curvas granulométricas das misturas asfálticas CTB e CTBPC possuem uma distribuição das frações granulares muito semelhante às misturas densas francesas denominadas de *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG). Portanto, foram considerados os valores especificados para este tipo de mistura asfáltica, devido ser a mais próxima das formulações desta pesquisa (Figuras 7.12 e 7.13).

Ao final da apresentação dos resultados e de suas respectivas análises, um dimensionamento simulado é executado, utilizando a metodologia francesa desenvolvida pelo *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA), em conjunto com o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) (GUIDE TECHNIQUE, 1997), a partir do auxílio de uma ferramenta computacional de cálculo denominada EVERSTRESS 5.0 (WSDOT, 1999), a fim de verificar o desempenho mecânico das misturas asfálticas testadas nesta pesquisa em situações mais próximas da prática, ou seja, quando aplicadas em estruturas de pavimentos e submetidas à aplicação de cargas solicitantes pelo tráfego.

## 9.2. ENSAIO MARSHALL

O teor de ligante betuminoso de partida da mistura asfáltica CTB foi determinado com a utilização da Equação 8.1, em que o valor do coeficiente de riqueza (K) escolhido foi de 3,38 e, a superfície específica total do esqueleto mineral ( $\Sigma$ ), calculada pela Equação 8.3, resultou em 11,143m<sup>2</sup>/g.

A massa específica volumétrica real dos granulares ( $MVR_g$ ) foi calculada com base nas Equações 8.5 a 8.8, de acordo com o procedimento ilustrado na Figura 8.1, após 4 determinações em cada caso, com a temperatura da água controlada a 25°C, em que os resultados obtidos foram de 2,655g/cm<sup>3</sup> (para as frações compreendidas entre os diâmetros de 12,7mm a 4,76mm, ou 4/12) e de 2,650g/cm<sup>3</sup> (para as frações compreendidas entre os diâmetros de 0,075mm a 2,2mm, ou 0/2).

O cálculo da massa específica volumétrica real do esqueleto mineral ( $MVR_g$ ) resultou em  $2,653\text{g/cm}^3$ , a partir da média ponderada das massas específicas reais das frações granulares mencionadas no parágrafo anterior, levando em conta a proporção do conjunto destas frações na composição do esqueleto mineral das curvas granulométricas. De posse deste valor, foi possível calcular o coeficiente de correção relativo à massa específica volumétrica real dos granulares ( $\alpha$ ), de acordo com a Equação 8.1, em que se obteve o valor de 0,999.

O teor de ligante betuminoso de partida da mistura asfáltica CTB, obtido com a utilização da Equação 8.1, foi de 5,18%.

É importante esclarecer que o coeficiente de riqueza mínimo (K) estipulado para misturas asfálticas densas do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), de acordo com a norma AFNOR NF P 98-130 (1993) e constante no MANUEL LPC (2007) é 3,2, como forma de determinar o teor de ligante betuminoso de partida. Porém, como se trata de um parâmetro indicativo apenas, dois fatores contribuíram para que fosse adotado um valor mais elevado, ou seja, de 3,38:

- A partir dos valores calculados, ao utilizar o valor de  $K = 3,2$ , obteve-se um teor de ligante betuminoso de partida em 4,92%;
- Na pesquisa de BARRA (2005), a mistura asfáltica CT2, com os mesmos materiais e distribuição granulométrica da mistura asfáltica CTB, porém, composta por pó calcário nas frações retida e passante na peneira de abertura 0,075mm (tópico 8.4), foi dosada com um teor ótimo de ligante betuminoso determinado em 5,5% (Figura 8.10), também a partir da metodologia Marshall.

No caso da mistura asfáltica CTBPC, como as frações retida e passante na peneira de abertura 0,075mm são constituídas por finos especiais, estando incluído nesta denominação o pó calcário, segundo o MANUEL LPC (2007), as Equações 8.1 a 8.3 não se aplicam para determinar o teor ótimo de ligante betuminoso (tópico 8.2).

Contudo, para que ambas as misturas asfálticas partissem de uma mesma dosagem inicial, ou seja, com o mesmo teor de ligante betuminoso de partida, a fim de que se pudesse ter um melhor controle dos ajustes necessários posteriormente, a Equação 8.4 foi utilizada, considerando a massa de ligante betuminoso e de granulares correspondente à composição de um corpo de prova Marshall, com o teor de partida fixado em 5,18%, conforme obtido para a mistura asfáltica CTB.

Estabelecido o teor de ligante betuminoso de partida em 5,18% para as misturas asfálticas CTB e CTBPC, foi estipulado que seria determinada para cada mistura, uma curva de dosagem abrangendo 5 teores distintos, com diferença crescente entre eles de 0,16%, a fim de que houvesse um controle maior das variações referentes ao procedimento de dosagem.

Portanto, os teores utilizados para determinar a curva inicial de dosagem das misturas asfálticas CTB e CTBPC foram: 5,18%, 5,34%, 5,50%, 5,66% e 5,82%. Isto correspondeu na prática à moldagem de 50 corpos de prova, sendo 25 para cada mistura asfáltica, em que 5 unidades foram dosadas para um determinado teor de ligante betuminoso.

As massas específicas volumétricas reais das misturas asfálticas ( $MVR$ ), que correspondem às densidades máximas teóricas da metodologia Marshall, foram determinadas de acordo com a Equação 8.9, conforme procedimento também ilustrado na Figura 8.1, assim como para a  $MVR_g$ , após 4 determinações em cada caso, com a temperatura da água controlada a 25°C, em que os seguintes resultados foram obtidos (Tabela 9.1).

**Tabela 9.1 - Massa específica volumétrica real (MVR) das misturas asfálticas CTB e CTBPC.**

Mistura Asfáltica	Teor de Ligante Betuminoso (%)	MVR (g/cm <sup>3</sup> )
<b>CTB – CTBPC</b>	5,18%	2,453
	5,34%	2,447
	5,50%	2,441
	5,66%	2,436
	5,82%	2,430

Devido à distinção dos materiais referentes à composição do esqueleto mineral ter sido apenas nas frações retida e passante na peneira de abertura 0,075mm, durante os cálculos realizados foi observado que os valores correspondentes às MVR das misturas asfálticas CTB e CTBPC, obtiveram ordens de grandeza idênticas até a segunda casa decimal após a vírgula, tendo sido observadas diferenças muito pequenas a partir da terceira casa decimal (entre 0,002 e 0,003 g/cm<sup>3</sup>), portanto, foram consideradas iguais.

De acordo com os resultados obtidos após a execução dos ensaios, foi verificado que o teor ótimo de ligante betuminoso para ambas as misturas asfálticas era de 5,34%. Todavia, foram observados alguns aspectos cruciais que influenciaram na decisão de se redimensionar a série de dosagem das misturas:

- Durante o processo de usinagem, percebeu-se que o teor de ligante betuminoso de partida (5,18%) apresentava aspectos de misturas asfálticas com dosagem excessiva, devido à extrema facilidade no recobrimento das frações granulares durante a etapa de mistura, bem como o aspecto de molhagem excessiva (brilho intenso);
- O teor de vazios obtido com o teor ótimo de ligante betuminoso determinado em 5,34%, foi de 3,0% e de 2,8% para as misturas asfálticas CTB e CTBPC, respectivamente, relativo a uma compactidade de 97% e 97,2%, nesta ordem, confirmando as observações mencionadas no item anterior durante o processo de mistura.

No que diz respeito aos teores de vazios obtidos, o da mistura asfáltica CTB corresponde ao limite mínimo especificado para misturas asfálticas densas destinadas à aplicação como camadas de rolamento, que é exatamente de 3,0% (ABNT NBR 12891/93, 1993; DNER-ME 43/95, 1995), enquanto o da mistura asfáltica CTBPC está abaixo do limite mínimo citado (Tabela 8.2).

Pode-se inferir, de acordo com as observações feitas durante o processo de usinagem, que o teor indicado como ótimo de ligante betuminoso em 5,34% poderia acarretar vários problemas ao desempenho das misturas asfálticas caso fossem aplicadas no campo, como exsudação e uma diminuição extrema do volume de vazios quando fossem liberadas ao tráfego.

Estes fatores em conjunto podem gerar problemas que vão desde a ocorrência de deformações permanentes e a falta de aderência pneu-pavimento (no caso de exsudação, principalmente em dias chuvosos), devido à superdosagem do teor de ligante betuminoso, até a ruptura precoce por fadiga, face à elevada compactidade do material, que o confere um comportamento frágil aos esforços de flexão.

Desta forma, como não se dispunha até aquele momento da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG), a compactidade foi então a principal variável considerada para a determinação do teor ótimo de ligante betuminoso no procedimento de dosagem, em função de ser o critério que baliza a conformidade das misturas asfálticas quanto à habilidade de compactação.

Como o mesmo teor ótimo de ligante betuminoso indicado pelo ensaio Marshall seria posteriormente testado na PCG, logo, em função dos possíveis problemas que se poderia ter com o teor ótimo indicado pela série inicial de dosagem, em razão das observações percorridas anteriormente, optou-se por arbitrar o teor de ligante betuminoso de partida em 4,22%, em que o critério escolhido foi o de reduzir o teor em intervalos de 0,32%, a partir de 5,5%.

Assim, os teores utilizados para determinar a nova curva de dosagem das misturas asfálticas CTB e CTBPC foram: 4,22%, 4,54%, 4,86%, 5,18% e 5,5%. Os valores quanto à massa específica volumétrica real dos granulares ( $MVR_g$ ) continuaram os mesmos, devido à distribuição granulométrica do esqueleto mineral ter sido mantida.

Porém, foram calculadas as massas específicas volumétricas reais das misturas asfálticas (MVR), após 4 determinações em cada caso, para os novos teores da curva de dosagem, quais sejam:  $2,487\text{g/cm}^3$  (4,22%),  $2,476\text{g/cm}^3$  (4,54%) e,  $2,464\text{g/cm}^3$  (4,86%).

Isto resultou na moldagem de 30 novos corpos de prova, correspondentes aos teores 4,22%, 4,54% e 4,86%, sendo 15 para cada mistura asfáltica, em que 5 unidades foram dosadas a um determinado teor de ligante betuminoso. Quanto aos teores de 5,18% e de 5,5%, foram aproveitados os resultados das curvas iniciais de dosagem, em função dos ensaios terem sido executados com os mesmos materiais que compunham as misturas asfálticas dosadas a princípio. Na Tabela 9.2 são apresentados os valores das MVR para a nova curva de dosagem.

**Tabela 9.2 - Massa específica volumétrica real (MVR) das misturas asfálticas CTB e CTBPC da nova curva de dosagem.**

Mistura Asfáltica	Teor de Ligante Betuminoso (%)	MVR ( $\text{g/cm}^3$ )
<b>CTB - CTBPC</b>	4,22	2,487
	4,54	2,476
	4,86	2,464
	5,18	2,453
	5,50	2,441

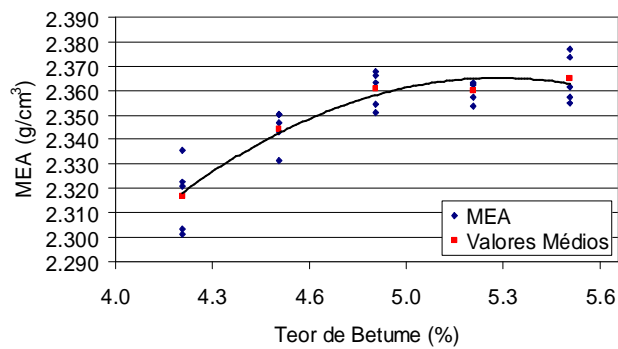
As tendências quanto à ordem de grandeza dos valores das MVR correspondentes à primeira curva de dosagem, foram observadas também durante os cálculos para os novos teores de ligante betuminoso, por isso a igualdade para ambas as misturas.

Os resultados obtidos para as misturas asfálticas CTB e CTBPC indicaram o mesmo teor ótimo de ligante betuminoso em 4,86%, em que os parâmetros considerados para análise pela metodologia Marshall são apresentados na Tabela 9.3 (referente apenas ao teor ótimo de ligante betuminoso) e ilustrados em sua totalidade nas Figuras 9.1 e 9.2.

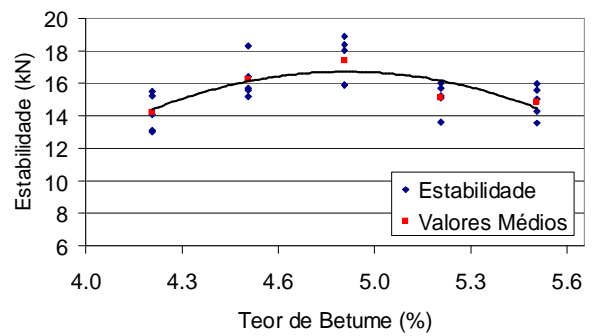
**Tabela 9.3 - Parâmetros de análise do Ensaio Marshall.**

Mistura Asfáltica	Parâmetros Marshall						Teor ótimo de ligante betuminoso (%)
	Massa Específica Aparente (g/cm <sup>3</sup> )	Estabilidade (kN)	Vazios (%)	RBV (%)	Fluência (mm)	VAM (%)	
<b>CTB</b>	2,361	17,07	4,2	72,6	3,61	15,3	4,86
<b>CTBPC</b>	2,367	15,43	4,0	75,4	3,82	14,8	4,86

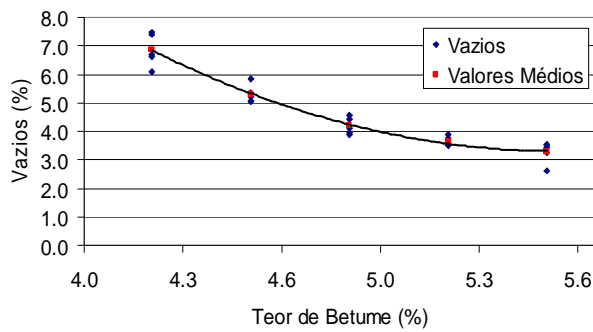




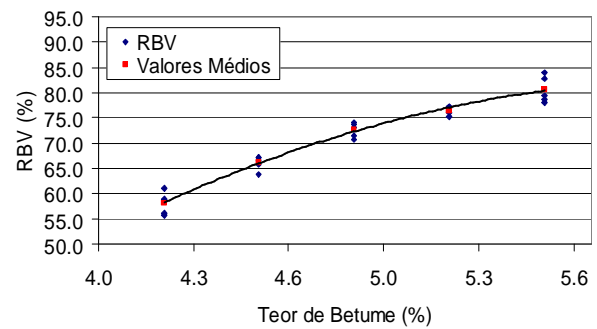
(a)



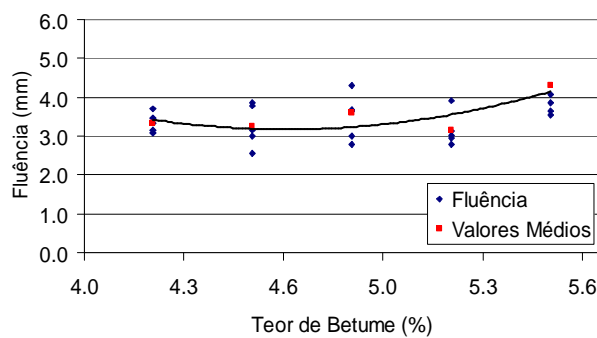
(b)



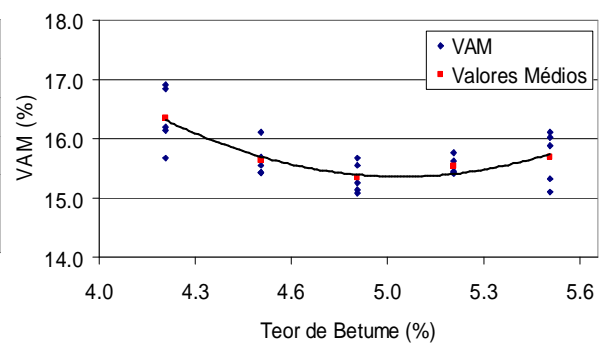
(c)



(d)

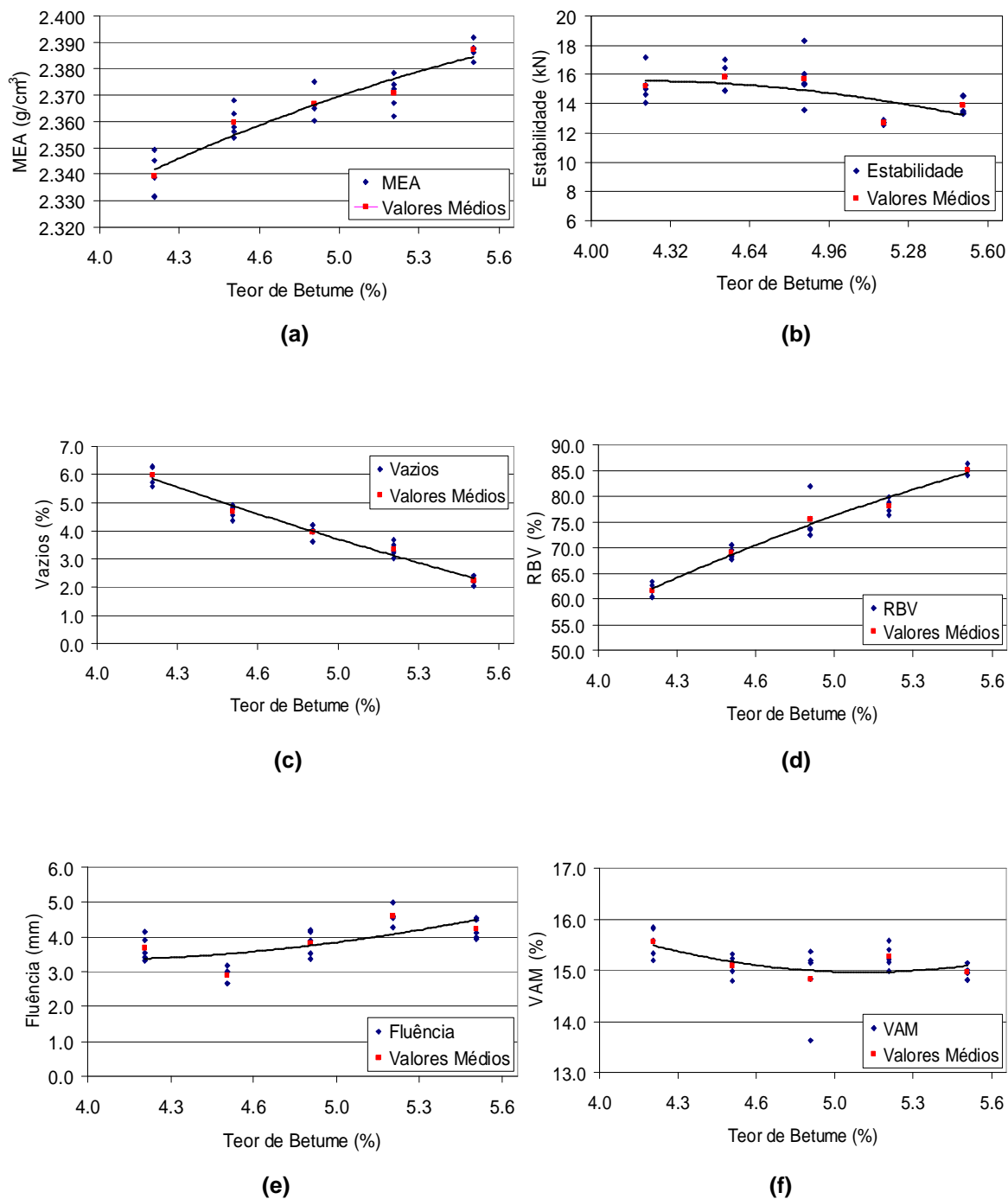


(e)



(f)

Figura 9.1 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura asfáltica CTB: (a) Massa Específica Aparente (MEA), (b) Estabilidade, (c) Percentagem de Vazios, (d) Relação Betume/Vazios (RBV), (e) Fluência e, (f) Vazios do Agregado Mineral (VAM).



**Figura 9.2 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura asfáltica CTBPC: (a) Massa Específica Aparente (MEA), (b) Estabilidade, (c) Percentagem de Vazios, (d) Relação Betume/Vazios (RBV), (e) Fluência e, (f) Vazios do Agregado Mineral (VAM).**

Como o foco pretendido com a metodologia Marshall era o controle da compacidade das misturas asfálticas em relação ao teor ótimo de ligante betuminoso de 4,86% (pois seria o parâmetro também analisado no ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória - PCG), tem-se que o objetivo foi alcançado, pois conforme pôde ser visto na Tabela 9.3, ambas as misturas asfálticas (CTB e CTBPC) tiveram os seus teores de vazios enquadrados na faixa especificada de 3,0% a 5,0% (Tabela 8.2).

Cabe enfatizar que o teor ótimo de ligante betuminoso obtido em 5,5% para a mistura asfáltica CT2 na pesquisa de BARRA (2005) e, que corresponde à mesma mistura asfáltica CTBPC desta pesquisa dosada em 4,86%, não foi determinado de forma incorreta à época dos ensaios executados, sendo esta diferença proveniente da seguinte observação: a metodologia Marshall, não raro indica percentagens acima da adequada como teor ótimo de ligante betuminoso para as misturas asfálticas, conforme demonstrado no procedimento de dosagem desta pesquisa e por BARRA (2005).

### **9.3. ENSAIO DA PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA**

Para a execução do ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG), foram utilizados moldes cilíndricos com diâmetro de  $150,0\text{mm} \pm 0,1\text{mm}$  (Figura 9.3), pois é a medida compatível com a série PCG-3 do referido equipamento que foi disponibilizado pelo Laboratório de Tecnologia em Pavimentação da Universidade de São Paulo (LTP/USP) (Figura 8.3a).



**Figura 9.3 - Moldes cilíndricos com diâmetro de 150,0mm  $\pm$  0,1mm.**

A massa dos corpos de prova foi calculada com base na Equação 8.10, considerando o volume dos corpos de prova compatíveis com a obtenção de uma altura mínima estipulada em 150,0mm após o procedimento de compactação, conforme especifica a norma AFNOR NF P 98-252 (1999). O teor de ligante betuminoso utilizado foi o mesmo determinado como ótimo na curva de dosagem referente ao ensaio Marshall (ABNT NBR 12891/93, 1993), de 4,86%, para as misturas CTB e CTBPC.

Os valores das massas específicas volumétricas reais tanto dos granulares ( $MVR_g$ ) quanto das misturas asfálticas ( $MVR$ ), necessários como dados de entrada no programa do equipamento, foram também os mesmos calculados durante os procedimentos da metodologia Marshall, em função de que as misturas asfálticas eram as mesmas.

A força axial aplicada no momento do ensaio foi de 11,7kN, o que corresponde a uma tensão vertical de 662kPa (considerando a área de contato do corpo de prova utilizado), com um ângulo de inclinação de  $1^\circ$ , a uma velocidade de rotação correspondente a 30 giros por minuto. Portanto, de acordo com os parâmetros normativos para testes de corpos de prova com 150,0mm  $\pm$  0,1mm de diâmetro.

A medição das alturas e da respectiva percentagem de vazios foi registrada pelo sistema de aquisição de dados do equipamento interligado a um terminal informatizado (Figura 9.4), sem a interrupção da rotação do eixo da máquina, considerando a série de giros seguinte: 0, 1, 2, 3, 4, 5, 7, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 80, 100, 120, 150, 200.



**Figura 9.4 - Sistema de aquisição de dados da PCG-3.**

Foi moldado um total de 6 corpos de prova, com as dimensões citadas anteriormente, sendo 3 para cada mistura asfáltica (CTB e CTBPC), atendendo ao mínimo especificado pela norma AFNOR NF P 98-252 (1999) de 3 unidades por teor de ligante betuminoso (Figura 9.5).



Figura 9.5 - Corpos de prova moldados na PCG-3.

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

Os resultados são apresentados na Tabela 9.4 e na Figura 9.6.

Tabela 9.4 - Resultados dos ensaios da PCG-3.

Número de Giros	Mistura Asfáltica	
	CTB	CTBPC
	% Vazios	
0	22,1	22,8
1	22,1	22,8
2	20,3	20,8
3	19,0	19,5
4	17,9	18,3
5	17,3	17,7
7	16,1	16,4
10	14,9	15,1
15	13,4	13,5
20	12,4	12,4
25	11,6	11,6
30	10,9	10,9
40	10,0	9,8
50	9,3	9,1
60	8,7	8,5
80	7,9	7,6
100	7,3	6,9
120	6,8	6,4
150	6,2	5,9
200	5,6	5,3

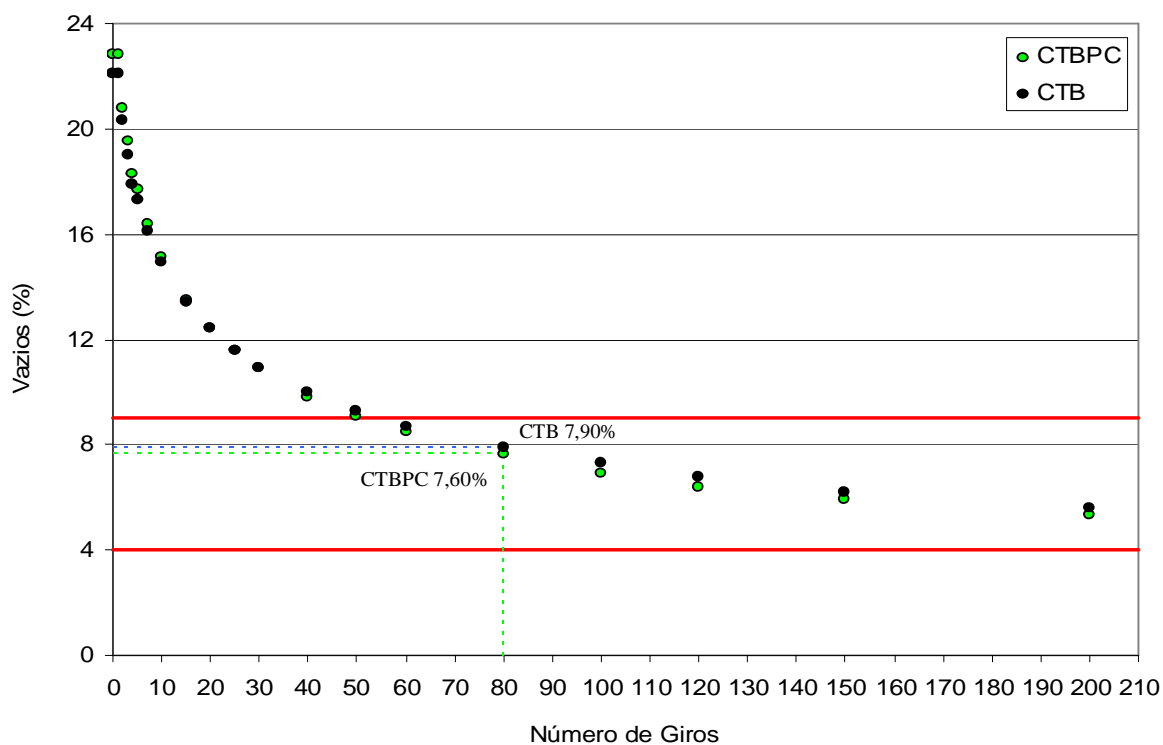


Figura 9.6 - Representação gráfica dos resultados dos ensaios da PCG-3.

De acordo com os resultados apresentados, tem-se que ambas as misturas asfálticas (CTB e CTBPC) estiveram enquadradas na faixa de limites especificada quanto ao teor de vazios (4,0% a 9,0%, indicada pelas linhas vermelhas na Figura 9.6), para misturas asfálticas do tipo BBSG, tomando como referência a leitura em 80 giros (7,9% e 7,6%, respectivamente), conforme preconiza a norma AFNOR NF P 98-130 (1993) e o MANUEL LPC (2007).

Analisando os teores de vazios obtidos no ensaio da PCG (AFNOR NF P 98-252, 1999) a 80 giros, em conjunto com os do ensaio Marshall, é perceptível quanto o princípio do processo de compactação é determinante na avaliação da habilidade de compactação das misturas asfálticas, pois na PCG houve um aumento de 3,7% e 3,6% do teor de vazios para as misturas CTB e CTBPC, nesta ordem, quando comparados com os calculados no ensaio Marshall (ABNT NBR 12891/93, 1993) (Tabela 9.3).

Cabe ressaltar que, em função da indisponibilidade da PCG na época da realização dos demais ensaios, devido a problemas de ordem técnica mencionados anteriormente, apenas o teor de ligante betuminoso determinado como ótimo no ensaio Marshall (ABNT NBR 12891/93, 1993) de 4,86%, foi utilizado para a avaliação das misturas asfálticas nos ensaios de Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995), deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993), módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), bem como no ensaio Lottman Modificado (AASHTO T - 283, 1989).

#### **9.4. ENSAIO DE DURIEZ**

Para determinar a resistência à compressão simples das misturas asfálticas CTB e CTBPC, com e sem o condicionamento sob imersão na água, foram utilizados moldes cilíndricos de aço com diâmetro interno de 80,0mm  $\pm$  0,1mm e altura mínima de 190,0mm (Figura 8.5), conforme recomendam os procedimentos normativos



AFNOR NF P 98-251-1 (1995), para misturas asfálticas com composições granulométricas que contenham o diâmetro máximo ( $D_{m\acute{a}x}$ )  $< 14,0\text{mm}$ .

Neste contexto, tem-se que o conceito de diâmetro máximo considerado na metodologia francesa para as curvas granulométricas de partida, é aquele correspondente à abertura da peneira em que pode ficar retido até 10% das frações granulares.

Desta forma, para a distribuição granulométrica das misturas asfálticas desta pesquisa, o diâmetro de 12,7mm seria o mais próximo da condição descrita no parágrafo anterior, ainda que com uma percentagem retida de 18,7%, pois o diâmetro máximo adotado nesta pesquisa corresponderia ao de 19,1mm, porém, com 100% das frações granulares passantes (Tabela 7.4).

Foi moldado um total de 24 corpos de prova, sendo 12 para cada mistura asfáltica (Figura 8.7), todos com o mesmo teor de ligante betuminoso, isto é, de 4,86%, determinado como ótimo pela metodologia Marshall, todavia, em conformidade com as especificações do ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG) para misturas densas do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), de acordo com as análises efetuadas no tópico anterior.

A massa dos corpos de prova foi controlada durante o processo de usinagem em  $1000\text{g} \pm 1,0\text{g}$  (para misturas com  $D_{m\acute{a}x} < 14,0\text{mm}$ ). Do processo de triagem, com base nos resultados da massa específica volumétrica aparente geométrica ( $MV_a$ ) das amostras, foram selecionados 10 corpos de prova para cada mistura asfáltica, subdivididos em dois lotes de 5 unidades para execução dos processos de condicionamento a seco e sob imersão na água.

As 2 unidades restantes de cada mistura asfáltica foram submetidas ao procedimento para determinação das massas específicas volumétricas hidrostáticas ( $MV_{hid}$ ), o que possibilitou calcular o teor de vazios obtido após a compactação,

considerando a mesma massa específica volumétrica real (MVR) determinada para o teor ótimo de ligante betuminoso de 4,86% no ensaio Marshall (2,464g/cm<sup>3</sup>).

A média dos valores das massas específicas, bem como o teor de vazios, calculados para os lotes dos corpos de prova são apresentadas na Tabela 9.5.

**Tabela 9.5 - Massas específicas e teor de vazios determinados no ensaio de Duriez.**

Mistura Asfáltica	Massas Específicas			Vazios (%)
	MV <sub>a</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	MV <sub>hid</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	MVR (g/cm <sup>3</sup> )	
<b>CTB</b>	2,190	2,220	2,464	9,9
<b>CTBPC</b>	2,233	2,267	2,464	8,0

Observando os valores da Tabela 9.5, reitera-se o comentário efetuado no tópico anterior sobre o quanto o processo de compactação influencia nas propriedades das misturas asfálticas, pois para se ter uma idéia, os teores de vazios obtidos a partir da compactação por impacto no ensaio Marshall (ABNT NBR 12891/93, 1993) (Tabela 9.3) foram 5,7% (CTB) e 4,0% (CTBPC) menores que os resultantes da aplicação do esforço de compressão axial estática no ensaio de Duriez, enquanto os resultantes da solicitação mista (compressão axial e cisalhante) no ensaio da PCG (AFNOR NF P 98-252, 1999) foram 2,3% (CTB) e 0,4% (CTBPC) menores (Tabela 9.4, a 80 giros).

No que diz respeito aos processos de condicionamento (tanto a seco quanto sob imersão na água) e de ruptura, os corpos de prova seguiram todos os procedimentos normativos descritos no tópico 8.5.

Como as misturas asfálticas desta pesquisa possuem uma distribuição granulométrica próxima de uma mistura densa do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG) (Figuras 7.12 e 7.13), a relação de 0,70 foi adotada como parâmetro para avaliação da resistência à ação da água entre os corpos de prova condicionados sob imersão na água (r) e a seco (R), de acordo com as

especificações previstas na norma AFNOR NF P 98-130 (1993) e no MANUEL LPC (2007).

Os resultados da média da resistência à compressão dos corpos de prova, bem como das respectivas relações  $r/R$ , são apresentados na Tabela 9.6. A Figura 9.7 ilustra o aspecto dos corpos de prova antes e após a ruptura.

**Tabela 9.6 - Resistência à compressão simples e relação  $r/R$  determinadas no ensaio de Duriez.**

Mistura Asfáltica	Tipo de Condicionamento	Resistência à Compressão Simples (MPa)	Relação $r/R$
CTB	imersão na água (r)	9,25	0,98
	a seco (R)	9,42	
CTBPC	imersão na água (r)	9,25	0,94
	a seco (R)	9,89	



**Figura 9.7 - Corpos de prova (a) antes e (b) após a ruptura.**

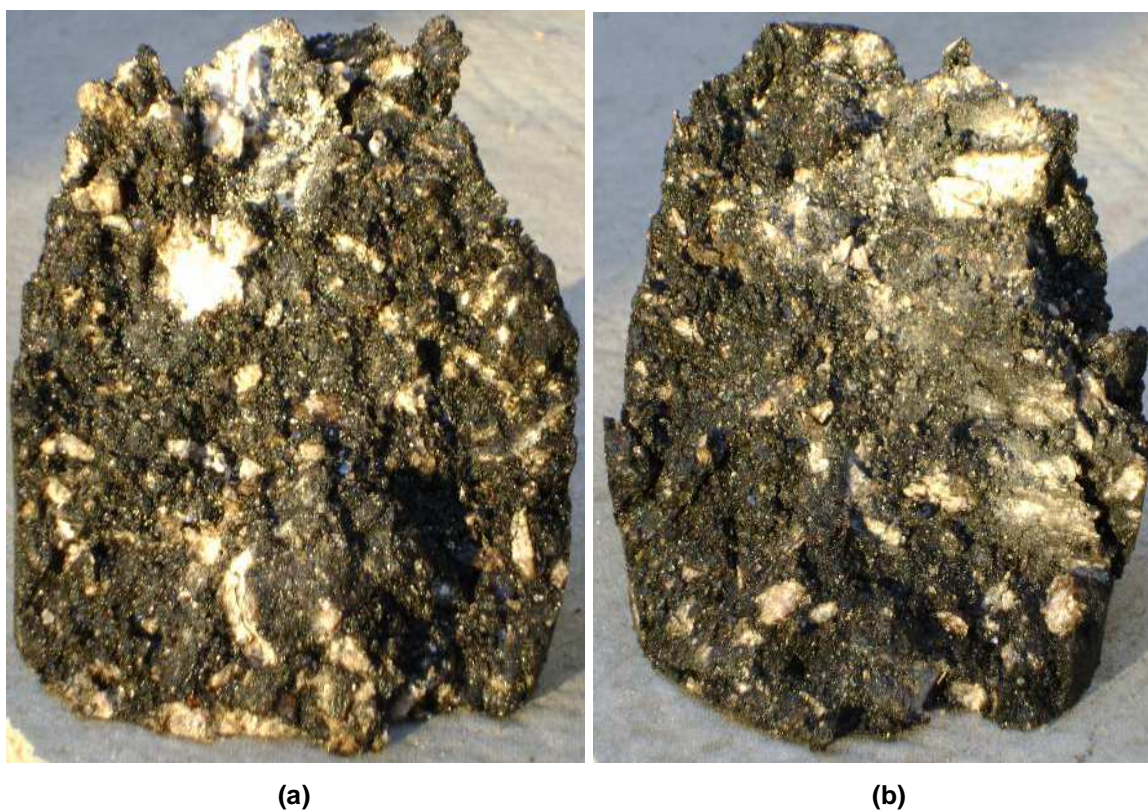
A partir dos resultados obtidos após os procedimentos de ruptura, verificou-se que tanto a mistura CTB quanto a CTBPC atenderam à relação mínima  $r/R$  de 0,70, especificada para misturas asfálticas densas do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG) (AFNOR NF P 98-130, 1993; MANUEL LPC, 2007).

Entretanto, pode-se dizer que o processo de condicionamento sob imersão na água por um período de 7 dias corridos a 18°C, especificado pelo ensaio de Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995), não influenciou significativamente na perda de resistência à compressão simples das misturas asfálticas, devido às ínfimas reduções verificadas em relação aos valores correspondentes aos corpos de prova condicionados a seco. Inclusive, ambas as misturas asfálticas apresentaram a mesma resistência após condicionamento sob imersão na água (Tabela 9.6).

Esta tendência já era esperada antes mesmo da execução do ensaio, em função da água à temperatura de 18°C ter uma baixa severidade quanto aos aspectos de modificação da viscosidade do ligante betuminoso. Logo, para esta condição de temperatura, parece necessário haver um período maior de imersão, a fim de que se desenvolva o processo de difusão da água no interior da película de ligante betuminoso formada em torno dos granulares nas misturas asfálticas (Figura 6.1).

É possível concluir que a pequena redução da resistência à compressão simples dos corpos de prova condicionados sob imersão na água, deveu-se mais à ação da umidade do que à degradação das misturas asfálticas em quaisquer condições de superfícies de falha das uniões adesivas (Figura 6.4).

A conclusão discorrida no parágrafo anterior adquire suporte pelas observações feitas nas faces de ruptura dos corpos de prova, em que tanto para a mistura CTB quanto para a CTBPC, foram observadas as mesmas condições em todas as amostras testadas. Isto significa que as rupturas foram ocasionadas não por problemas relacionados às falhas adesivas ou coesivas da mistura asfáltica, mas devido os corpos de prova terem sido solicitados além da resistência máxima à compressão axial simples, em que a quebra dos granulares é visível neste aspecto (Figura 9.8), ou seja, de caráter físico e não adesivo.



**Figura 9.8 - Aspecto geral observado nas faces de ruptura da misturas asfálticas CTB e CTBPC condicionadas (a) a seco e (b) sob imersão na água.**

### **9.5. ENSAIO LOTTMAN MODIFICADO**

O ensaio Lottman Modificado (AASHTO T - 283, 1989) apesar de não fazer parte da metodologia francesa para formulação de novas misturas asfálticas, foi considerado nesta pesquisa como um método complementar para avaliação da ação da água no comportamento adesivo do sistema granular-mástique.

Além disso, especifica um processo de degradação com um grau elevado de severidade, o que não acontece com o ensaio de Duriez a 18°C (AFNOR NF P 98-251-1, 1995). Esta condição possibilitou a comparação entre os resultados obtidos nos dois ensaios, verificando o comportamento das misturas asfálticas sob diferentes formas de condicionamento.

Devido à obtenção de resultados acima da expectativa no ensaio de Duriez a 18°C (AFNOR NF P 98-251-1, 1995), quanto à degradação das misturas asfálticas condicionadas sob imersão na água, mesmo sem a presença de aditivo inibidor de desagregação, conhecidos também como dopes, o ensaio Lottman Modificado (AASHTO T - 283, 1989) foi executado nesta pesquisa a partir de amostras dosadas com e sem a presença de dope.

O objetivo da implementação desta variável no estudo era verificar o grau de eficiência destes aditivos quanto à manutenção do comportamento adesivo das misturas asfálticas sob condições severas de condicionamento. O dope utilizado foi o BETUDOPE MASTER fornecido pela empresa IPIRANGA ASFALTOS, em que foi dosado na proporção de 1,0% em peso de ligante betuminoso nas misturas asfálticas.

É importante mencionar que esta percentagem de dope foi definida com base em testes prévios de adesividade (DNER-ME 78/94, 1994), tendo sido indicado que a dosagem a partir de 0,5% já seria suficiente para inibir a desagregação na interface do sistema granular-mástique. Portanto, a escolha da dosagem em 1,0% foi estabelecida como forma de margem de segurança.

Os procedimentos de moldagem e condicionamento dos corpos de prova seguiram todos os procedimentos normativos (AASHTO T - 283, 1989) descritos no tópico 8.11, em cada caso.

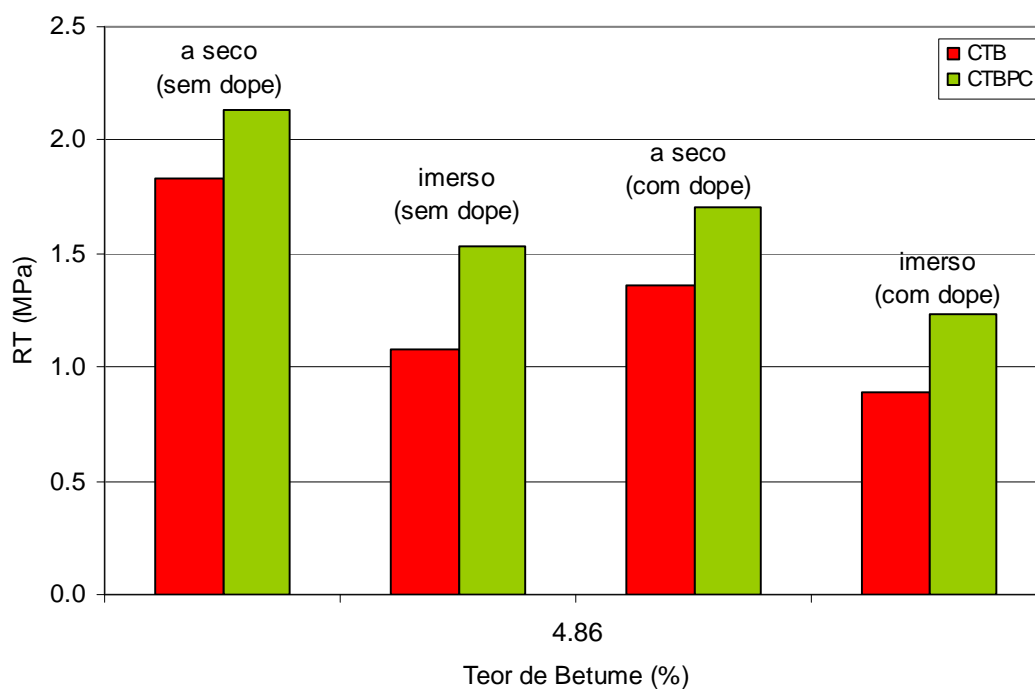
Assim, 24 corpos de prova foram moldados, sendo 12 para cada mistura asfáltica (CTB e CTBPC), subdivididos em dois lotes de 6 unidades, em que 3 foram condicionadas a seco e 3 sob imersão na água. Os lotes de 6 unidades foram dosados com e sem dope.

O teor de ligante betuminoso foi de 4,86% para todos os corpos de prova, em função das explanações feitas anteriormente.

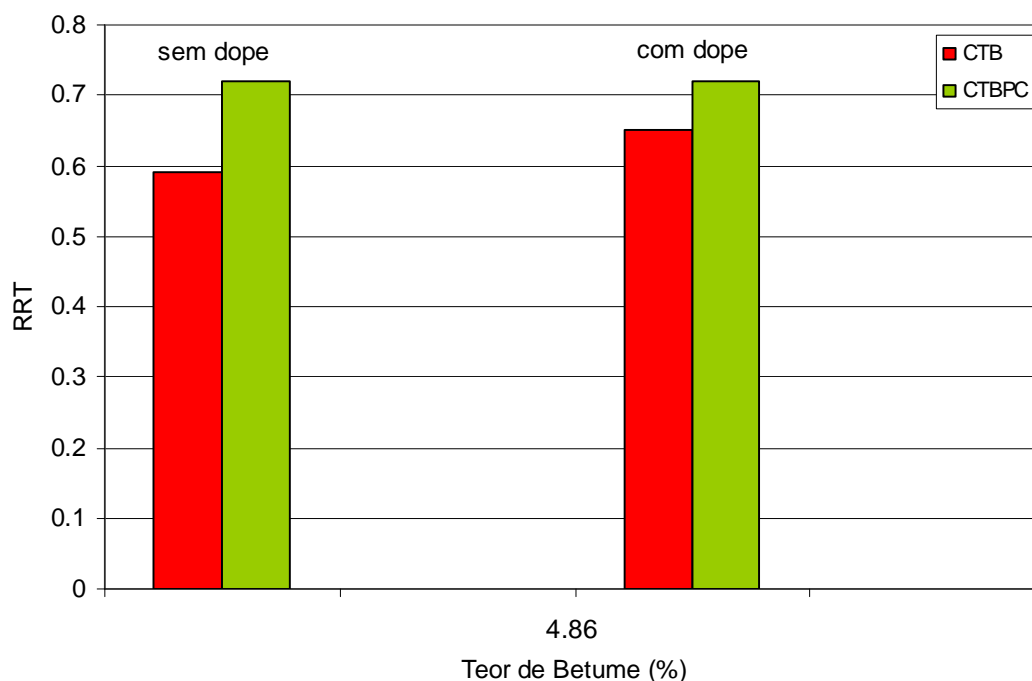
A média dos resultados obtidos durante a ruptura por tração indireta (RT) das misturas asfálticas CTB e CTBPC, após os processos de condicionamento, bem como as respectivas resistências residuais à tração (RRT), são apresentados na Tabela 9.7 e ilustrados nas Figura 9.9 e 9.10.

**Tabela 9.7 - Resultados da RT e da RRT das misturas asfálticas.**

Mistura Asfáltica	Presença de Aditivo	Tipo de Condicionamento	Resistência à Tração Indireta (RT) (MPa)	Resistência Residual à Tração (RRT)
CTB	sem dope	a seco	1,83	0,59
		imersão na água	1,08	
	com dope	a seco	1,36	0,65
		imersão na água	0,89	
CTBPC	sem dope	a seco	2,13	0,72
		imersão na água	1,53	
	com dope	a seco	1,70	0,72
		imersão na água	1,23	



**Figura 9.9 - Histograma dos resultados da RT das misturas asfálticas.**



**Figura 9.10 - Histograma dos resultados da RRT das misturas asfálticas.**

Com base nos resultados obtidos, é perceptível a diferença entre as duas misturas asfálticas (CTB e CTBPC) quanto à resistência mecânica antes e após serem submetidas a um processo severo de condicionamento, em que a mistura CTB composta somente por granulares de origem granítica não atendeu ao limite mínimo de 0,70 recomendado quanto à RRT, de acordo com o critério estabelecido por HICKS (1991), ao contrário da mistura CTBPC com a presença de pó calcário nas frações retida e passante na peneira de abertura 0,075mm.

No que diz respeito à incorporação de dope na dosagem, verificou-se que exerce uma influência muito pequena na inibição da desagregação na interface do sistema granular-mástique das misturas asfálticas, sendo em alguns casos desprezível.

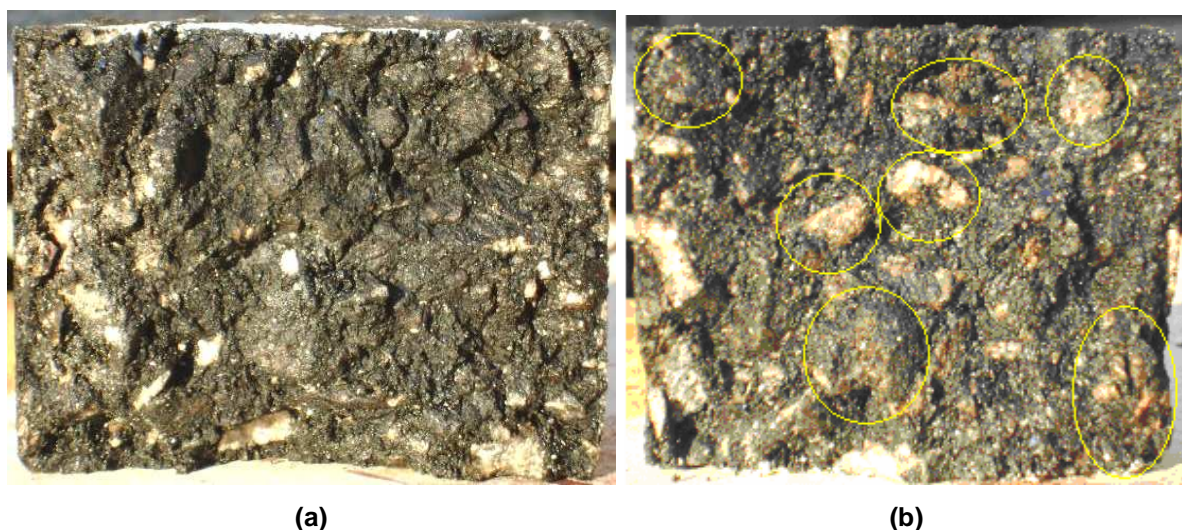
Esta constatação se apóia sobre o fato de que mesmo com a incorporação de 1,0% de dope, apontada como satisfatória nos ensaios de adesividade (DNER-ME 78/94, 1994), a RRT da mistura CTB ainda ficou abaixo do valor mínimo recomendado,



mesmo com um ganho 9,23% em relação à condição não dopada. No caso da mistura CTBPC, não houve modificação dos valores correspondentes à RRT entre as duas condições de dosagem (com e sem dope), indicando que a incorporação de dope não contribuiu de forma alguma para a manutenção da adesividade do sistema granular-mástique, indicando neste contexto uma forte influência da presença das frações de pó calcário na mistura.

Isto confirma as tendências das abordagens feitas no decorrer do Capítulo 6 e no tópico 7.3.5, em que foi comentado que o pó calcário além de formar um composto insolúvel na água quando reage com os ácidos naftênicos do ligante betuminoso (Naftanato de Cálcio), é derivado da calcita que possui característica química eletropositiva, o que permite a formação de interações ácido-base de Lewis de longa duração, acarretando uma “blindagem” da película de ligante betuminoso que recobre o granular. A condição contrária se aplica aos granulares oriundos de rochas graníticas.

Durante a observação das faces de ruptura dos corpos de prova, foi percebido que ambas as misturas asfálticas (CTB e CTBPC) sofreram forte degradação nas interfaces do sistema granular-mástique, caracterizada pelo descolamento da película de ligante betuminoso que recobre o granular (Figura 9.11b). Portanto, o que se pode concluir com base nos resultados obtidos é que mesmo ambas tendo sido degradadas, a mistura CTBPC sofreu um menor grau de degradação, em relação ao da mistura CTB.



**Figura 9.11 - Faces de ruptura dos corpos de prova das misturas asfálticas (a) não condicionadas e (b) condicionadas.**

## 9.6. ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Para a execução do ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) foi moldado um total de 6 placas na mesa de compactação pneumática (Figura 8.11a), sendo 3 para cada mistura asfáltica (CTB e CTBPC), com as seguintes dimensões: 150,0mm (largura) x 500,0mm (comprimento) x 50,0mm (espessura) (Figura 8.11b).

O teor de ligante betuminoso utilizado, assim como nos demais ensaios anteriores, foi o mesmo para ambas as misturas asfálticas, ou seja, de 4,86%.

Foi selecionado um par de placas de cada mistura asfáltica para ser submetido aos ciclos de solicitação aplicados pelos pneumáticos da máquina de deformação permanente (Figura 8.12), em que as 2 unidades restantes (1 de cada mistura) foram designadas para determinação da massa específica volumétrica hidrostática ( $MV_{hid}$ ) (Figura 9.12) e respectivo teor de vazios, em relação à massa específica volumétrica real (MVR) das misturas asfálticas ( $2,464\text{g/cm}^3$  para o teor ótimo de ligante betuminoso em 4,86%).



**Figura 9.12 - Determinação da  $MV_{hid}$  das placas de misturas asfálticas.**

Desta forma, a partir do conhecimento do teor de vazios das misturas asfálticas antes de serem solicitadas, foi possível compará-los com os resultados obtidos após solicitação, bem como as respectivas compacidades.

E, para que se pudesse ter um resultado mais confiável quanto ao teor de vazios e, conseqüentemente, da compactação das misturas asfálticas, após a realização dos ensaios de deformação permanente, as placas solicitadas foram serradas (Figura 9.13a) de maneira que fossem mantidas e analisadas apenas as regiões correspondentes às passagens dos pneumáticos (Figura 9.13b), ou seja, onde efetivamente ocorre o afundamento nas trilhas de roda.



(a)

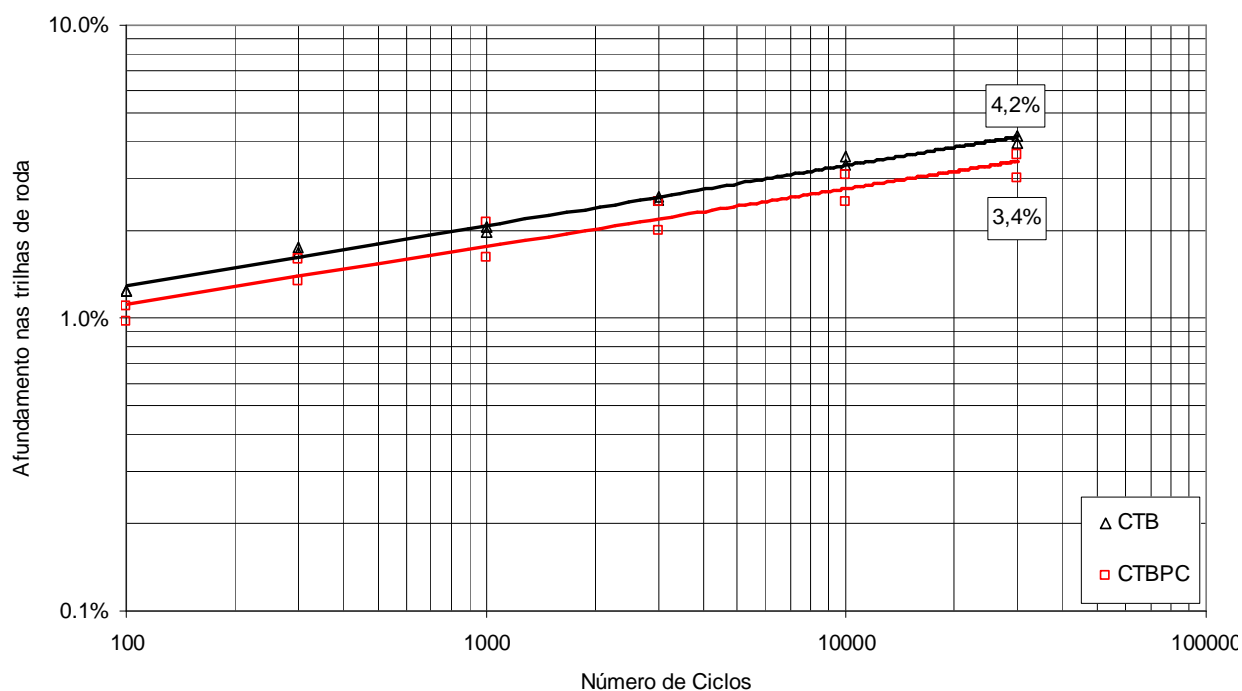
(b)

**Figura 9.13 - Placas das misturas asfálticas (a) durante e (b) após o procedimento de serragem.**

Os resultados quanto ao afundamento nas trilhas de roda, os teores de vazios e respectivas compacidades, são apresentados na Tabela 9.8 e ilustrados na Figura 9.14.

**Tabela 9.8 - Resultados dos ensaios de deformação permanente das misturas asfálticas CTB e CTBPC.**

Mistura Asfáltica	Teor de Vazios (%)		Compacidade (%)		Afundamento na Trilha de Roda (%)
	antes do ensaio	após o ensaio	antes do ensaio	após o ensaio	
CTB	6,6	5,8	93,4	94,2	4,2
CTBPC	5,6	5,0	94,4	95,0	3,4



**Figura 9.14 - Afundamentos na trilha de roda das misturas asfálticas CTB e CTBPC.**

A média dos resultados obtidos para os pares de placas, indicam que tanto a mistura CTB quanto a CTBPC apresentaram um percentual de afundamento nas trilhas de roda, após 30000 ciclos de solicitação, abaixo de 5,0%, significando que atendem às especificações da norma AFNOR NF P 98-130 (1993) e constantes no MANUEL LPC (2007), para misturas asfálticas densas do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), ou seja, destinadas à aplicação em pavimentos sujeitos a um tráfego muito severo (no mínimo maior que o correspondente à classe T1) (Tabela 8.1).

Reitera-se o comentário feito nos tópicos 9.3 e 9.4 sobre o grau de influência do processo de compactação no comportamento mecânico das misturas asfálticas, pois comparando os teores de vazios obtidos antes da solicitação das placas no ensaio de deformação permanente (Tabela 9.8) com os dos ensaios Marshall (ABNT NBR 12891/93, 1993) (Tabela 9.3), PCG (AFNOR NF P 98-252, 1999) (Tabela 9.4, a 80 giros) e Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995) (Tabela 9.5), verificou-se nesta ordem a seguinte situação:

- Um aumento do teor de vazios em 2,4% e em 1,6% para as misturas CTB e CTBPC, respectivamente;
- Uma diminuição do teor de vazios em 1,3% e em 2,0% para as misturas CTB e CTBPC, respectivamente;
- Uma diminuição de 3,3% e de 2,4% para as misturas CTB e CTBPC, respectivamente.

Cabe enfatizar que de acordo com a metodologia francesa, o ensaio de deformação permanente destinado à avaliação de misturas asfálticas do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), devido serem aplicadas no campo com espessuras que variam de 5,0cm a 9,0cm), deve ser executado com placas de 10,0cm de espessura. Entretanto, no momento da realização destes ensaios durante a pesquisa, os moldes de 10,0cm estavam servindo a outras pesquisas que já estavam com os seus trabalhos em desenvolvimento.

Logo, como já mencionado anteriormente, o tempo para a execução da pesquisa estava escasso e não haveria possibilidade de avanço dos demais ensaios previstos sem que o de deformação permanente fosse executado, pois constitui uma etapa eliminatória do processo de formulação (Figura 8.2). Desta forma, realizar os ensaios com os moldes de 5,0cm de espessura foi a única alternativa possível no momento para se obter uma avaliação das misturas asfálticas, sem que houvesse prejuízo do cumprimento do cronograma estabelecido.

## **9.7. ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO**

Para execução dos ensaios de módulo complexo foi utilizado um total de 16 corpos de prova trapezoidais, sendo 8 para cada mistura, subdivididos em 2 lotes de 4 unidades, em que 1 lote foi testado a seco e outro após um período de condicionamento alternado sob imersão na água e secagem em estufa.

Os corpos de prova foram obtidos do processo da serragem de placas (Figura 8.16) com dimensões de 400,0mm (largura) x 600,0mm (comprimento) x 120,0mm (espessura) (Figura 8.15b), dosadas com o teor ótimo de ligante betuminoso de 4,86%.

A triagem dos corpos de prova sobre os quais foram executados os ensaios de módulo complexo, foi realizada em um processo conjunto àqueles destinados aos ensaios de fadiga, a fim de que fosse obtida uma homogeneidade das características físicas das amostras para cada mistura asfáltica, como geometria e teor de vazios, bem como fossem atendidos os limites especificados por norma (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), quanto ao coeficiente de variação (cv) da constante geométrica  $K_e$  ( $\leq 1,0\%$ ) e ao desvio-padrão do teor de vazios ( $\leq 0,5$ ).

Desta forma, os corpos de prova submetidos aos ensaios de módulo complexo a seco, foram obtidos das mesmas placas que forneceram as séries de amostras utilizadas nos ensaios de fadiga executados também a seco. O raciocínio foi análogo para a situação de prévio condicionamento alternado.

O prévio condicionamento alternado dos corpos de prova foi procedido da seguinte maneira: 3 ciclos de imersão na água, em tanques de imersão (Figura 9.15a) e, 3 ciclos de secagem em estufa (Figura 9.15b), realizados de maneira alternada, ambos a 60°C. Cada ciclo de imersão teve a duração de 5 dias (120h), enquanto os de secagem foram de 2 dias (48h), em que o total do processo para cada lote de 4 corpos de prova das misturas asfálticas CTB e CTBPC compreendeu um período de 21 dias (360h de imersão e 144h de secagem).



(a) (b)  
**Figura 9.15 - Corpos de prova durante os ciclos de (a) imersão na água e de (b) secagem em estufa, ambos executados a 60°C.**

O objetivo da execução do processo de condicionamento alternado consistiu em simular de forma acelerada a ocorrência de um gradiente térmico severo, mais especificamente em situações de chuvas intensas sucedidas de períodos ensolarados com elevada temperatura. Esta condição é típica dos países com clima equatorial e tropical, como o Brasil, em que a temperatura dos pavimentos, sobretudo das camadas de rolamento, pode atingir em alguns casos de calor intenso, as escalas de temperaturas de 60°C a 70°C.

A temperatura de 60°C foi escolhida com base na pesquisa de CASTAÑEDA (2004), que a utilizou para proceder ao condicionamento dos corpos de prova sob imersão na água e secagem em estufa, em ciclos alternados e contínuos, durante a execução dos ensaios de módulo complexo.

Antes da execução dos ensaios propriamente ditos, os corpos de prova selecionados para o procedimento de imersão na água com e sem prévio condicionamento alternado, foram submetidos a um processo de saturação em torno de 60% do volume total dos vazios, a partir do mesmo sistema a vácuo utilizado para a determinação da massa específica volumétrica real dos granulares ( $MVR_g$ ) e das misturas asfálticas (MVR) (Figura 9.16).





**Figura 9.16 - Procedimento de saturação dos corpos de prova sob pressão de vácuo.**

Os ensaios para a determinação do módulo complexo foram realizados nas temperaturas de  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $0^{\circ}\text{C}$ ,  $10^{\circ}\text{C}$ ,  $15^{\circ}\text{C}$ ,  $20^{\circ}\text{C}$ ,  $30^{\circ}\text{C}$  e  $40^{\circ}\text{C}$ , sob as frequências de 1Hz, 3Hz, 10Hz e 30Hz de solicitação. A deformação máxima escolhida para os ensaios foi de  $40 \times 10^{-6}$ , em que o módulo complexo foi calculado com base nas Equações 3.1 a 3.8. Os corpos de prova submetidos previamente ao processo de condicionamento alternado, estiveram também sob imersão na água durante toda a execução dos ensaios, a fim de que fosse dada continuidade à ação deletérea da água nas misturas asfálticas.

Para tanto, foi projetada uma base de aço contendo um vazamento circular com 95,0mm (diâmetro interno) x 4,0mm (largura) x 7,0mm (profundidade), para encaixe de um anel de borracha (O-ring) destinado a apoiar a base de um tubo de acrílico sob pressão com 96,0mm de diâmetro interno e altura de 245,0mm, a fim de armazenar a água que manteria saturado o corpo de prova durante os ensaios. A pressão sobre o tubo de acrílico era exercida por um anel de aço apoiado sobre a circunferência superior do referido tubo e, fixado por porcas a um conjunto de hastes rosqueadas, também de aço, interligadas à base inferior de suporte do corpo de prova.

As Figuras 9.17 e 9.18 ilustram o desenho esquemático e uma visão geral do equipamento instalado na máquina, respectivamente.

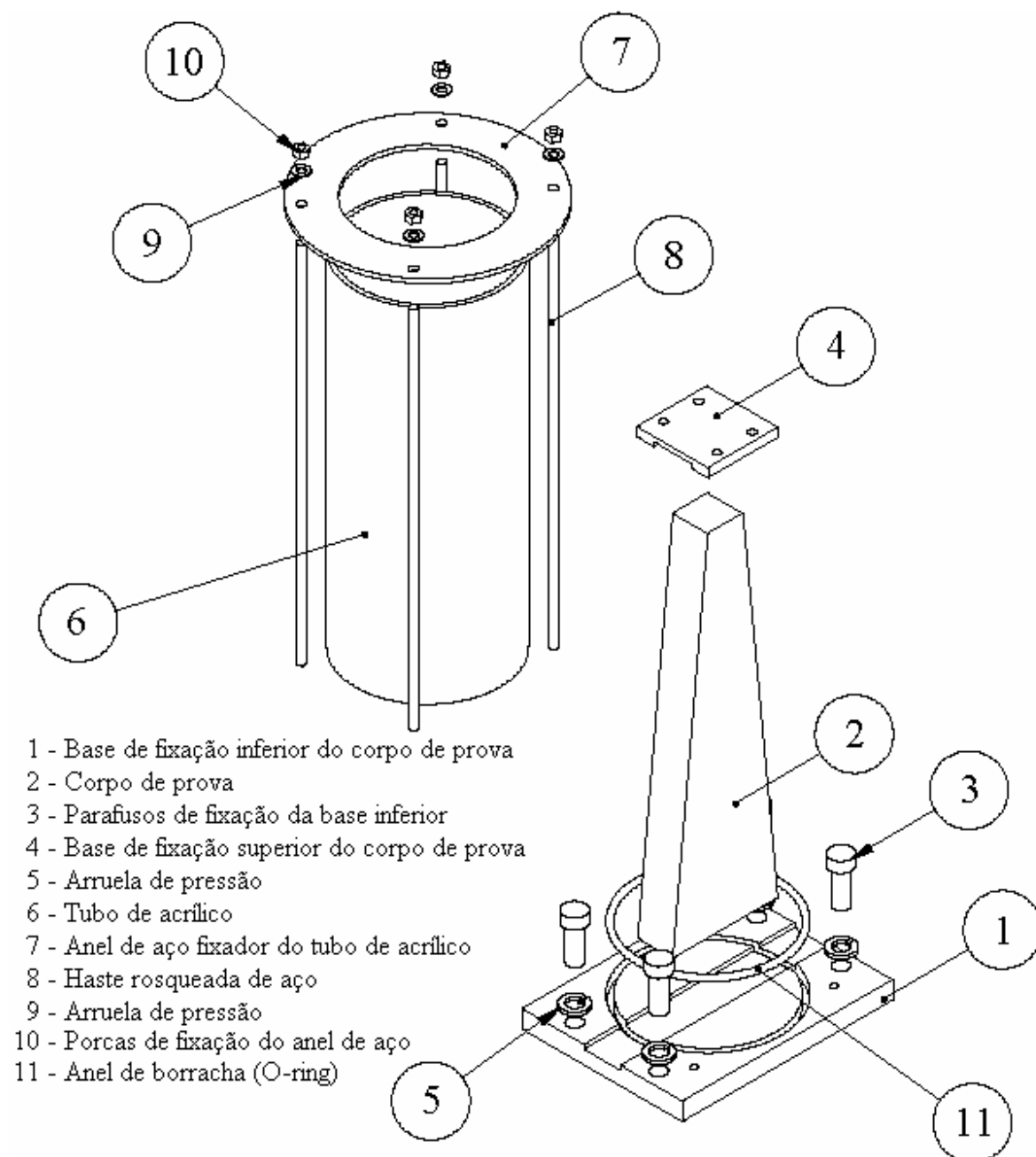


Figura 9.17 - Desenho esquemático do equipamento para saturação dos corpos de prova.



**Figura 9.18 - Visão geral do equipamento instalado na máquina pouco antes da realização dos ensaios.**

Como era necessário executar medições do módulo complexo nas temperaturas de  $-10^{\circ}\text{C}$  e  $0^{\circ}\text{C}$ , com os corpos de prova imersos na água durante os ensaios, certamente haveria problemas com o ponto de fusão da água, o que inviabilizaria o procedimento. A solução adotada foi adicionar 30% de sal, em relação ao volume total de água contido no tubo de acrílico (Figura 9.18), com a finalidade de baixar o ponto de fusão da água.

O sal foi o soluto escolhido, devido às suas propriedades químicas coligativas terem a capacidade de atrair as moléculas de água, gerando uma força de tração entre elas, impedindo que se aglutinem na temperatura de fusão natural do líquido (a  $0^{\circ}\text{C}$ ), desta forma, retardando o seu congelamento. E, devido ao pouco tempo que teriam

em contato com as misturas asfálticas, em função da curta duração do ensaio, acredita-se que não haja problemas de ordem química quanto à reatividade entre os materiais, capazes de influenciar nos resultados obtidos.

Os resultados obtidos são apresentados nas Tabelas 9.9 a 9.12 e ilustrados nas Figuras 9.19 a 9.25, a partir das curvas de equivalência frequência-temperatura, calculadas pelo Método Gráfico (Equações 3.12 a 3.15), tanto para os ensaios executados a seco quanto após prévio condicionamento alternado (ciclagem), para ambas as misturas asfálticas (CTB e CTBPC). As demais representações gráficas (Plano Cole-Cole, espaço de Black, curvas isotérmicas e curvas isócronas), são ilustradas no Anexo A (Figuras A.1 a A.16).

**Tabela 9.9 - Resultados do módulo complexo da mistura asfáltica CTB<sub>SECA</sub>**

<b>Temperatura</b>	<b>Frequência</b>	<b>E1</b>	<b>E2</b>	<b> E* </b>	<b>Fase (φ)</b>
<b>°C</b>	<b>Hz</b>	<b>MPa</b>	<b>MPa</b>	<b>MPa</b>	<b>(°)</b>
-10	30	13885	1007	13921	4,1
-10	10	13102	1105	13149	4,8
-10	3	12290	1229	12351	5,7
-10	1	11536	1301	11609	6,4
0	30	12282	1357	12357	6,9
0	10	11311	1481	11408	7,5
0	3	10326	1675	10461	9,2
0	1	9369	1730	9527	10,5
10	30	9957	1854	10128	10,7
10	10	8827	1904	9030	12,2
10	3	7646	1999	7903	14,7
10	1	6568	2005	6867	17,0
15	30	8777	2116	9028	13,3
15	10	7954	2100	8227	14,9
15	3	6340	2070	6669	17,7
15	1	5293	1995	5656	19,9
20	30	7503	2170	7810	16,2
20	10	6202	2130	6558	17,8
20	3	4800	1951	5181	21,1
20	1	3902	1700	4256	22,9
30	30	4501	2000	4925	22,7
30	10	3620	1750	4021	24,2
30	3	2850	1523	3231	26,9
30	1	2200	1233	2522	28,2
40	30	2702	1594	3137	29,8
40	10	2275	1420	2682	30,3
40	3	1694	1150	2047	34,6
40	1	1173	868	1459	33,2

Tabela 9.10 - Resultados do módulo complexo da mistura asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub>.

Temperatura	Frequência	E1	E2	E*	Fase ( $\phi$ )
°C	Hz	MPa	MPa	MPa	(°)
-10	30	15576	1174	15620	4,3
-10	10	14671	1245	14724	4,9
-10	3	13761	1412	13833	5,9
-10	1	12855	1465	12938	6,5
0	30	13362	1683	13468	7,2
0	10	12183	1773	12311	8,0
0	3	10995	1930	11163	9,7
0	1	9812	2060	10026	11,9
10	30	10890	2280	11126	12,3
10	10	9462	2354	9750	14,0
10	3	8013	2382	8360	16,3
10	1	6606	2406	7031	20,0
15	30	9510	2610	9861	16,7
15	10	8085	2590	8490	19,3
15	3	6578	2550	7055	21,9
15	1	5236	2491	5798	25,4
20	30	7832	2730	8294	22,7
20	10	5766	2670	6354	26,3
20	3	4045	2373	4690	30,4
20	1	2908	2036	3550	35,0
30	30	4194	2610	4940	31,9
30	10	3183	2287	3920	35,7
30	3	2255	1886	2940	39,9
30	1	1562	1411	2105	42,1
40	30	2189	1978	2950	42,1
40	10	1685	1638	2350	44,2
40	3	1033	1222	1600	49,8
40	1	778	825	1134	46,7

**Tabela 9.11 - Resultados do módulo complexo da mistura asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub>.**

<b>Temperatura</b>	<b>Frequência</b>	<b>E1</b>	<b>E2</b>	<b> E* </b>	<b>Fase (φ)</b>
<b>°C</b>	<b>Hz</b>	<b>MPa</b>	<b>MPa</b>	<b>MPa</b>	<b>(°)</b>
-10	30	16345	618	16357	2,7
-10	10	15234	842	15257	3,8
-10	3	13754	1075	13796	4,5
-10	1	12726	1230	12785	5,2
0	30	13544	1280	13604	5,8
0	10	12579	1405	12657	6,7
0	3	11504	1536	11606	7,4
0	1	10219	1674	10355	8,6
10	30	11088	1745	11224	8,8
10	10	10193	1844	10358	10,2
10	3	8735	1920	8944	12,5
10	1	7632	1974	7883	14,7
15	30	9997	2032	10201	9,7
15	10	8996	2021	9220	12,1
15	3	7570	2017	7834	14,9
15	1	6372	1990	6676	17,2
20	30	8843	2102	9089	12,1
20	10	7663	2084	7941	14,6
20	3	6362	2033	6679	17,1
20	1	5101	1988	5475	19,3
30	30	4822	2032	5233	26,7
30	10	3977	1956	4432	27,8
30	3	3388	1854	3862	28,7
30	1	2431	1687	2959	33,5
40	30	2594	1882	3205	38,6
40	10	2122	1702	2720	39,4
40	3	1693	1505	2265	42,0
40	1	1292	1178	1748	42,4

**Tabela 9.12 - Resultados do módulo complexo da mistura asfáltica CTBPC<sub>CICLADA</sub>**

Temperatura	Frequência	E1	E2	E*	Fase (φ)
°C	Hz	MPa	MPa	MPa	(°)
-10	30	16289	597	16300	2,1
-10	10	15386	720	15403	2,4
-10	3	14078	910	14107	3,5
-10	1	12900	1085	12946	4,9
0	30	14500	970	14532	3,9
0	10	13210	1132	13258	4,9
0	3	11865	1360	11943	6,5
0	1	10520	1550	10634	7,9
10	30	10900	1663	11026	8,5
10	10	9992	1810	10155	10,5
10	3	8790	1917	8997	12,3
10	1	7471	1939	7719	14,5
15	30	9622	2040	9836	12,9
15	10	8609	2021	8843	13,3
15	3	7471	2001	7734	14,5
15	1	5955	1957	6268	18,2
20	30	8256	2140	8529	14,3
20	10	7240	2125	7545	16,4
20	3	5783	2042	6133	19,7
20	1	4566	1860	4930	22,2
30	30	5629	2100	6008	20,8
30	10	4419	1880	4802	23,1
30	3	3185	1590	3560	26,9
30	1	2338	1300	2675	29,1
40	30	2728	1588	3157	30,2
40	10	2161	1281	2512	30,7
40	3	1497	923	1759	32,9
40	1	1112	718	1324	31,7



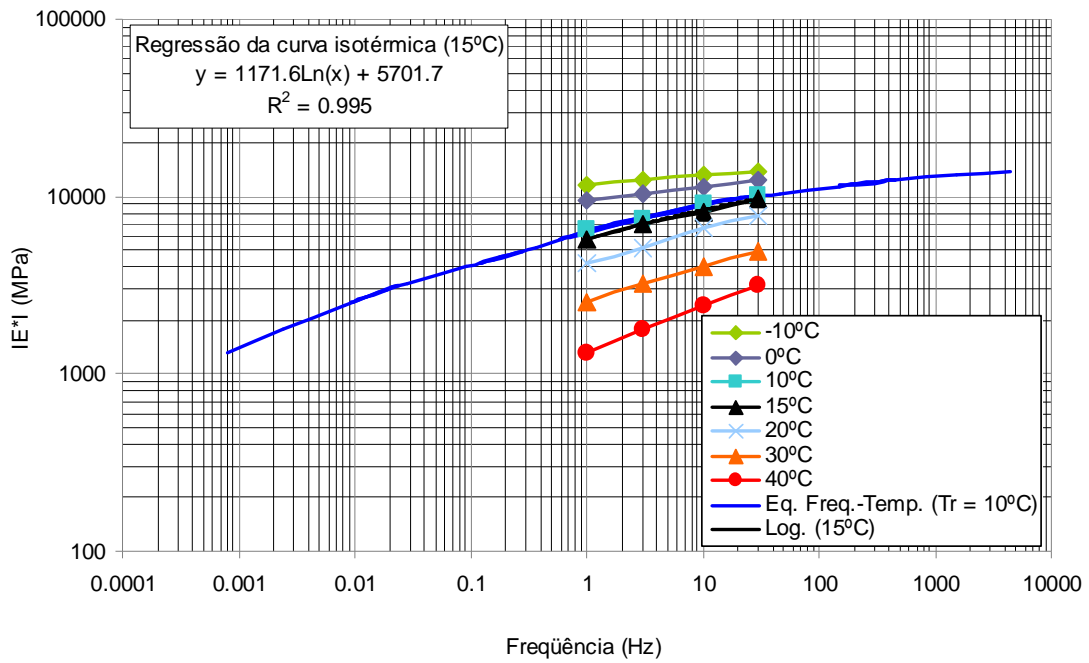


Figura 9.19 - Curva de equivalência freqüência-temperatura da mistura asfáltica CTB<sub>SECA</sub> (T<sub>R</sub> = 10°C).

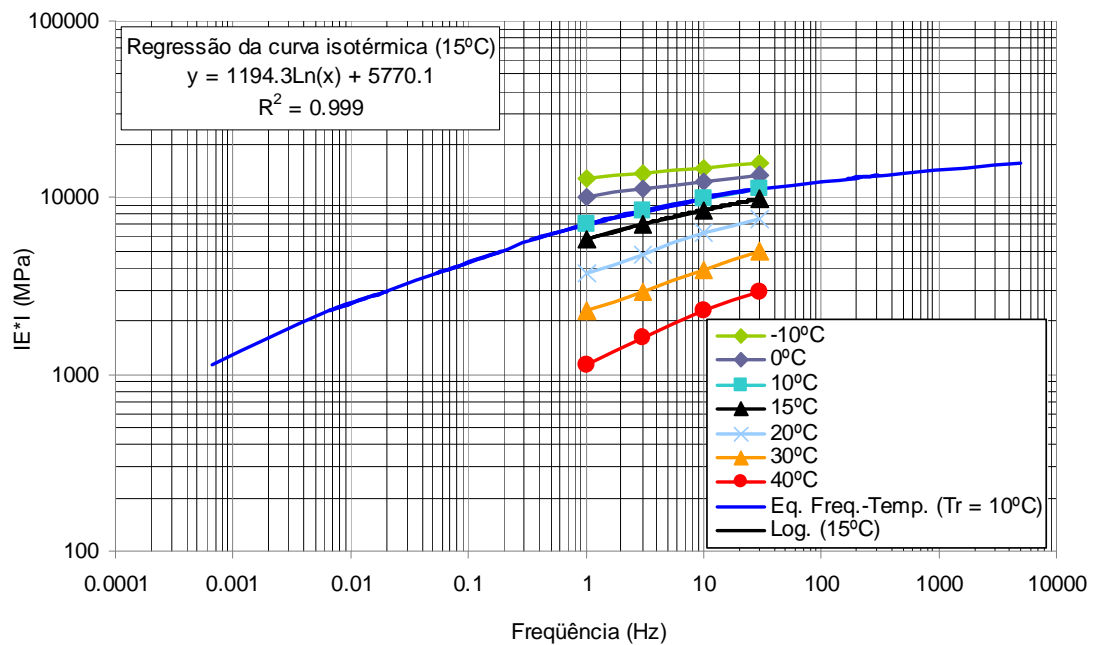
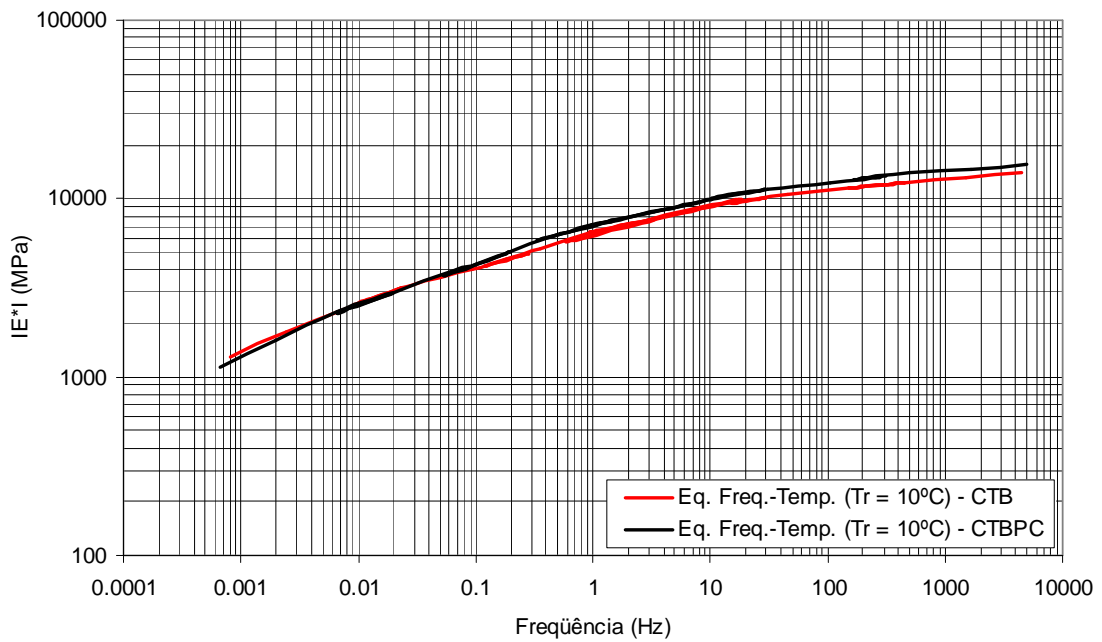
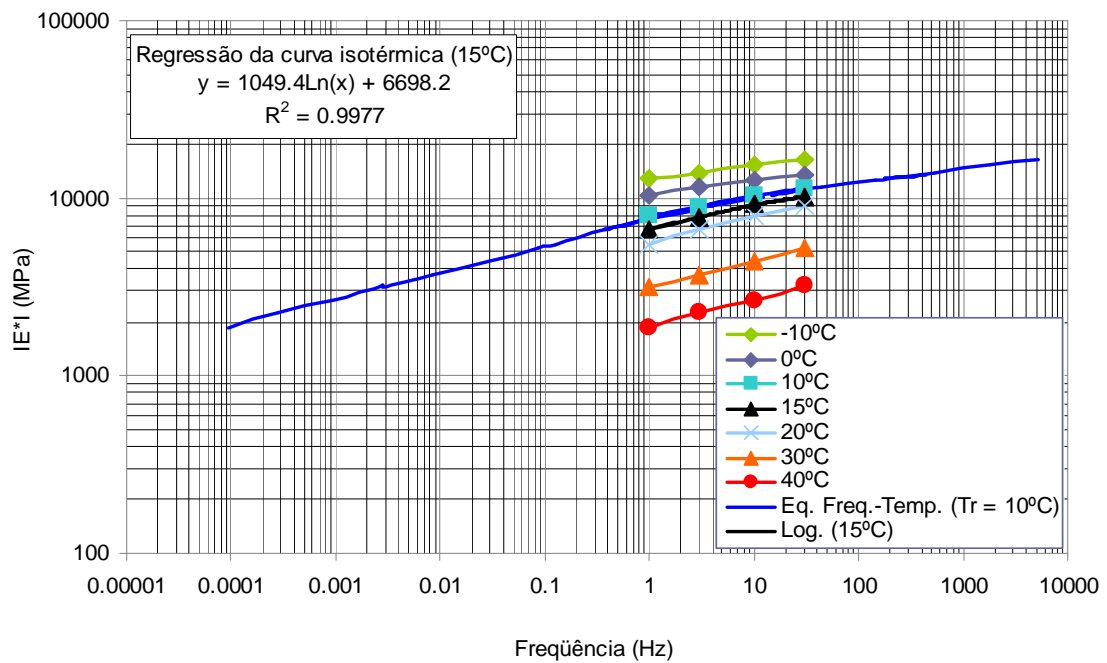


Figura 9.20 - Curva de equivalência freqüência-temperatura da mistura asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub> (T<sub>R</sub> = 10°C).



**Figura 9.21 - Superposição das curvas de equivalência frequência-temperatura das misturas CTB<sub>SECA</sub> e CTBPC<sub>SECA</sub> ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ ).**



**Figura 9.22 - Curva de equivalência frequência-temperatura da mistura asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub> ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ ).**

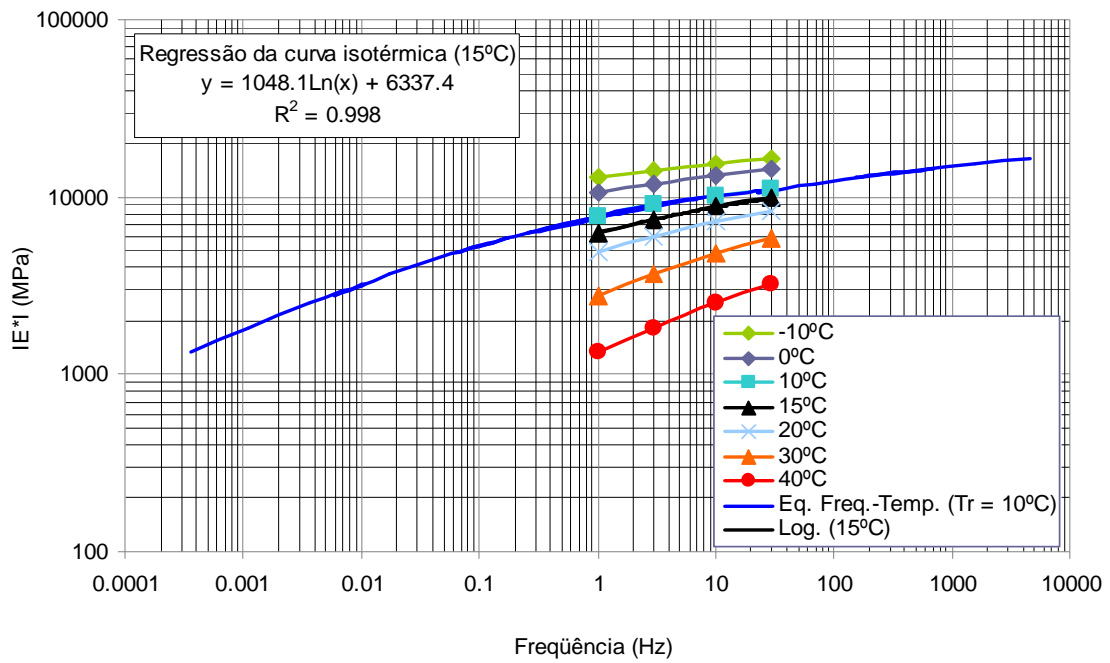


Figura 9.23 - Curva de equivalência frequência-temperatura da mistura asfáltica CTBPC<sub>CICLADA</sub> (T<sub>R</sub> = 10°C).

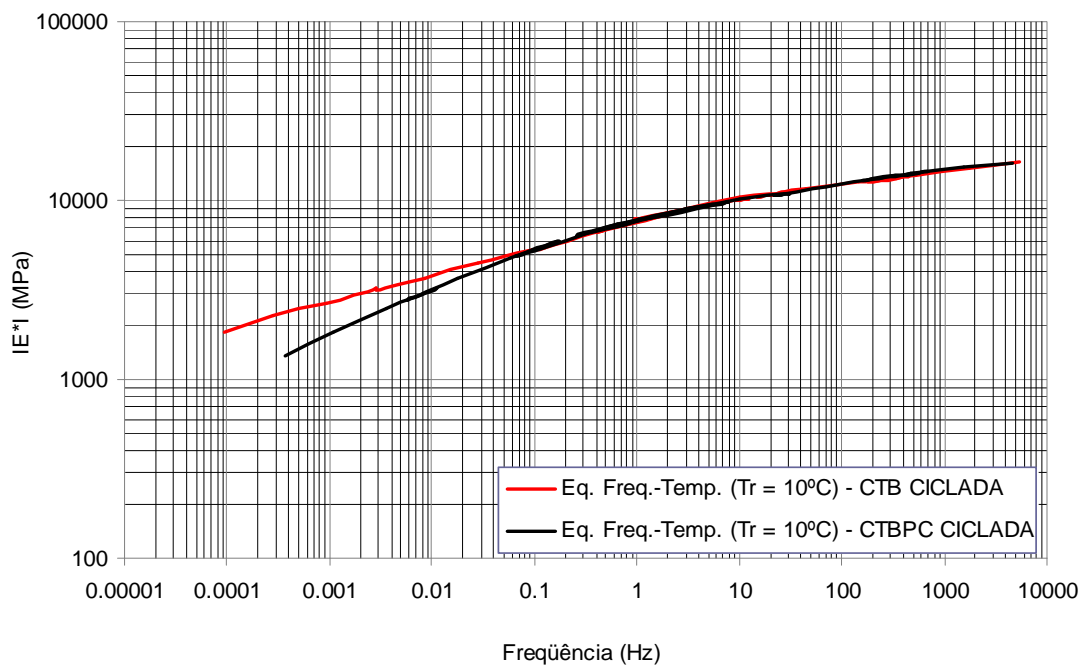
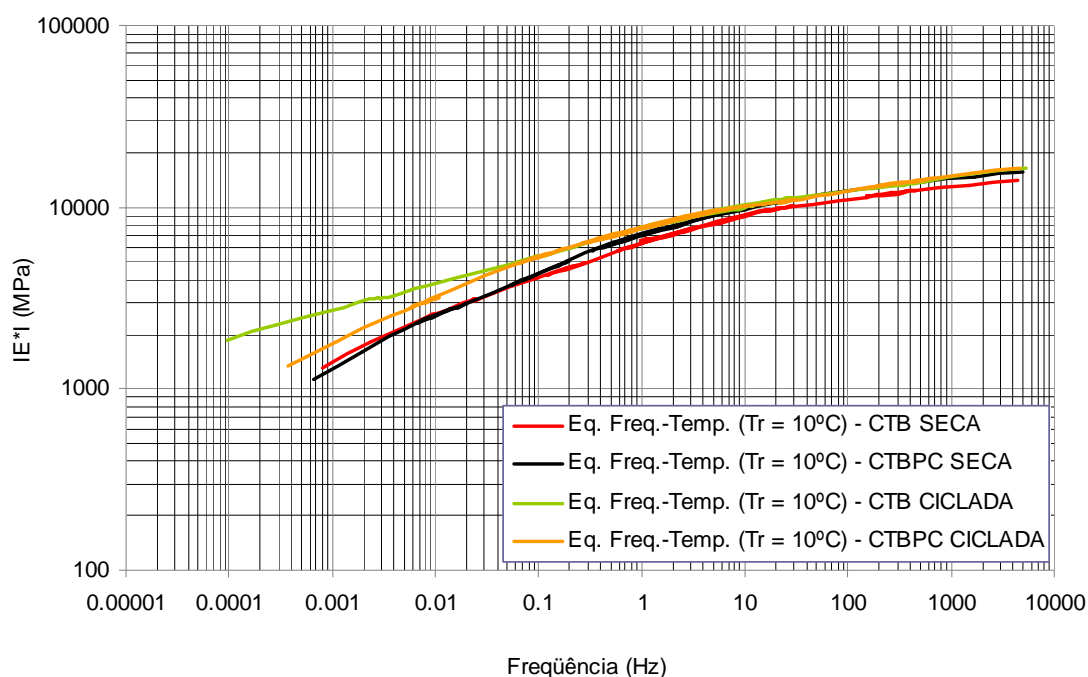


Figura 9.24 - Superposição as curvas de equivalência frequência-temperatura das misturas CTB<sub>CICLADA</sub> e CTBPC<sub>CICLADA</sub> (T<sub>R</sub> = 10°C).



**Figura 9.25 - Superposição das curvas de equivalência frequência-temperatura das misturas  $CTB_{SECA}$ ,  $CTBPC_{SECA}$ ,  $CTB_{CICLADA}$  e  $CTBPC_{CICLADA}$  ( $T_R = 10^\circ\text{C}$ ).**

Analisando as curvas de equivalência frequência-temperatura das misturas asfálticas CTB e CTBPC, em que as medições do módulo complexo foram realizadas a seco (Figuras 9.19 e 9.20), verificou-se após terem sido superpostas (Figura 9.21) que apresentam uma evolução do comportamento reológico muito semelhante.

Observando os valores absolutos obtidos experimentalmente (Tabelas 9.9 e 9.10), é possível perceber que até a temperatura de  $20^\circ\text{C}$ , a mistura asfáltica CTBPC apresentou valores quanto ao módulo de rigidez complexo  $|E^*|$  maiores aos da CTB, enquanto para as temperaturas mais elevadas, verificou-se uma proximidade muito grande a  $30^\circ\text{C}$  e um decréscimo a  $40^\circ\text{C}$  dos valores correspondentes à mistura CTBPC, quando comparados aos da CTB.

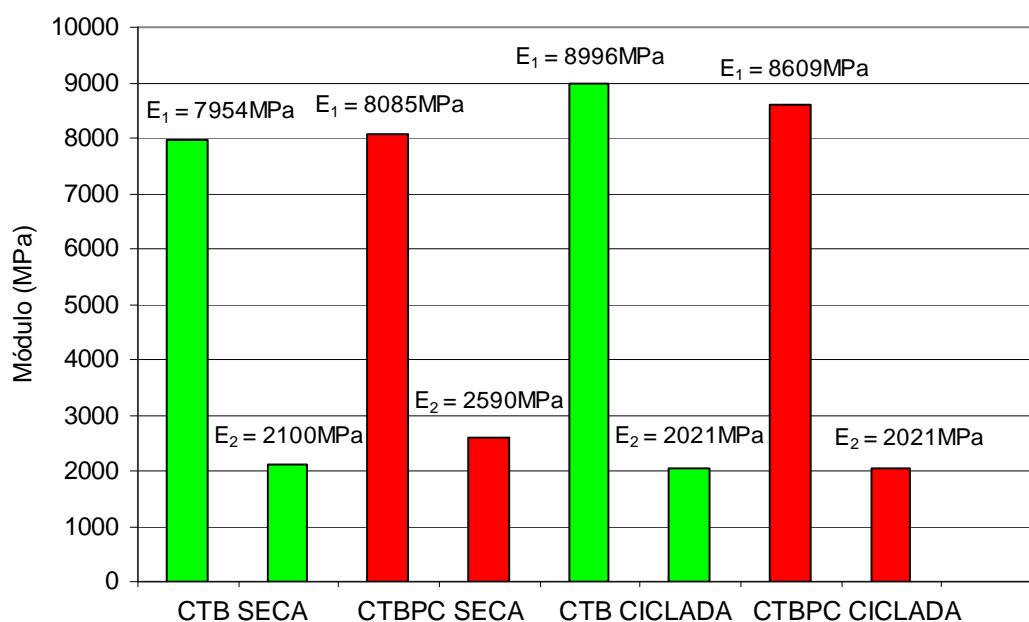
No caso das curvas referentes aos corpos de prova submetidos ao processo de prévio condicionamento alternado (imersão na água e secagem em estufa a  $60^\circ\text{C}$ ) (Figuras 9.22 a 9.24), foi observado um aumento do módulo de rigidez complexo  $|E^*|$

das misturas asfálticas, em relação às curvas de equivalência frequência-temperatura dos ensaios executados a seco (Figura 9.25).

E, ao serem examinados os valores absolutos obtidos experimentalmente (Tabelas 9.11 e 9.12), nota-se uma forte semelhança entre as misturas asfálticas até a temperatura de 20°C e, para as temperaturas mais elevadas, a partir de 30°C ocorre um decréscimo dos valores correspondentes à mistura asfáltica CTBPC, quando confrontados aos da CTB.

Esta tendência de aumento do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$  após a submissão das misturas asfálticas ao processo de imersão na água e posterior secagem na estufa a 60°C, também foi verificada por CASTAÑEDA (2004) (Figura 6.8), em que relacionou este fenômeno ao endurecimento do ligante betuminoso, que ocorre ao final dos processos secagem em estufa (situação em que foram executados os ensaios nesta pesquisa), o que caracteriza o processo de envelhecimento do material, induzindo à superestimação da resistência na presença da água.

No caso desta pesquisa, a condição de endurecimento do ligante betuminoso após o período de condicionamento alternado, pode ser exemplificada tomando-se como exemplo os valores determinados experimentalmente das componentes elástica ( $E_1$ ) e viscosa ( $E_2$ ) do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$ , a 15°C e 10Hz de solitação, em que pode ser observado o aumento do valor correspondente à  $E_1$  e a diminuição de  $E_2$  (Figura 9.26).



**Figura 9.26 - Exemplo do endurecimento do ligante betuminoso após condicionamento alternado (componentes elástica  $E_1$  e viscosa  $E_2$  do  $IE^*I$  determinadas a 15°C e 10Hz).**

Portanto, corroborando com as conclusões de CASTAÑEDA (2004), tem-se que avaliar o efeito da ação da água nas misturas asfálticas, utilizando como parâmetro apenas o valor do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$ , não é a condição ideal para se verificar corretamente a evolução do comportamento reológico do material.

Desta forma, foram analisados os resultados obtidos a partir das representações gráficas pertinentes ao plano Cole-Cole e ao espaço de Black, em conjunto com o modelo de Huet-SAYEGH (1965), abordado no tópico 3.4.2. A utilização deste modelo se deu a partir do ajuste por mínimos quadrados dos parâmetros descritos na Equação 3.19, com o auxílio da ferramenta computacional *Viscoanalyse Ver Beta*, desenvolvida pelo LCPC (CHAILLEUX, 2007).

Este procedimento tornou possível analisar a partir de outras variáveis (componentes elástica  $E_1$  e viscosa  $E_2$  do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$  e, ângulo de fase  $\phi$ ), o comportamento reológico das misturas asfálticas, tanto a seco quanto sob imersão na água após prévio condicionamento alternado (ciclagem) (Tabelas 9.13 e 9.14) e,

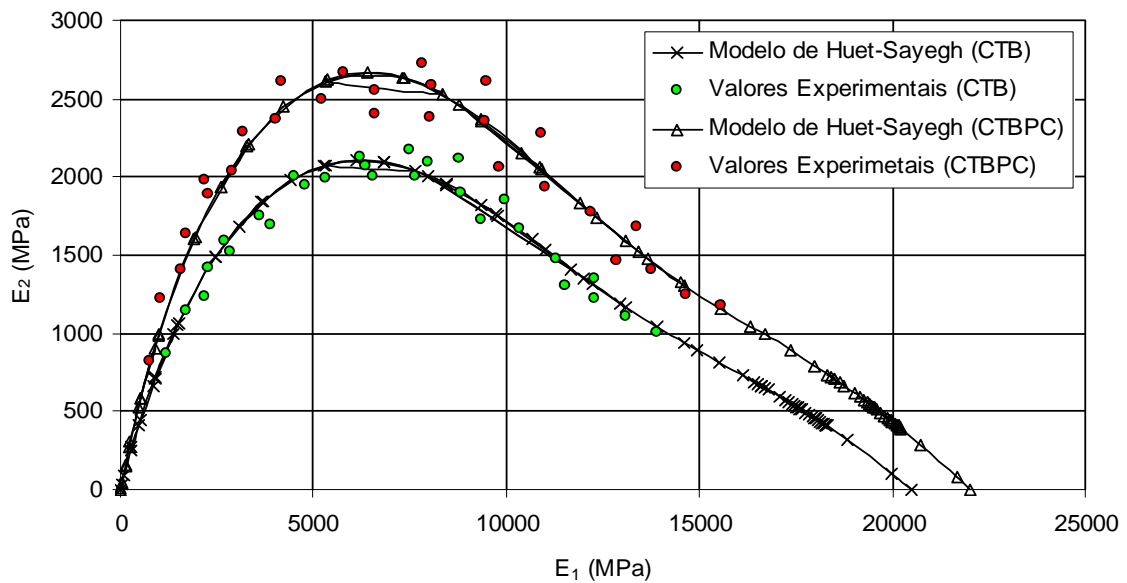
compará-las graficamente (Figuras 9.27 a 9.32). No Anexo B (Figuras B.1 a B.8) são apresentados os valores experimentais ajustados ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) das misturas asfálticas CTB e CTBPC separadamente.

**Tabela 9.13 - Parâmetros do comportamento reológico das misturas asfálticas CTB<sub>SECA</sub> e CTBPC<sub>SECA</sub> definidos com base no ajuste do modelo de Huet-SAYEGH (1965).**

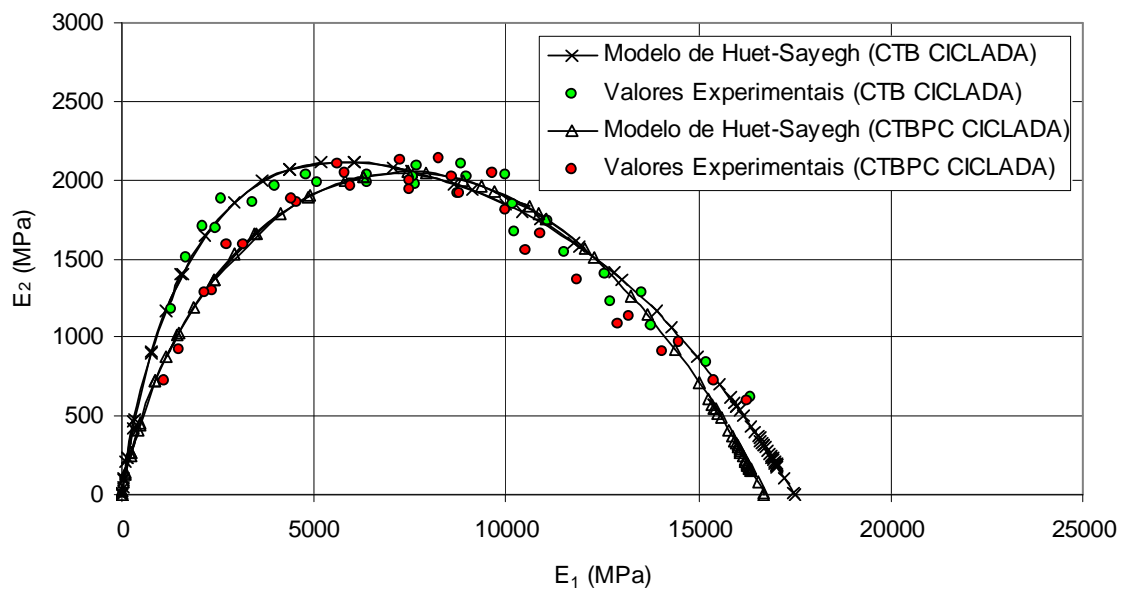
Parâmetros do Modelo de Huet-Sayegh	Misturas Asfálticas	
	CTB <sub>SECA</sub>	CTBPC <sub>SECA</sub>
$E_{\infty}$ (MPa)	20500	22000
$E_0$ (MPa)	6,27	6,27
h	0,50	0,60
k	0,13	0,15
$\delta$	1,21	1,26

**Tabela 9.14 - Parâmetros do comportamento reológico das misturas asfálticas CTB<sub>CICLADA</sub> e CTBPC<sub>CICLADA</sub> definidos com base no ajuste do modelo de Huet-SAYEGH (1965).**

Parâmetros do Modelo de Huet-Sayegh	Misturas Asfálticas	
	CTB <sub>CICLADA</sub>	CTBPC <sub>CICLADA</sub>
$E_{\infty}$ (MPa)	17500	16700
$E_0$ (MPa)	3,2	3,5
h	0,75	0,65
k	0,25	0,28
$\delta$	2,3	3,0



**Figura 9.27 - Planos Cole-Cole experimentais, ajustados ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para as misturas asfálticas CTB<sub>SECA</sub> e CTBPC<sub>SECA</sub>.**



**Figura 9.28 - Planos Cole-Cole experimentais, ajustados ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para as misturas asfálticas CTB<sub>CICLADA</sub> e CTBPC<sub>CICLADA</sub>.**



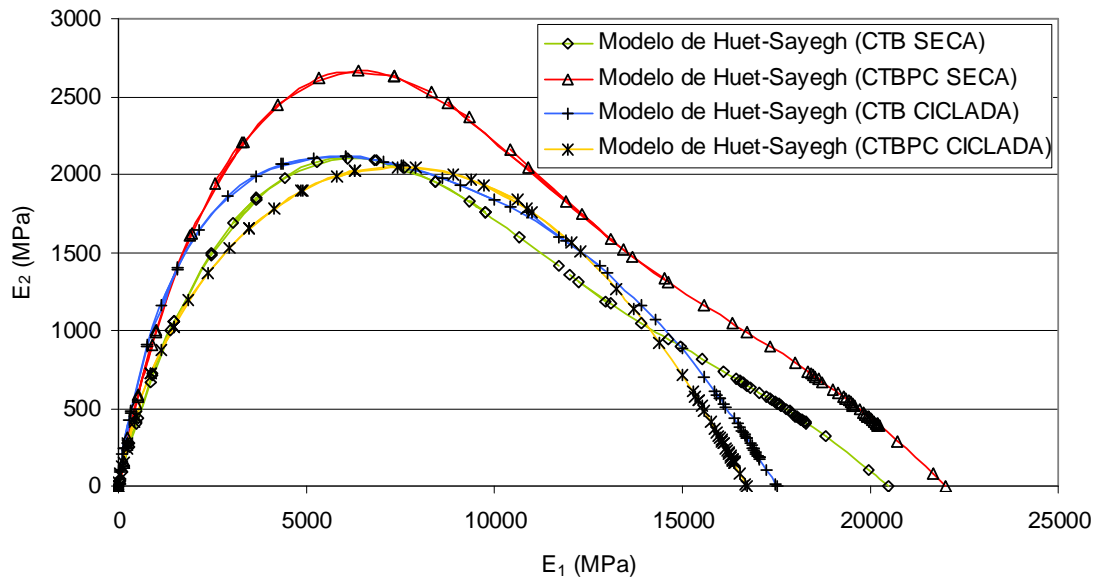


Figura 9.29 - Superposição dos Planos Cole-Cole das misturas asfálticas  $CTB_{SECA}$ ,  $CTBPC_{SECA}$ ,  $CTB_{CICLADA}$  e  $CTBPC_{CICLADA}$ , de acordo com o modelo de Huet-SAYEGH (1965).

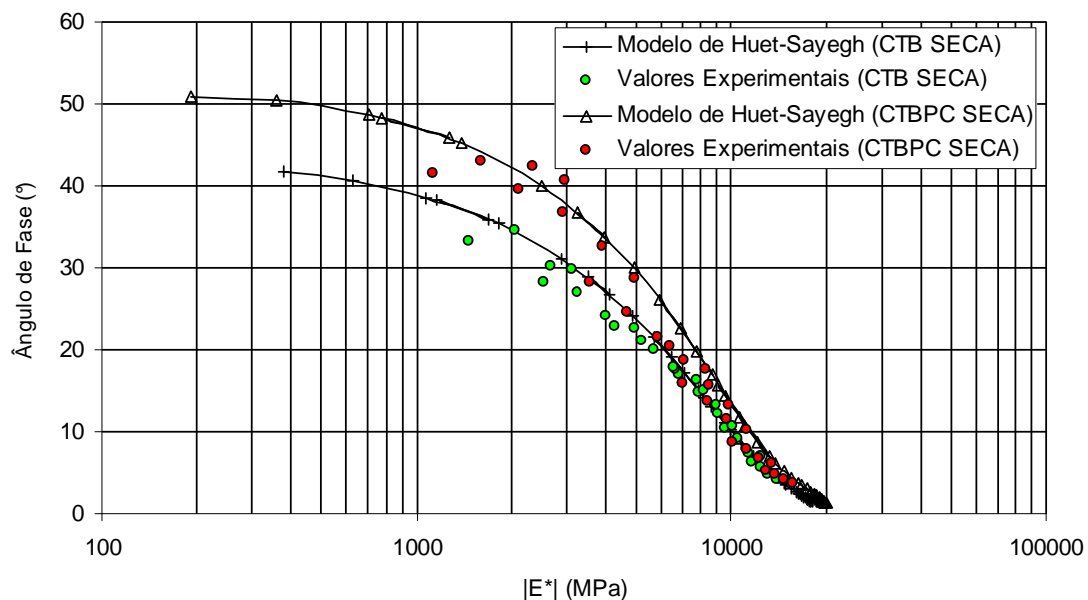
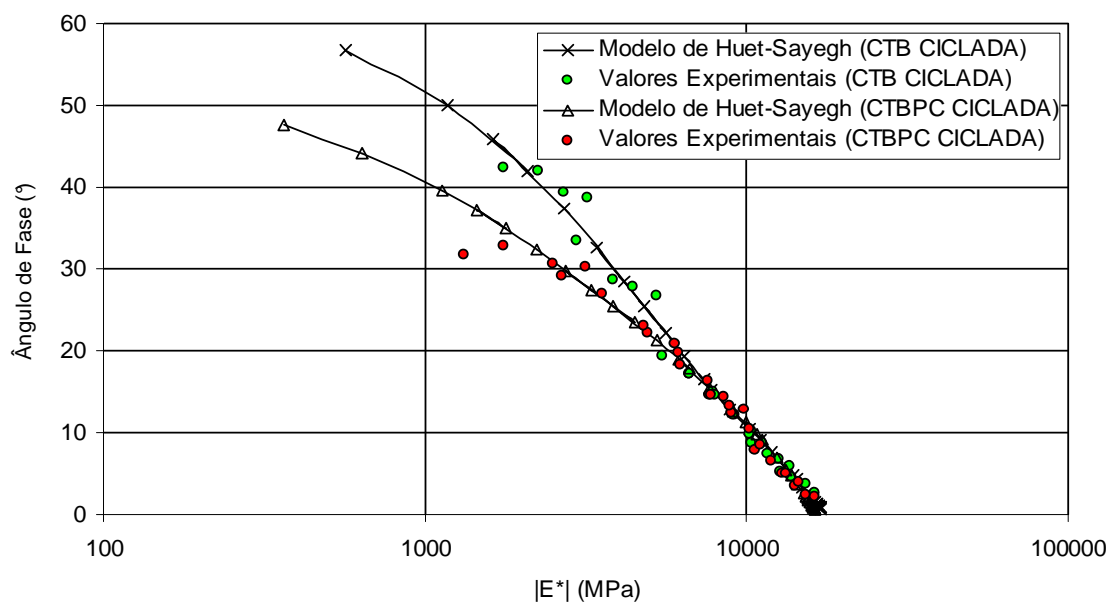
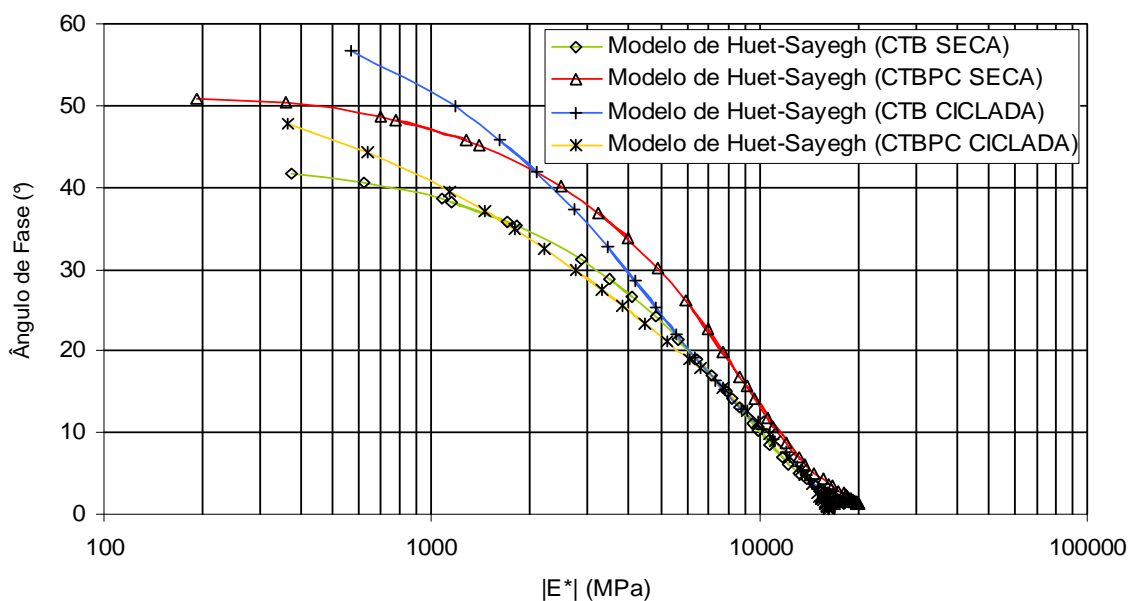


Figura 9.30 - Espaços de Black experimentais, ajustados ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para as misturas asfálticas  $CTB_{SECA}$  e  $CTBPC_{SECA}$ .



**Figura 9.31 - Espaços de Black experimentais, ajustados ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para as misturas asfálticas  $CTB_{CICLADA}$  e  $CTBPC_{CICLADA}$ .**



**Figura 9.32 - Superposição dos Espaços de Black das misturas asfálticas  $CTB_{SECA}$ ,  $CTBPC_{SECA}$ ,  $CTB_{CICLADA}$  e  $CTBPC_{CICLADA}$ , de acordo com o modelo de Huet-SAYEGH (1965).**

Ao observar as representações gráficas tanto no plano Cole-Cole (Figuras 9.27 a 9.29) quanto no espaço de Black (Figuras 9.30 a 9.32), tem-se que o modelo de

Huet-SAYEGH (1965) permite um ajuste perfeito. Portanto, descreve a evolução do comportamento reológico das misturas asfálticas.

A representação gráfica no plano Cole-Cole, permite visualizar a evolução das componentes elástica ( $E_1$ ) e viscosa ( $E_2$ ) que compõem o módulo de rigidez complexo  $IE^*I$ .

Isto torna possível verificar nas situações de ensaio executadas a seco (Figura 9.27), que o fato da mistura asfáltica CTBPC ter apresentado módulos de rigidez complexos  $IE^*I$  superiores aos da mistura CTB, em grande parte da trajetória da curva de equivalência frequência-temperatura (Figura 9.21), se deve não apenas por ter atingido uma escala maior dos valores relacionados à componente elástica ( $E_1$ ), que compreende a parte real (recuperável) do módulo, mas também dos maiores valores referentes à componente viscosa ( $E_2$ ), correlacionada à parte imaginária que representa a energia perdida por atrito interno do material (comportamento viscoso irreversível) (Tabelas 9.9 e 9.10; Figura 9.26).

Portanto, significa que a mistura asfáltica CTBPC apresentou uma dissipação maior de energia por atrito interno no domínio viscoso do material, em relação à mistura CTB (Figura 9.31), indicada pelo ângulo de fase  $\varphi$  em função do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$ , em que a mistura CTBPC apresentou visivelmente os maiores valores correspondentes ao ângulo mencionado.

Entretanto, analisando a forma das trajetórias das parábolas ilustradas na Figura 9.27, correspondente à representação gráfica no Plano Cole-Cole das misturas asfálticas testadas a seco, pode-se perceber que o ramo pertinente ao módulo  $E_\infty$  (lado direito), apresentou um comportamento não observado comumente nas avaliações das misturas asfálticas, sob a forma de um desvio da trajetória que normalmente teria um formato mais arredondado, conforme é observado na Figura 9.28, com os resultados das misturas asfálticas após prévio condicionamento alternado.

Este desvio de comportamento pode ser explicado em função de que no decorrer dos ensaios para as condições de teste executadas a seco, houve dificuldades no ajuste da pressão do sistema de refrigeração para que fosse atingida a estabilidade da climatização da câmara nas temperaturas abaixo de 0°C, particularmente a -10°C, tendo sido corrigido este problema posteriormente para os testes realizados com as amostras submetidas a prévio condicionamento alternado. Porém, sem prejuízo das condições relativas de análise das misturas asfálticas.

No caso dos ensaios executados sob imersão na água após prévio condicionamento alternado (Figura 9.28), quando comparados aos da condição seca (Figura 9.29), tem-se a confirmação das tendências observadas nas curvas de equivalência freqüência-temperatura (Figura 9.25), ou seja, do aumento da rigidez das misturas asfálticas, devido à diminuição do topo da parábola descrita pelo modelo de Huet-SAYEGH (1965), indicando um decréscimo dos valores referentes à componente viscosa ( $E_2$ ).

Esta condição reitera a ocorrência do endurecimento do ligante betuminoso após ter sido submetido aos ciclos de secagem em estufa, conforme discorrido anteriormente, pois apresenta uma recuperação da rigidez perdida durante os ciclos de imersão na água. Contudo, ocasionada pelo processo de envelhecimento do material, também conhecido como oxidação.

As representações gráficas no espaço de Black ao serem comparadas (Figura 9.31), mostram que as misturas asfálticas CTB e CTBPC apresentaram ângulos de fase  $\varphi$  muito próximos até a temperatura de 20°C. Contudo, a partir das temperaturas mais elevadas, a mistura CTB obteve valores maiores que a CTBPC (Tabelas 9.11 e 9.12).

Desta forma, há uma indicação de que a mistura asfáltica CTB tenha desenvolvido uma dissipação maior de energia por atrito interno no domínio viscoso do material quando solicitada, após prévio condicionamento alternado, estando em consonância

com os maiores valores obtidos em relação à componente viscosa do módulo complexo ( $E_2$ ), observados no plano Cole-Cole, para as condições de temperatura acima de 20°C descrita no parágrafo anterior (Figura 9.28).

Desta forma, tem-se que o fenômeno relacionado ao processo de endurecimento do ligante betuminoso após os condicionamentos alternados (imersão na água e secagem estufa a 60°C), possui uma influência muito forte nos resultados do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$  e, conseqüentemente, na variação das suas componentes elástica ( $E_1$ ) e viscosa ( $E_2$ ), conforme demonstrado anteriormente.

Assim, como o módulo é um parâmetro que está diretamente relacionado à rigidez das misturas asfálticas e, o endurecimento do ligante betuminoso influencia na alteração das características de rigidez das misturas, parece coerente inferir que apesar do pó calcário possuir características mineralógicas, físicas e químicas que o credencia a contribuir para que haja um melhor desempenho das misturas asfálticas sob a ação deletérea da água, não é possível atribuir apenas à substituição do pó de brita pelo pó calcário, o melhor comportamento reológico da mistura asfáltica CTBPC em relação à mistura CTB.

É importante frisar que estas constatações são baseadas nas condições em que foram realizados os ensaios nesta pesquisa, ou seja, após os ciclos de secagem em estufa a 60°C das misturas asfálticas. Para outras situações de ensaio, por exemplo, executadas logo após os ciclos de imersão na água (sem passar pela etapa de secagem em estufa), é possível que sejam observados os efeitos da substituição destes materiais nas misturas asfálticas de maneira mais nítida.

No entanto, como o pó calcário faz parte da composição da mistura asfáltica CTBPC, sendo a única modificação quanto à natureza dos materiais correspondentes às frações granulares que também compõem a mistura CTB, os resultados obtidos podem ser interpretados da seguinte forma: o pó calcário parece ter um comportamento ativo mais eficiente que o pó de brita quando utilizado como fíler nas

misturas asfálticas, no que diz respeito à análise dos parâmetros do módulo complexo, particularmente após as situações de prévio condicionamento alternado das misturas asfálticas (imersão na água e secagem em estufa a 60°) (Figura 9.31).

Quanto ao modelo de Huet-SAYEGH (1965), assim como observado na pesquisa de CASTAÑEDA (2004), apesar de possibilitar a identificação das variações nas componentes elástica ( $E_1$ ) e viscosa ( $E_2$ ) do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$ , bem como o processo de endurecimento do ligante betuminoso, não permite descrever o comportamento interfacial dos sistemas granular-betume com ou sem a presença da água. Para a análise destes casos, CASTAÑEDA (2004) utilizou o modelo auto-coerente de HERVÉ-ZAOUI (1993), porém, realizar análises com este modelo não foi traçado como um dos objetivos desta pesquisa.

Analisando os valores absolutos medidos experimentalmente, tanto a mistura CTB quanto a CTBPC obtiveram valores que ultrapassaram o limite mínimo de 7000MPa, quanto ao módulo de rigidez complexo  $IE^*I$  para a temperatura de 15°C e frequência de 10Hz (Tabelas 9.9 a 9.12). Portanto, atenderam às especificações da norma AFNOR NF P 98-130 (1993) constantes no MANUEL LPC (2007), referente às misturas asfálticas do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), em que apresentaram os seguintes valores: 8227MPa ( $CTB_{SECA}$ ), 8490MPa ( $CTBPC_{SECA}$ ), 9220MPa ( $CTB_{CICLADA}$ ) e 8843MPa ( $CTBPC_{CICLADA}$ ).

## 9.8. ENSAIO DE FADIGA

Os corpos de prova trapezoidais utilizados nos ensaios de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993) foram obtidos da mesma forma que no ensaio de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), com o teor de ligante betuminoso das misturas asfálticas CTB e CTBPC de 4,86%.

Os ensaios foram realizados a 10°C e 25Hz em 3 etapas distintas, para cada mistura asfáltica, levando em conta a forma de condicionamento dos corpos de prova, quais

sejam: a seco, sob imersão na água apenas e, sob imersão na água após um período de prévio condicionamento alternado.

A etapa sob imersão na água apenas, durante a execução dos ensaios foi procedida sem que houvesse qualquer prévio condicionamento alternado dos corpos de prova, enquanto a que compreendeu os ciclos alternados de imersão na água e secagem em estufa (ambas a 60°C), foram realizadas de maneira idêntica ao ensaio de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), exceto pela não utilização de sal para redução do ponto de fusão da água, devido à temperatura de teste (10°C) não necessitar deste artifício.

O processo de saturação dos corpos de prova também seguiu os mesmos procedimentos executados durante o ensaio de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) (Figura 9.16). Ambas as etapas sob imersão na água foram conduzidas com a utilização do equipamento ilustrado nas Figuras 9.17 e 9.18.

Foi obtido um total de 6 curvas de fadiga, sendo 3 para cada mistura asfáltica (CTB e CTBPC), subdivididas em todas as etapas de condicionamento descritas nos parágrafos anteriores.

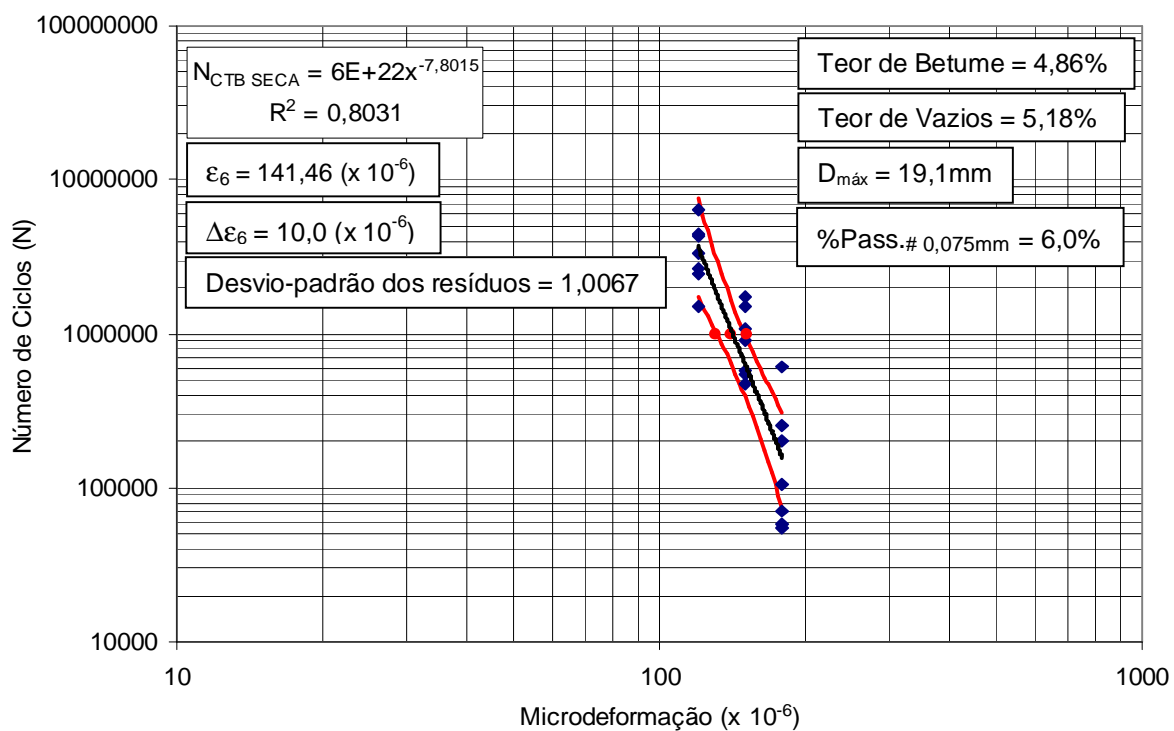
Cada curva de fadiga foi composta inicialmente por 24 corpos de prova, em que para um dado nível de deformação escolhido, 8 unidades foram utilizadas. Entretanto, cabe enfatizar que devido à ruptura de alguns corpos de prova ter ocorrido em pontos indesejados (próximos demais às bases de engaste tanto superiores como inferiores, por exemplo; Figura 8.21), algumas unidades foram rejeitadas. Contudo, sempre foi mantida a quantidade mínima exigida pela norma AFNOR NF P 98-261-1 (1993) de pelo menos 6 corpos de prova para cada nível de deformação testado.

A Tabela 9.15 apresenta os níveis de deformação escolhidos em cada etapa dos ensaios de fadiga, para as misturas asfálticas CTB e CTBPC.

Tabela 9.15 - Níveis de deformação escolhidos durante os ensaios de fadiga.

Mistura Asfáltica	Etapas de Condicionamento	Nível de Deformação ( $\times 10^{-6}$ )		
		Lotes dos Corpos de Prova		
		8	8	8
CTB	a seco	120	150	180
	imersão na água	110	150	190
	imersão na água + cond. alt.	90	120	150
CTBPC	a seco	120	150	180
	imersão na água	110	150	190
	imersão na água + cond. alt.	90	120	150

As Figuras 9.33 a 9.38 ilustram as curvas de fadiga obtidas para as misturas asfálticas CTB e CTBPC.

Figura 9.33 - Curva de fadiga da mistura asfáltica CTB<sub>SECA</sub>.



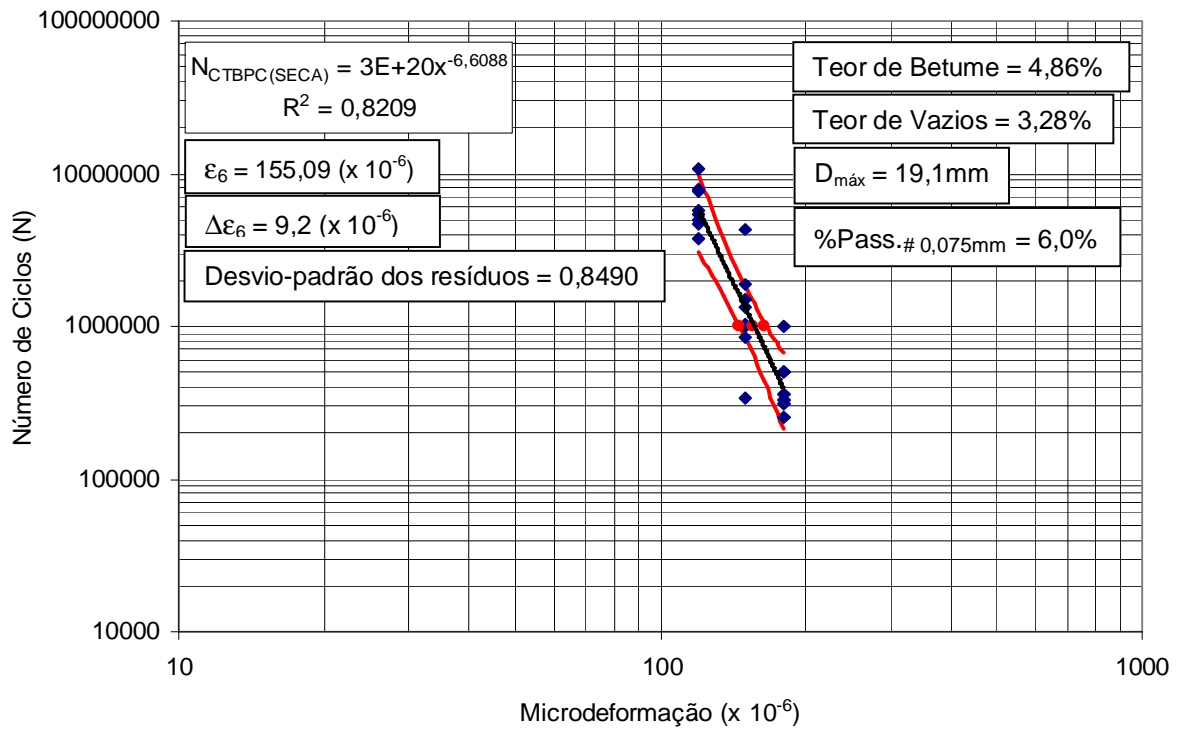


Figura 9.34 - Curva de fadiga da mistura asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub>.

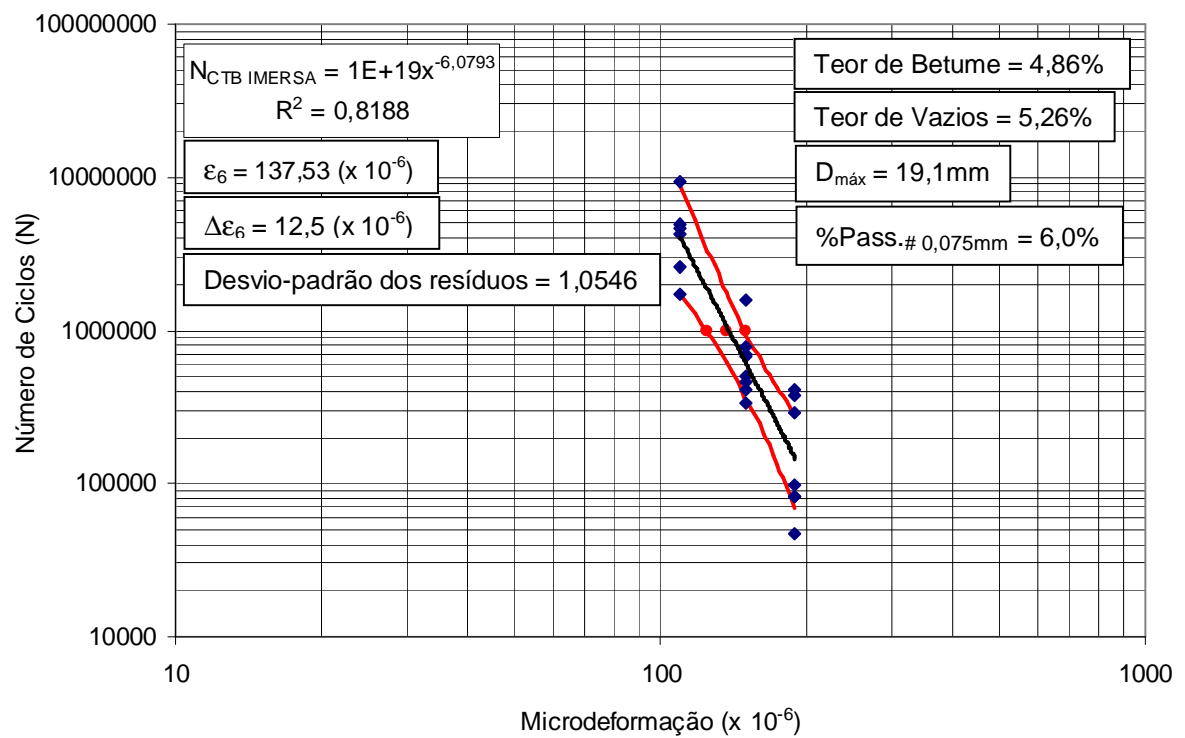


Figura 9.35 - Curva de fadiga da mistura asfáltica CTB<sub>IMERSA</sub>.

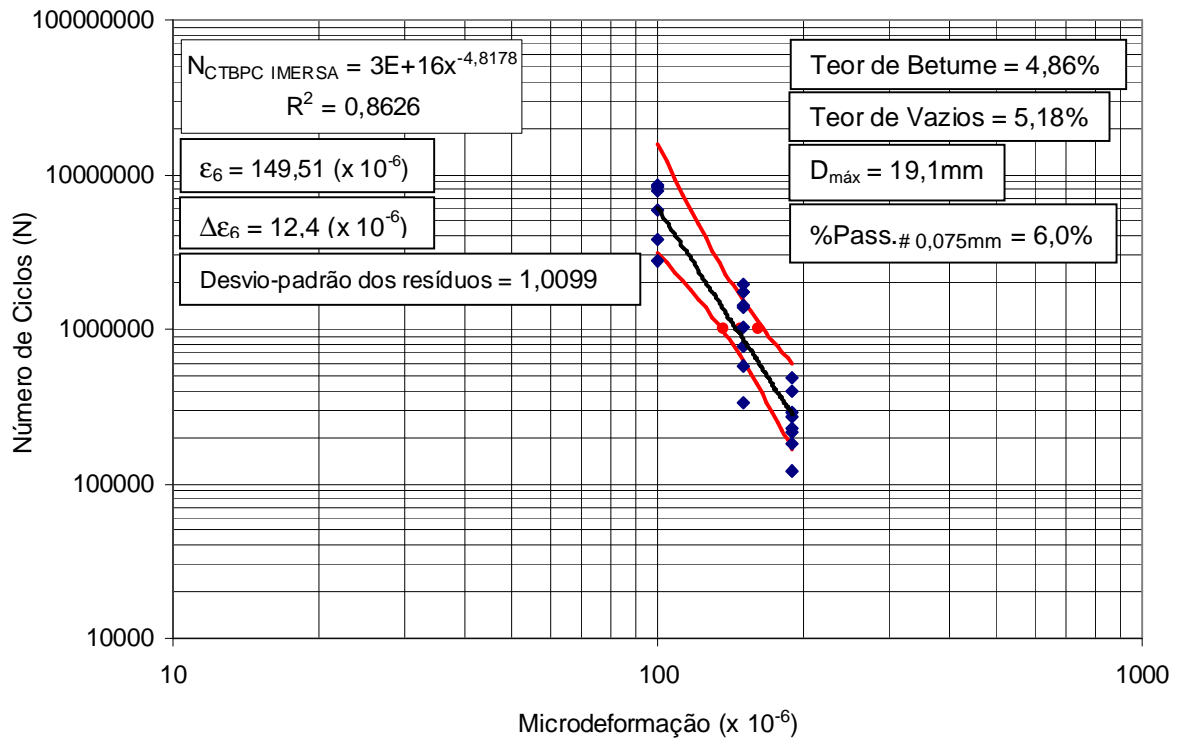


Figura 9.36 - Curva de fadiga da mistura asfáltica CTBPC<sub>IMERSA</sub>.

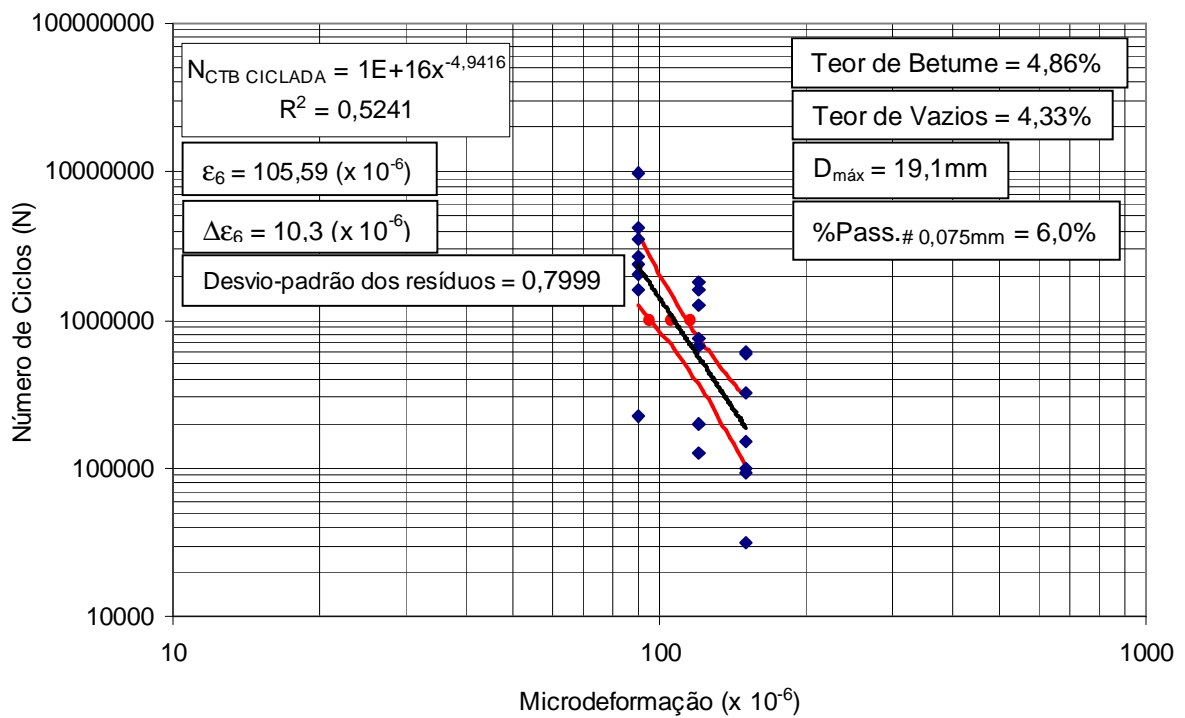
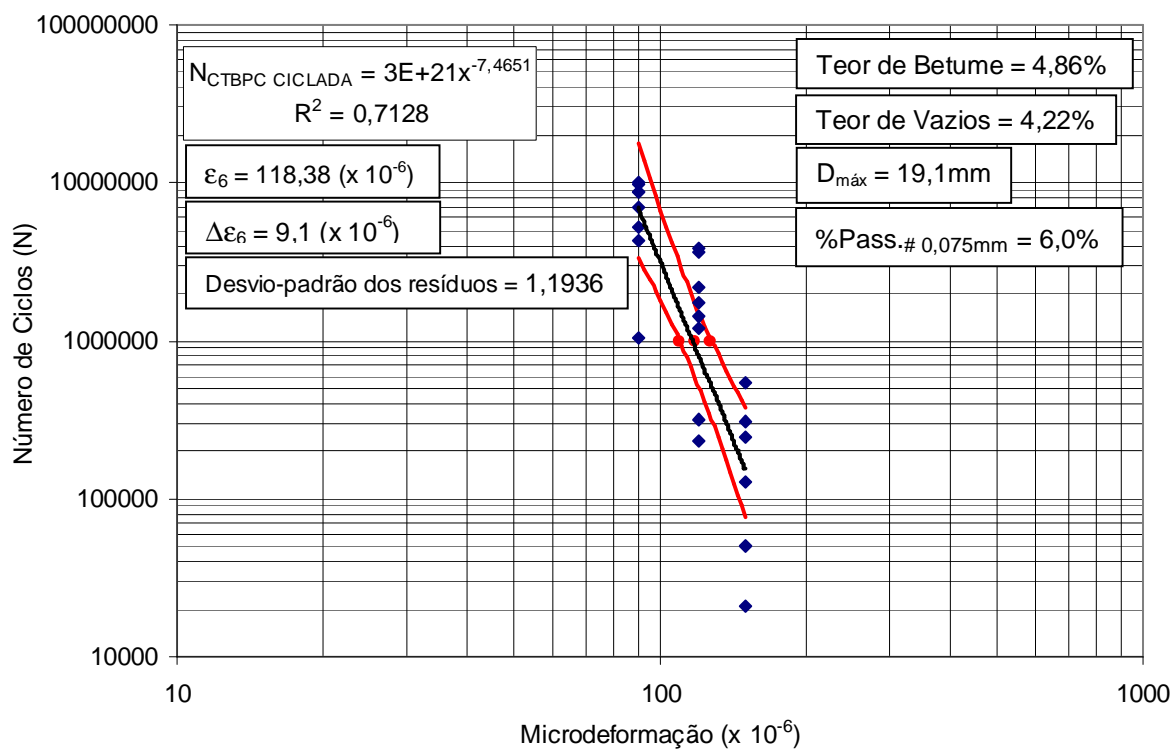


Figura 9.37 - Curva de fadiga da mistura asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub>.

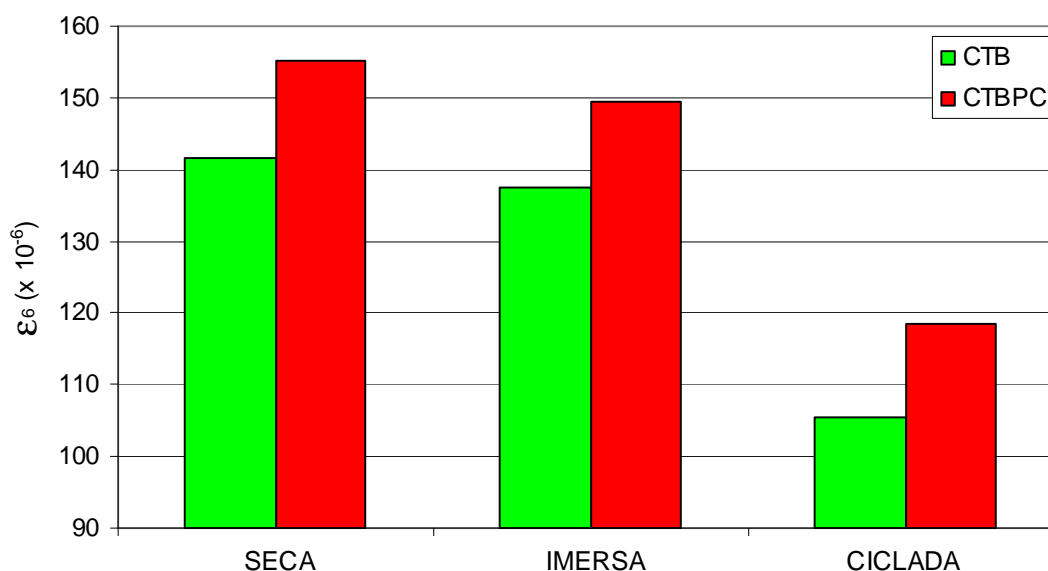


**Figura 9.38 - Curva de fadiga da mistura asfáltica CTBPC<sub>CICLEADA</sub>.**

A partir dos resultados das deformações calculadas para  $10^6$  ciclos de solicitação ( $\epsilon_6$ ) (Tabela 9.16, Figura 9.39), verificou-se que a mistura asfáltica CTBPC apresentou a melhor resistência à ruptura por fadiga em todas as etapas. Contudo, apesar das distinções de comportamento, ambas (CTB e CTBPC) obtiveram resultados da  $\epsilon_6$  superiores ao limite mínimo de  $100 \times 10^{-6}$  especificado para misturas asfálticas do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG) (MANUEL LPC, 2007; AFNOR NF P 98-130,1993).

**Tabela 9.16 - Deformações calculadas para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ) e intervalo estatístico ( $\Delta\epsilon_6$ ).**

Mistura Asfáltica	Etapas de Condicionamento	$\epsilon_6$ ( $\times 10^{-6}$ )	$\Delta\epsilon_6$ ( $\times 10^{-6}$ )
CTB	a seco	141,46	10,0
	Imersão na água	137,53	12,5
	Imersão na água + cond. alt.	105,59	10,3
CTBPC	a seco	155,09	9,2
	Imersão na água	149,51	12,4
	Imersão na água + cond. alt.	118,38	9,1



**Figura 9.39 - Deformações calculadas para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ) em todas as etapas dos ensaios de fadiga, para as misturas asfálticas CTB e CTBPC.**

Observando os resultados apresentados na Tabela 9.16 e na Figura 9.39, tem-se que para a mistura asfáltica CTB, o valor da  $\epsilon_6$  calculado para a etapa executada a seco obteve uma redução de 2,78% e de 25,36%, em relação às etapas sob imersão na água apenas e sob imersão na água após prévio condicionamento alternado, respectivamente. No caso da mistura asfáltica CTBPC, estas reduções foram de 3,6% e de 23,67%, considerando as mesmas etapas de condicionamento da mistura CTB.

Entre as duas misturas asfálticas, a CTBPC apresentou um valor 8,79%, 8,01% e 10,8% superior ao da CTB, correspondente à  $\epsilon_6$  para as etapas executadas a seco, sob imersão na água e, sob imersão na água após prévio condicionamento alternado, nesta ordem.

No que diz respeito à etapa sob imersão na água apenas, pôde-se notar que apenas submeter as misturas asfálticas a um processo de saturação prévio seguido de um procedimento de imersão direta na água a 10°C durante o ensaio, acarreta pequenas reduções aos valores de  $\epsilon_6$ . Em contrapartida, nas situações em que são submetidas previamente a um condicionamento alternado sob imersão na água e secagem em estufa a 60°C, verifica-se que ocorrem reduções significativas da  $\epsilon_6$  que contribuem para conduzir mais precocemente o material ao colapso.

Estes dois comportamentos distintos, podem levar às seguintes constatações:

- A água, apesar de possuir uma elevada tensão superficial, quando em contato com o sistema granular-betume apenas em condições de temperaturas amenas, como no ensaio de Duriez a 18°C (AFNOR NF P 98-251-1, 1995) e de fadiga a 10°C (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), tem uma baixa capacidade de alterar a viscosidade dos ligantes betuminosos e romper a película formada sobre os granulares, quando a molhagem ocorre completamente na fase de adesividade ativa (Figura 6.3), necessitando de longos períodos para que atue de maneira fortemente danosa na interface destes sistemas como agente desagregador;
- Quando a água em contato com o sistema granular-betume é submetida a ciclos que simulem gradientes térmicos que compreendam elevadas temperaturas, como no caso do ensaio Lottman Modificado (AASHTO T - 283, 1989) e da terceira etapa dos ensaios de fadiga desta pesquisa, a 60°C, há uma alteração da viscosidade do ligante betuminoso, tornando-o mais fluido e,

portanto, mais suscetível à remoção da película formada sobre os granulares, devido à elevada tensão superficial da água.

As constatações feitas nos itens anteriores têm fundamento não apenas nos resultados obtidos quanto aos valores da  $\varepsilon_6$ , mas nas observações das faces de ruptura dos corpos de prova durante a execução dos ensaios, em que para a condição sob imersão na água apenas, não foi percebido o descolamento da película de ligante betuminoso da superfície do granular em nenhum dos casos após a ruptura.

Portanto, de acordo com as observações efetuadas, tem-se que a ruptura dos granulares e a propagação de fissuras no ligante betuminoso contribuíram para o colapso das misturas asfálticas para esta condição de execução dos ensaios, isto é, sob imersão direta na água apenas.

Entretanto, no caso dos condicionamentos alternados prévios, foram verificadas quatro situações distintas para ambas as misturas asfálticas: ruptura ocasionada apenas no entorno dos granulares, devido ao descolamento da película de ligante betuminoso (Figura 9.40a); ruptura das partículas dos granulares, com descolamentos discretos da película de ligante betuminoso nos demais pontos (Figura 9.40b); ruptura tanto no entorno dos granulares devido ao descolamento da película de ligante betuminoso quanto na própria partícula dos granulares (Figura 9.40c) e; predominantemente na película de ligante betuminoso (Figura 9.40d).

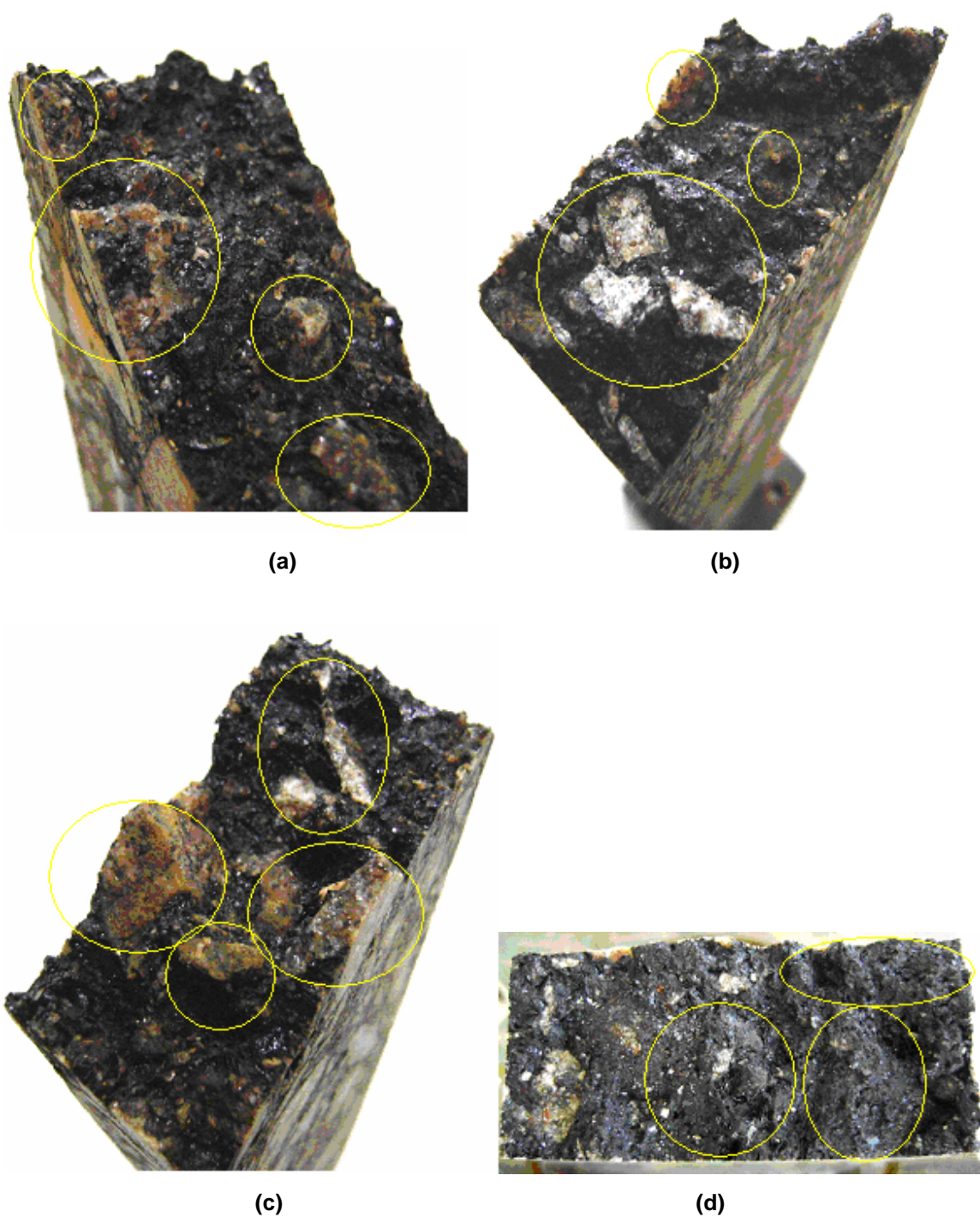


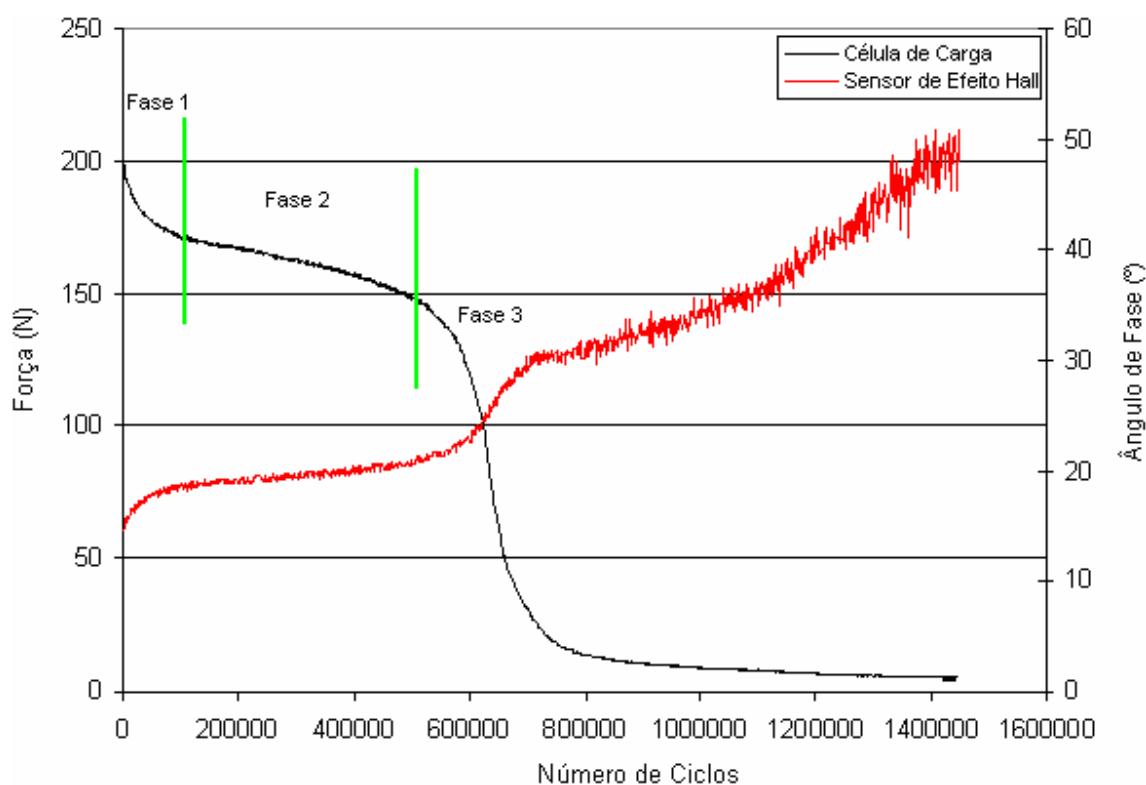
Figura 9.40 - Faces de ruptura dos corpos de prova: (a) descolamento da película de ligante betuminoso no entorno dos granulares, (b) ruptura das partículas dos granulares, (c) ruptura no entorno dos granulares e das partículas e, (d) ruptura predominante na película de ligante betuminoso.

Estas condições distintas de ruptura justificam a dispersão dos resultados obtidos nas curvas de fadiga, em consonância com o próprio comportamento disperso intrínseco dos materiais betuminosos, bem como abrangem todas as situações pertinentes à superfície de falha de uniões adesivas (Figura 6.4).

Porém, para a condição sob imersão na água após prévio condicionamento alternado, mesmo as misturas asfálticas tendo apresentado percentuais próximos quanto à redução da  $\varepsilon_6$ , a mistura CTBPC obteve um valor absoluto bem superior ao da mistura CTB (Tabela 9.16), em comparação ao limite mínimo de  $100 \times 10^{-6}$  especificado pela norma AFNOR NF P 98-130 (1993) e constante no MANUEL LPC (2007), para misturas asfálticas do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), confirmando seu melhor desempenho mecânico nesta condição de ensaio.

O decréscimo da rigidez das misturas asfálticas no decorrer dos ensaios pôde ser acompanhado em todos os casos, observando a evolução das três fases do fenômeno de fadiga (Figura 4.5), em consonância ao aumento do ângulo de fase  $\varphi$ , confirmando o fato de serem variáveis simétricas, ou seja, o aumento de uma corresponde à diminuição da outra e vice-versa. A Figura 9.41 ilustra uma situação típica observada durante os ensaios.





**Figura 9.41 - Exemplo da evolução das três fases do fenômeno de fadiga e do ângulo de fase  $\varphi$  ( $\epsilon = 180 \times 10^{-6}$ ).**

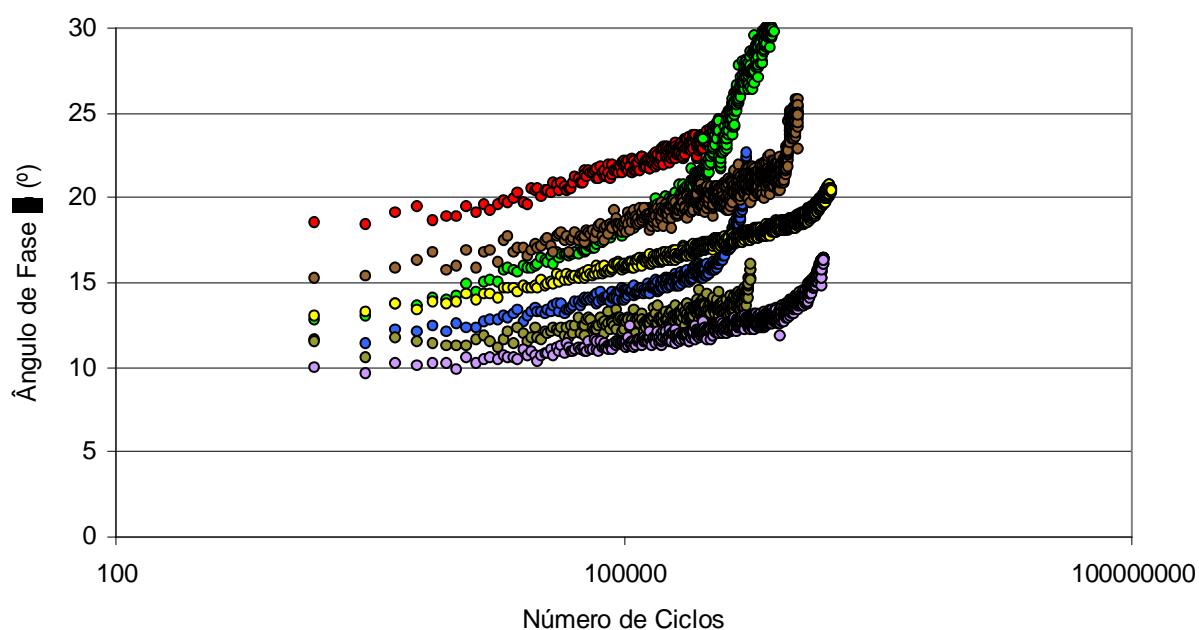
A Figura 9.41, obviamente, ilustra apenas um entre os vários resultados obtidos durante os ensaios realizados. Porém, a tendência observada foi sempre a mesma, ou seja, o decréscimo de rigidez da mistura asfáltica implica no aumento do ângulo de fase  $\varphi$ .

As variações em relação ao gráfico apresentado ocorrem principalmente na extensão correspondente à fase 2, pertinente ao decréscimo da rigidez e da progressão das fissuras no material. Portanto, quanto maior o nível de deformação máxima escolhido, menor será a referida extensão, seja qual for a situação de ensaio, a seco ou sob condicionamento (apenas imersão direta na água ou alternado).

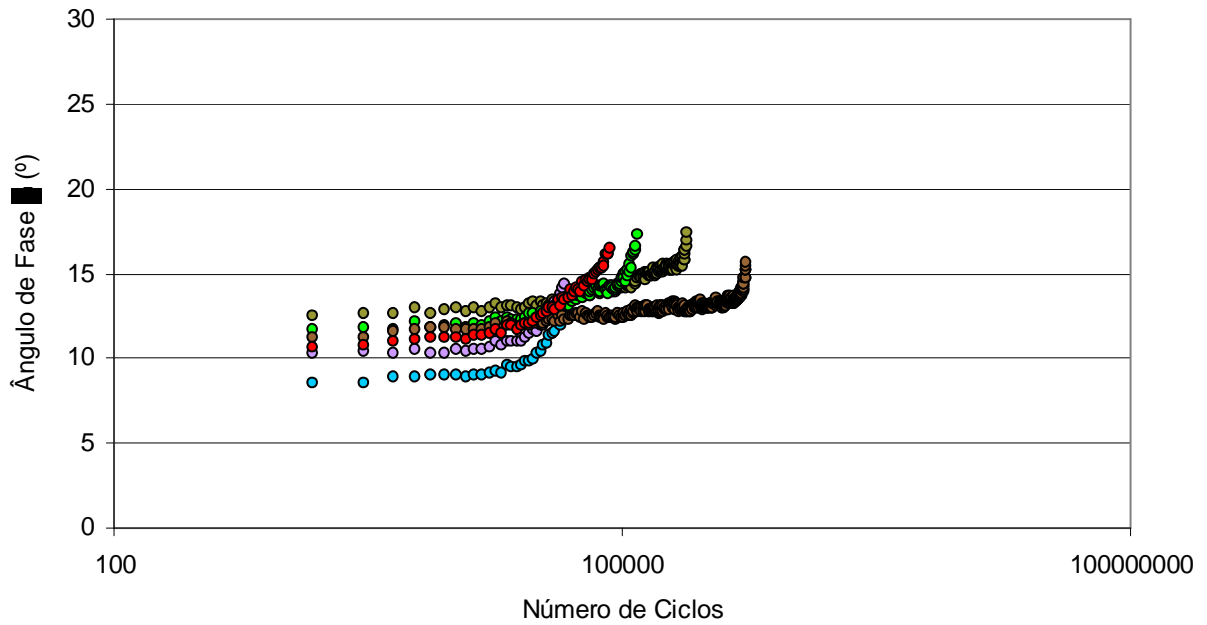
Além disso, assim como nos ensaios de módulo complexo, também puderam ser observados indicativos de modificação da viscosidade do ligante betuminoso,

caracterizada devido à tendência de redução do ângulo de fase  $\phi$  após a execução do processo de prévio condicionamento alternado, tanto para a mistura asfáltica CTB quanto para a CTBPC.

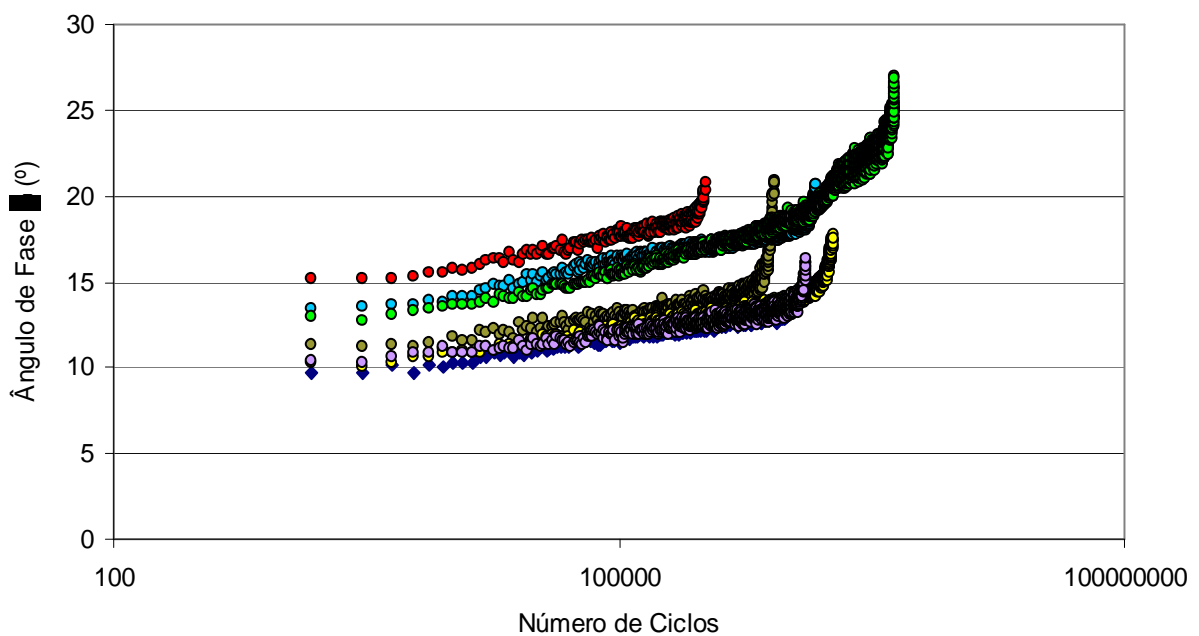
Esta verificação está em consonância com as observações feitas no tópico 9.7, quanto à ocorrência do endurecimento do ligante betuminoso, em função do processo de envelhecimento do material e, que acarreta no aumento do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$  das misturas asfálticas. As Figuras 9.42 a 9.45 ilustram as tendências observadas durante os ensaios, desde o instante da primeira leitura até o momento da ruptura dos corpos de prova.



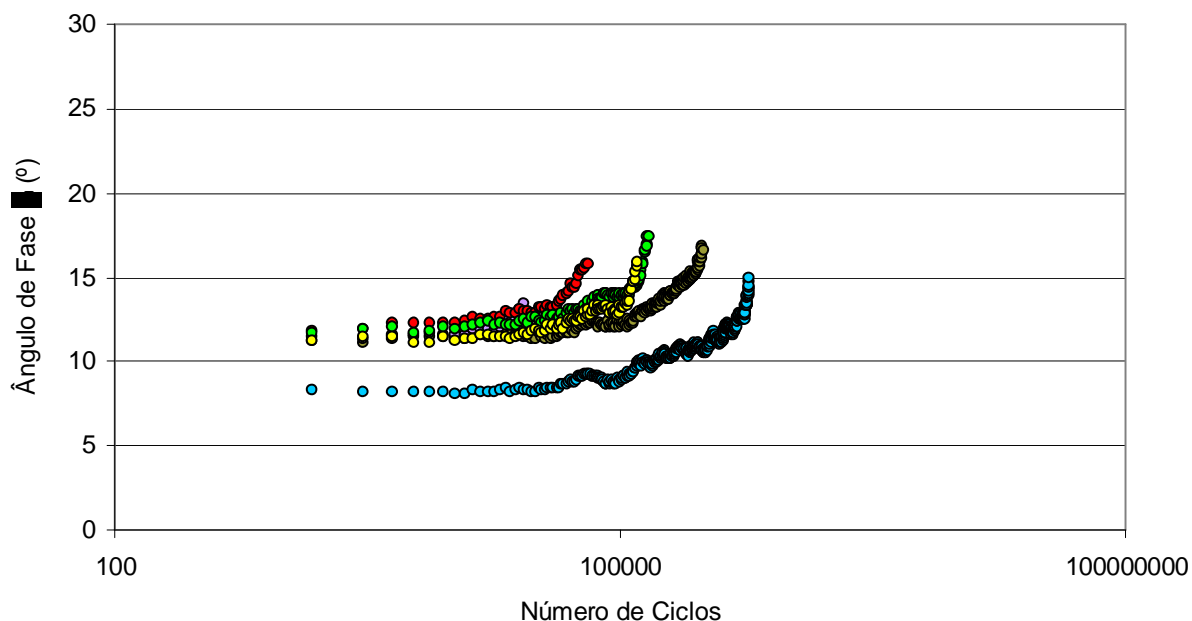
**Figura 9.42 - Ângulo de fase  $\phi$  na condição de ensaio executada a seco, para a mistura CTB<sub>SECA</sub> ( $\epsilon = 150 \times 10^{-6}$ ).**



**Figura 9.43 - Ângulo de fase  $\varphi$  na condição de ensaio executada após prévio condicionamento alternado, para a mistura CTB<sub>CICLADA</sub> ( $\epsilon = 150 \times 10^{-6}$ ).**



**Figura 9.44 - Ângulo de fase  $\varphi$  na condição de ensaio executada a seco, para a mistura CTBPC<sub>SECA</sub> ( $\epsilon = 150 \times 10^{-6}$ ).**



**Figura 9.45 - Ângulo de fase  $\phi$  na condição de ensaio executada após prévio condicionamento alternado, para a mistura CTBPC<sub>CICLADA</sub> ( $\epsilon = 150 \times 10^{-6}$ ).**

Porém, as situações ilustradas nas Figuras 9.42 a 9.45 mostram que ao contrário dos ensaios de módulo, em que o aumento do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$  após prévio condicionamento alternado induz a uma superestimação do comportamento do material, caracterizado pelo seu envelhecimento, torna-o frágil e suscetível às solicitações aplicadas durante os ensaios de fadiga, sobretudo nos maiores níveis de deformação, provocando a ruptura precoce do material, que se reflete na redução da deformação  $\epsilon_6$  (Tabela 9.16 e Figura 9.39).

O que se pode concluir diante dos resultados obtidos, para as condições de execução dos ensaios de fadiga executados nesta pesquisa, é que a ação deletérea da água é um fator prejudicial ao desempenho mecânico das misturas asfálticas, sobretudo após as situações de condicionamento sob imersão à elevada temperatura, contribuindo para a perda de adesão dos sistemas granular-mástique, conforme observado na Figura 9.40, estando de acordo com as verificações feitas no exame das faces de ruptura dos corpos de prova utilizados durante o ensaio Lottman Modificado (AASHTO T - 283, 1989) (Figura 9.11).

Ainda, devido às condições de mesma dosagem do teor de ligante betuminoso, processo de condicionamento dos corpos de prova, distribuição percentual das frações granulares e, teores de vazios muito próximos (principalmente entre as misturas submetidas aos processos de condicionamento; Figuras 9.35 a 9.38), o pó calcário mostrou um comportamento ativo mais eficiente que o do pó de brita quando utilizado como fíler, contribuindo para a melhoria da resistência à ruptura por fadiga das misturas asfálticas.

Esta constatação indica que os resultados obtidos estão em consonância com as tendências apresentadas na literatura técnica em âmbito mundial, em que as características físicas, mas sobretudo as mineralógicas e químicas das rochas calcárias calcíticas, contribuem para a obtenção de uma resistência à ruptura por fadiga maior das misturas asfálticas, em relação àquelas compostas apenas por granulares provenientes de rochas graníticas.

### **9.9. ENSAIO DE MANCHA DE AREIA**

Os ensaios de mancha de areia (AFNOR NF P 98-216-1, 1993) foram executados sobre as superfícies de todas as placas moldadas para a execução dos ensaios de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) (Figura 8.11b) e, de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993) (Figura 9.15b).

Para as placas do ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) foram efetuadas 3 leituras em cada unidade, sendo uma a cada extremidade e outra no centro, enquanto que para as placas dos ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), um total de 5 leituras foram procedidas, abrangendo os 4 cantos e o centro das placas.

A rotina completa das medições resultou em 18 leituras para as placas de deformação permanente e 78 para as de módulo complexo e fadiga.

A Tabela 9.17 apresenta a média dos resultados obtidos para as 6 placas do ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) e, para as 12 placas dos ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993) para as misturas asfálticas CTB e CTBPC.

**Tabela 9.17 - Resultados das medições da altura de mancha de areia na superfície das misturas asfálticas CTB e CTBPC.**

Mistura Asfáltica	Ensaio de Destino da Placa	Altura da Mancha de Areia (mm)
CTB	Deformação Permanente*	0,81
	Módulo Complexo e Fadiga**	1,15
CTBPC	Deformação Permanente*	0,99
	Módulo Complexo e Fadiga**	1,20

\*Volume de areia utilizado = 12500; \*\* Volume de areia utilizado = 25000mm<sup>3</sup>.

De acordo com a classificação proposta por PASQUET (1968) (Tabela 8.3), as misturas asfálticas CTB e CTBPC estão enquadradas na classe D, ou seja, possuem texturas superficiais consideradas rugosas, em função dos resultados obtidos na Tabela 9.17 terem compreendido um intervalo entre 0,80mm e 1,20mm quanto à altura da mancha de areia. Isto significa que estão aptas à aplicação em pavimentos sujeitos a velocidades acima de 120km/h, conforme as observações feitas pelo referido autor.

As variações dos valores obtidos nas medições entre as placas de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) e, de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), certamente estão relacionadas aos seguintes aspectos: diferença quanto ao volume de areia utilizado, área de espalhamento disponível nas respectivas placas e, às dispersões de resultados intrínsecas ao caráter empírico do ensaio.

### 9.10. ENSAIO DE DRENABILIDADE

As leituras dos ensaios de drenabilidade (similar ao proposto pela norma francesa AFNOR NF P 98-254-3, 1993) foram procedidas nas mesmas placas em que foram realizadas as medições da altura da mancha de areia, considerando a rotina idêntica quanto aos pontos determinados na superfície das placas. Portanto, o total de leituras realizadas também foi o mesmo, bem como o de placas ensaiadas, estando os resultados apresentados na Tabela 9.18.

**Tabela 9.18 - Resultados das medições da drenabilidade na superfície das misturas asfálticas CTB e CTBPC.**

<b>Mistura Asfáltica</b>	<b>Ensaio de Destino da Placa</b>	<b>Drenabilidade (tempo de escoamento superficial)</b>
<b>CTB</b>	<b>Deformação Permanente</b>	3" 91
	<b>Módulo Complexo e Fadiga</b>	4" 00
<b>CTBPC</b>	<b>Deformação Permanente</b>	3" 03
	<b>Módulo Complexo e Fadiga</b>	4" 03

Os resultados obtidos foram análogos em relação às medições da altura da mancha de areia (Tabela 9.17), em cada caso.

Tem-se, portanto, que os tempos medidos são curtos o suficiente para que se evite zonas de acumulação de água na superfície dos pavimentos, garantindo segurança ao usuário quanto à não ocorrência de hidroplanagem durante o contato pneu-pavimento.

### 9.11. DIMENSIONAMENTO

Para evidenciar o comportamento mecânico das misturas asfálticas em função dos resultados obtidos nas situações a seco e sob imersão na água após prévio condicionamento alternado, nos ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), foi utilizada a metodologia de

dimensionamento francesa desenvolvida pelo *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA) em conjunto com o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) (GUIDE TECHNIQUE, 1997), a partir de uma situação hipotética.

A partir desta condição, tem-se que analisar em conjunto tanto a rigidez quanto a deformação admissível dos materiais, é o melhor caminho para verificar as suas respostas em situações práticas, sob a aplicação de cargas solicitantes em uma estrutura de pavimento hipotética.

Os parâmetros de tráfego adotados para dimensionar a estrutura de partida foram os seguintes:

- Classe: T1 (Tabela 8.1; Volume Médio Diário Anual - VMMA  $\cong$  500 caminhões pesados; peso bruto total acima de 50kN);
- Eixo-padrão considerado: 130kN;
- Taxa de crescimento anual: 3,8%;
- Período de projeto inicial: 10 anos;
- Coeficiente médio de agressividade (CAM): 1,0;
- Tráfego acumulado por faixa (N):  $1,95 \times 10^6$  (baseado em 90% do VMMA correspondente à classe do tráfego considerada, para a faixa mais solicitada, quando a rodovia possuir 2 faixas por pista em cada sentido e; no fator de acumulação "C"; Equações 9.1 e 9.2);

$$C = \frac{(1 + \tau)^p - 1}{\tau} \quad (9.1)$$

onde:

C = fator de acumulação do tráfego além do previsto para período inicial de projeto;

$\tau$  = taxa de crescimento anual;

p = período de projeto inicial.



$$N = 365 \times \text{VMDA} \times C \quad (9.2)$$

onde:

N = tráfego acumulado por pista;

VMDA = Volume Médio Diário Anual;

C = fator de acumulação do tráfego além do previsto para período inicial de projeto.

- Número de eixos equivalentes (NE):  $1,95 \times 10^6$  (Equação 9.3);

$$NE = N \times \text{CAM} \quad (9.3)$$

onde:

NE = número de eixos equivalentes;

CAM = coeficiente médio de agressividade.

- Coeficiente de risco (r): 50%.

NOTA: o coeficiente de risco na metodologia francesa é um critério arbitrário baseado no período de projeto inicial. Logo, quanto menor for este período, maior tende a ser o risco considerado. No caso desta pesquisa, a percentagem de 50% foi adotada, a fim de que os fatores de ajuste da Equação C.2 (Anexo C), correspondente à deformação admissível de tração na base da camada betuminosa, não fossem influenciados por variáveis de risco (coeficiente  $k_r$ , Equação C.3; Anexo C), pois não se tratava do objetivo desta pesquisa verificar influências de fatores de risco em soluções de projeto de pavimentos, mas evidenciar o efeito da ação da água no dimensionamento hipotético das estruturas de pavimento.

No que diz respeito aos materiais componentes das camadas subjacentes à de rolamento, tem-se os seguintes parâmetros:

- Subleito:  
Classe de suporte AR2, na condição PST nº3:  $E_{\text{subleito}} = 50\text{MPa}$ ;
- Camada de reforço:  
Plataforma de fundação PF3:  $E_{\text{ref}} = 3.E_{\text{subleito}}$ ;  $E_{\text{ref}} = 150\text{MPa}$ ;
- Camada de material granular (brita graduada simples - BGS):  
Categoria B:  $E_{\text{BGS}} = 3.E_{\text{ref}}$ ;  $E_{\text{BGS}} = 450\text{MPa}$ .

NOTA: na falta de valores experimentais, a metodologia recomenda adotar um coeficiente de Poisson  $\nu = 0,35$  para todos os materiais.

Os dados correspondentes às misturas asfálticas, foram obtidos durante os ensaios de módulo complexo e fadiga (Tabela 9.19).

**Tabela 9.19 - Parâmetros determinados para as misturas asfálticas CTB e CTBPC.**

Mistura Asfáltica	Módulo Complexo (MPa)			Fadiga		
	IE*1 (10°C, 10Hz)	IE*1 (15°C, 10Hz)	IE*1 (10°C, 25Hz)	$\epsilon_6$ ( $\times 10^{-6}$ )	Desvio-Padrão dos Resíduos (SN)	Inclinação da curva de fadiga (b)
<b>CTB<sub>SECA</sub></b>	9030	8227	9854	141,46	0,44	-0,13
<b>CTBPC<sub>SECA</sub></b>	9750	8490	10782	155,09	0,37	-0,15
<b>CTB<sub>CICLADA</sub></b>	10358	9220	11008	105,59	0,52	-0,13
<b>CTBPC<sub>CICLADA</sub></b>	10155	8843	10808	118,38	0,35	-0,20

Os cálculos pertinentes à concepção da estrutura de partida são apresentados em detalhes no Anexo D, em que as espessuras obtidas para as camadas da estrutura do pavimento são apresentadas na Tabela 9.20.

**Tabela 9.20 - Espessura das camadas da estrutura de partida do pavimento.**

<b>Camada</b>	<b>Material</b>	<b>Espessura (cm)</b>
<b>Rolamento</b>	<b>Mistura Asfáltica</b>	5,0
<b>Base/Sub-Base</b>	<b>Brita Graduada Simples (BGS)</b>	25,0
<b>Reforço do Subleito</b>	<b>Solo Não Tratado</b>	30,0

As análises da estrutura de partida, foram executadas com a utilização do programa EVERSTRESS 5.0, desenvolvido pelo *Washington State Department of Transportation* (WSDOT, 1999), baseado na Teoria de BURMISTER (1943), que considera os pavimentos como estruturas multi-camadas com comportamento elástico linear, homogêneo e isotrópico. A condição nas interfaces das camadas foi assumida como de total aderência.

Os resultados obtidos para a estrutura de partida quanto à deformação tanto na base da camada de concreto betuminoso ( $\epsilon_t$ ) quanto no topo das camadas subjacentes ( $\epsilon_z$ ) são apresentados na Tabela 9.21.

**Tabela 9.21 - Deformações dos materiais para a estrutura de partida do pavimento composta com as misturas asfálticas CTB<sub>SECA</sub>, CTBPC<sub>SECA</sub>, CTB<sub>CICLADA</sub> e, CTBPC<sub>CICLADA</sub>.**

Estrutura do Pavimento	Deformações ( $\times 10^{-6}$ ) na estrutura após modelização		Deformações admissíveis ( $\times 10^{-6}$ ) dos materiais	
	$\epsilon_t$	$\epsilon_z$	$\epsilon(NE, \theta_{eq}, f)$	$\epsilon_{z, ad}$
<b>Estrutura com a Mistura Asfáltica CTB<sub>SECA</sub></b>				
<b>CTB<sub>SECA</sub></b>	180,42	-	150,00	-
<b>BGS</b>	-	199,41	-	482,00
<b>Reforço</b>	-	569,78	-	482,00
<b>Subleito</b>	-	315,59	-	482,00
<b>Estrutura com a Mistura Asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub></b>				
<b>CTBPC<sub>SECA</sub></b>	177,14	-	165,00	-
<b>BGS</b>	-	192,67	-	482,00
<b>Reforço</b>	-	563,82	-	482,00
<b>Subleito</b>	-	313,87	-	482,00
<b>Estrutura com a Mistura Asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub></b>				
<b>CTB<sub>CICLADA</sub></b>	176,35	-	113,00	-
<b>BGS</b>	-	191,12	-	482,00
<b>Reforço</b>	-	562,42	-	482,00
<b>Subleito</b>	-	313,48	-	482,00
<b>Estrutura com a Mistura Asfáltica CTBPC<sub>CICLADA</sub></b>				
<b>CTBPC<sub>CICLADA</sub></b>	177,05	-	122,00	-
<b>BGS</b>	-	192,49	-	482,00
<b>Reforço</b>	-	563,66	-	482,00
<b>Subleito</b>	-	313,83	-	482,00

Observando a Tabela 9.21, as deformações de tração na base da camada betuminosa ( $\epsilon_t$ ) e no topo das camadas de reforço ( $\epsilon_z$ ), foram superiores aos das respectivas deformações admissíveis calculadas pela metodologia SETRA-LCPC [ $\epsilon(NE, \theta_{eq}, f)$ ] e ( $\epsilon_{z, ad}$ ), para ambas as misturas asfálticas e em todos os casos (tanto a seco quanto após prévio condicionamento alternado).

Diante dos resultados obtidos, foi feita uma progressão da espessura da camada betuminosa até que fossem obtidos valores de deformação na estrutura abaixo dos admissíveis calculados pela metodologia SETRA-LCPC.

Para a estrutura composta com a mistura asfáltica  $CTB_{SECA}$ , mesmo utilizando o limite máximo de 9,0cm especificado para o tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG) (MANUEL LPC, 2007; GUIDE TECHNIQUE, 1997; AFNOR NF P 98-130, 1993), não foi possível obter uma deformação de tração na base da camada betuminosa ( $\varepsilon_t = 153 \times 10^{-6}$ ) abaixo do valor calculado como admissível para o material ( $\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f = 150 \times 10^{-6})$ ). Logo, foi necessário também aumentar a espessura da camada de brita graduada simples (BGS), a fim de que se forjasse um suporte maior para reduzir a deformação mencionada.

A estrutura final utilizando a mistura  $CTB_{SECA}$  ficou com 9,0cm (camada betuminosa), 28,0cm (camada de brita graduada simples) e, com os mesmos 30,0cm iniciais para a camada de reforço. Desta forma, foram atendidos todos os limites referentes às deformações admissíveis dos materiais que compunham a estrutura do pavimento.

No caso da estrutura composta com a mistura asfáltica  $CTBPC_{SECA}$ , com 8,0cm de espessura da camada betuminosa já foi possível obter valores de deformação abaixo dos calculados como admissíveis para todos os materiais, permanecendo as camadas subjacentes com as mesmas espessuras determinadas para a estrutura de partida. Isto ocorre devido o módulo da mistura asfáltica  $CTBPC$  ter sido maior que o da  $CTB$ , para as condições de temperatura e frequência utilizadas como parâmetro no dimensionamento das estruturas dos pavimentos (Tabela 9.19).

O dimensionamento das estruturas dos pavimentos com as misturas asfálticas submetidas ao processo de prévio condicionamento alternado, foi executado também com a progressão da espessura da camada betuminosa até o limite máximo de 9,0cm especificado para o tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG) (MANUEL LPC, 2007; GUIDE TECHNIQUE, 1997; AFNOR NF P 98-130, 1993).

Porém, assim como para as misturas em estado seco, não foi possível atender aos limites admissíveis quanto à deformação de tração na base da referida camada [ $\varepsilon_t = 146,15 \times 10^{-6}$  (CTB<sub>CICLADA</sub>);  $\varepsilon_t = 147,29 \times 10^{-6}$  (CTBPC<sub>CICLADA</sub>)], pois foram maiores que os determinados pelos cálculos da metodologia SETRA-LCPC como admissíveis  $\varepsilon(\text{NE}, \theta_{\text{eq}}, f; \text{Tabela } 10.15)$ , em que pese as deformações no topo das camadas subjacentes terem sido atendidas.

A progressão de espessuras se deu então na camada de brita graduada simples (BGS), em que partindo dos 25,0cm iniciais, chegou-se a 35,0cm para as estruturas dos pavimentos de ambas as misturas asfálticas e, mesmo assim sem atingir o objetivo de reduzir a deformação de tração na base da camada betuminosa [ $\varepsilon_t = 137,0 \times 10^{-6}$  (CTB<sub>CICLADA</sub>);  $\varepsilon_t = 138,1 \times 10^{-6}$  (CTBPC<sub>CICLADA</sub>)] abaixo do limite admissível  $\varepsilon(\text{NE}, \theta_{\text{eq}}, f; \text{Tabela } 9.21)$  calculado pela metodologia SETRA-LCPC.

Neste ponto do dimensionamento, foi percebido que as alterações das espessuras das camadas de brita graduada simples (BGS) além dos 35,0cm, pouco influenciavam no aumento da condição de suporte das camadas betuminosas, a fim de reduzir as deformações de tração geradas na base ( $\varepsilon_t$ ), para que se ficassem abaixo dos limites de deformação admissível das misturas asfálticas  $\varepsilon(\text{NE}, \theta_{\text{eq}}, f)$ .

Desta forma, foi adotada como solução de projeto o aumento da camada betuminosa para ambas as estruturas de pavimento, mesmo que estivessem acima do limite máximo de 9,0cm especificado para misturas asfálticas do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG) (MANUEL LPC, 2007; GUIDE TECHNIQUE, 1997; AFNOR NF P 98-130, 1993).

Foram atendidos, então, os limites de deformação admissível de tração na base das camadas betuminosas, prevendo espessuras de 12,0cm (CTB<sub>CICLADA</sub>) e 11,0cm (CTBPC<sub>CICLADA</sub>). Quanto às camadas subjacentes, as espessuras ficaram em 35,0cm (brita graduada simples - BGS) e, mantidos os 30,0cm iniciais para a camada de reforço.

A Tabela 9.22 apresenta os resultados das deformações obtidas para as estruturas finais descritas anteriormente.

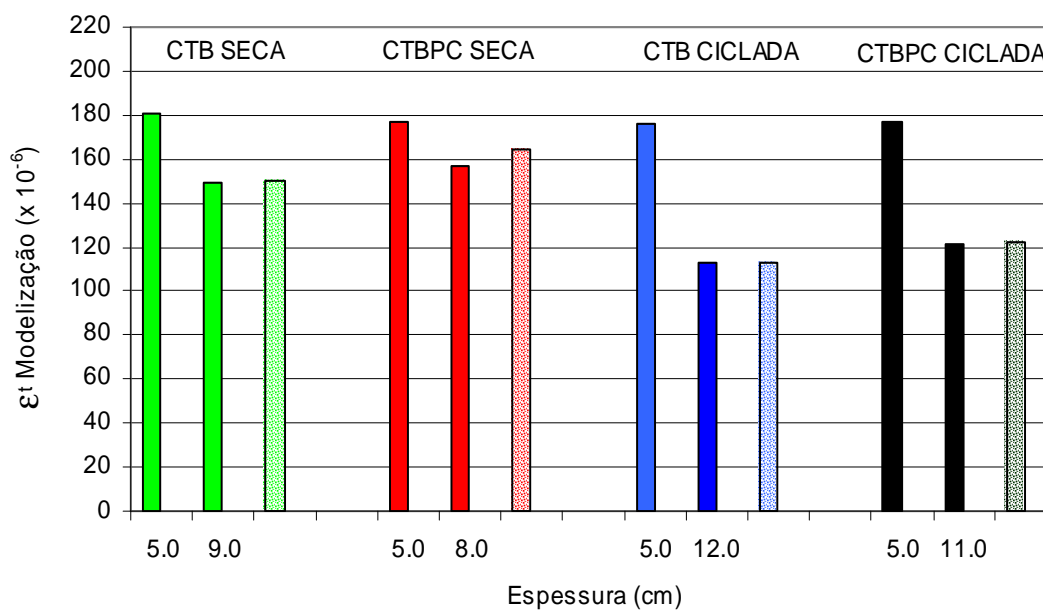
**Tabela 9.22 - Deformações dos materiais para as estruturas finais dos pavimentos compostas com as misturas asfálticas CTB<sub>SECA</sub>, CTBPC<sub>SECA</sub>, CTB<sub>CICLADA</sub> e, CTBPC<sub>CICLADA</sub>.**

Estrutura do Pavimento	Deformações ( $\times 10^{-6}$ ) na estrutura após modelização		Deformações admissíveis ( $\times 10^{-6}$ ) dos materiais	
	$\epsilon_t$	$\epsilon_z$	$\epsilon(NE, \theta_{eq}, f)$	$\epsilon_{z, ad}$
<b>Estrutura com a Mistura Asfáltica CTB<sub>SECA</sub></b>				
<b>CTB<sub>SECA</sub></b>	149,55	-	150,00	-
<b>BGS</b>	-	149,42	-	482,00
<b>Reforço</b>	-	368,75	-	482,00
<b>Subleito</b>	-	388,01	-	482,00
<b>Estrutura com a Mistura Asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub></b>				
<b>CTBPC<sub>SECA</sub></b>	156,70	-	165,00	-
<b>BGS</b>	-	156,57	-	482,00
<b>Reforço</b>	-	277,29	-	482,00
<b>Subleito</b>	-	437,09	-	482,00
<b>Estrutura com a Mistura Asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub></b>				
<b>CTB<sub>CICLADA</sub></b>	112,68	-	113,00	-
<b>BGS</b>	-	109,78	-	482,00
<b>Reforço</b>	-	242,49	-	482,00
<b>Subleito</b>	-	173,39	-	482,00
<b>Estrutura com a Mistura Asfáltica CTBPC<sub>CICLADA</sub></b>				
<b>CTB<sub>CICLADA</sub></b>	121,34	-	122,00	-
<b>BGS</b>	-	118,81	-	482,00
<b>Reforço</b>	-	260,50	-	482,00
<b>Subleito</b>	-	295,94	-	482,00

A partir do conjunto dos resultados obtidos, pode-se fazer um resumo do comportamento das misturas asfálticas CTB e CTBPC (Tabela 9.23 e Figura 9.46).

**Tabela 9.23 - Resumo das deformações de tração ( $\epsilon_t$ ) obtidas na base das camadas betuminosas durante as etapas de dimensionamento, em relação aos valores admissíveis.**

Mistura Asfáltica	Espessura da Camada (cm)	Deformação após Modelização $\epsilon_t$ ( $\times 10^{-6}$ )	Deformação Admissível $\epsilon(NE, \theta_{eq}, f)$ ( $\times 10^{-6}$ )	Situação
CTB <sub>SECA</sub>	5,0	180,42	150,00	Rejeitada
	9,0	149,55		Aprovada
CTBPC <sub>SECA</sub>	5,0	177,14	165,00	Rejeitada
	8,0	156,70		Aprovada
CTB <sub>CICLADA</sub>	5,0	176,35	113,00	Rejeitada
	12,0	112,68		Aprovada
CTBPC <sub>CICLADA</sub>	5,0	177,05	122,00	Rejeitada
	11,0	121,34		Aprovada



**Figura 9.46 - Deformações de tração ( $\epsilon_t$ ) obtidas na base das camadas betuminosas durante as etapas de dimensionamento, em relação aos valores admissíveis (barras hachuradas).**



Observando os resultados obtidos, podem ser feitas as seguintes conclusões acerca do dimensionamento das estruturas de pavimento:

- O processo de condicionamento alternado com ciclos de imersão e secagem a 60°C, aplicado às misturas asfálticas, apesar de gerar um aumento do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$ , particularmente após os ciclos de secagem em estufa, em comparação aos ensaios executados a seco, provoca reduções nas deformações admissíveis na fadiga (Tabela 9.23 e Figura 9.46), sendo um fator decisivo no decréscimo do desempenho mecânico das misturas asfálticas;
- O aumento do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$ , portanto, não ocorre devido à melhoria das características físicas do ligante betuminoso, mas em função do envelhecimento do material, que apesar de torná-lo mais rígido, ao mesmo tempo o confere um comportamento frágil. Logo, mais suscetível às deformações de tração geradas na base das camadas betuminosas, oriundas da aplicação das cargas solicitantes pelo tráfego, conforme pôde ser observado nas simulações realizadas;
- O aumento da espessura das camadas betuminosas acima de 9,0cm (valor máximo especificado para o tipo BBSG), para as misturas asfálticas submetidas ao prévio condicionamento alternado, foi uma solução de projeto adotada com base em parâmetros técnicos e no bom senso, pois verificou-se durante as simulações realizadas, que elevadas espessuras de brita graduada simples (BGS), particularmente a partir de 35,0cm, pouco contribuíam na redução das deformações de tração na base das camadas betuminosas. Portanto, não constituíam um suporte suficiente para resolver o problema quanto ao atendimento dos valores calculados como admissíveis pela metodologia SETRA-LCPC;

- Tanto para as condições a seco quanto após os ciclos de imersão na água e secagem em estufa a 60°C, a mistura asfáltica CTBPC apresentou os melhores resultados tanto do ponto de vista técnico (tendo como base os resultados obtidos experimentalmente das misturas, particularmente quanto aos valores correspondentes à deformação admissível do material) quanto econômico (menores espessuras das camadas) (Tabela 9.23);
- De acordo com as simulações realizadas, há um indicativo de que o pó calcário utilizado como fíler na composição dos esqueletos minerais, contribui com um comportamento ativo mais eficiente para o melhor desempenho mecânico das misturas asfálticas, quando utilizadas nas estruturas dos pavimentos sob a aplicação das cargas solicitantes pelo tráfego, tendo como base os resultados obtidos experimentalmente, para as condições de execução dos ensaios, bem como os parâmetros de dimensionamento adotados nesta pesquisa.

As estruturas finais dimensionadas para os pavimentos compostos com as misturas asfálticas CTB e CTBPC são ilustradas nas Figuras 9.47 e 9.50.



**Figura 9.47 - Estrutura final do pavimento composto com a mistura asfáltica CTB<sub>SECA</sub>.**



Figura 9.48 - Estrutura final do pavimento composto com a mistura asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub>.



Figura 9.49 - Estrutura final do pavimento composto com a mistura asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub>.



Figura 9.50 - Estrutura final do pavimento composto com a mistura asfáltica CTBPC<sub>CICLADA</sub>.

## **CAPÍTULO 10**

### **CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS**

#### **10.1. CONCLUSÕES**

A execução da matriz de ensaios prevista para esta pesquisa, permitiu com que fossem alcançados os objetivos geral e específicos propostos.

Os procedimentos de formulação das misturas asfálticas a partir da metodologia francesa possibilitam a obtenção de resultados relacionados ao desempenho mecânico, bem como ao comportamento reológico das misturas asfálticas, em condições próximas às de execução e de serviço observadas no campo, viabilizando análises fundamentadas em parâmetros racionais sob diversos aspectos, como: compactidade, resistência à ação deletérea da água, resistência à deformação permanente, rigidez (módulo complexo) e, resistência à ruptura por fadiga.

Mesmo tendo havido a necessidade de ajustes nos procedimentos de dosagem do teor ótimo de ligante betuminoso durante a execução do ensaio Marshall, a solução encontrada possibilitou a obtenção de resultados quanto ao teor de vazios, que se enquadraram nas especificações do ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG), em função da habilidade de compactação exigida para o tipo de mistura asfáltica testada na pesquisa. Todavia, ficou evidente a importância e a influência que os seus princípios distintos de compactação exercem na avaliação da trabalhabilidade do material.

Os resultados obtidos no ensaio de Duriez, indicaram que o processo de condicionamento dos corpos de prova na água à temperatura de 18°C, não exerce influência significativa na resistência das misturas asfálticas, mesmo nos casos em que as dosagens do ligante betuminoso foram procedidas sem a utilização de dope, para ambas as misturas asfálticas testadas (CTB e CTBPC).

Situação contrária foi verificada no ensaio Lottman Modificado, devido o processo de condicionamento simular um gradiente térmico severo e provocar alterações na viscosidade do ligante betuminoso, favorecendo a ação deletérea da água na interface dos sistemas granular-mástique, com a remoção da película que envolve as partículas que compõem o esqueleto mineral.

Ainda assim, os resultados da mistura asfáltica CTBPC mantiveram-se acima do limite especificado como tolerável para a aprovação no ensaio Lottman Modificado, ao contrário da mistura CTB, que apresentou resultados abaixo do especificado. Outro aspecto observado foi o fato de que a utilização ou não de dope, mostrou possuir um efeito praticamente nulo nas condições de adesão interfacial dos sistemas granular-mástique para a mistura asfáltica CTB, enquanto que para a CTBPC os resultados obtidos indicaram nenhuma influência.

O ensaio de deformação permanente mostrou que os afundamentos nas trilhas de roda obtidos, estiveram abaixo do limite máximo especificado para misturas asfálticas destinadas à solicitação por um tráfego muito severo, tanto para a mistura CTB quanto para a CTBPC, tendo esta última apresentado um desempenho um pouco melhor.

Os ensaios de mancha de areia e de drenabilidade apresentaram resultados análogos quanto à condição macroestrutural das misturas asfálticas, com indicativos de textura rugosa e curto tempo de escoamento da água, respectivamente. Logo, estes parâmetros permitem obter condições de boa aderência pneu-pavimento e risco pequeno de hidroplanagem na prática.

O ensaio de módulo complexo apresentou um aumento do valor do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$  das misturas asfálticas, caracterizado pelo endurecimento do ligante betuminoso e, diretamente relacionado ao processo de envelhecimento do material, ocasionado após os períodos de prévio condicionamento alternado (ciclos de imersão na água e secagem em estufa, ambos a 60°C).

Assim, a forte influência deste endurecimento do ligante betuminoso na alteração da rigidez das misturas asfálticas, provoca muitas variações nos valores das componentes elástica ( $E_1$ ) e viscosa ( $E_2$ ) que compõem o módulo de rigidez complexo  $|E^*|$  e, conseqüentemente, no ângulo de fase  $\varphi$ , o que não permite atribuir apenas à substituição do pó de brita pelo pó calcário, os melhores resultados obtidos pela mistura asfáltica CTBPC após ter sido submetida ao prévio condicionamento alternado citado no parágrafo anterior.

Contudo, pode-se dizer que com base nos resultados desta pesquisa, há um indicativo de que o pó calcário parece contribuir com um melhor comportamento ativo que o pó de brita, quando utilizado como filer na composição dos esqueletos minerais das misturas asfálticas, particularmente após serem submetidas a um prévio condicionamento alternado.

Quanto ao modelo de Huet-Sayegh, mostrou-se adequado para ajustar os valores obtidos experimentalmente aos seus parâmetros relacionados à descrição do comportamento reológico das misturas asfálticas, bem como na identificação das variações correspondentes às componentes elástica ( $E_1$ ) e viscosa ( $E_2$ ) do módulo de rigidez complexo  $|E^*|$  e, do envelhecimento do ligante betuminoso devido ao processo de envelhecimento do material. Todavia, não permite descrever o comportamento interfacial dos sistemas granular-mástique, com ou sem a presença da água.

Os resultados obtidos nos ensaios de fadiga, corroboraram com as constatações feitas sobre os processos de condicionamento das misturas asfálticas nos ensaios de Duriez e Lottman Modificado, na presença da água, em que para temperaturas amenas (no caso, imersão direta na água a 10°C), não foi observada qualquer influência no aspecto interfacial dos sistemas granular-mástique, o que representou um decréscimo muito pequeno das deformações calculadas para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ), assim como no ensaio de Duriez a 18°C.

Porém, para as situações em que houve prévio condicionamento alternado (imersão na água e secagem em estufa, ambos a 60°C), foi notória a influência da ação deletérea da água em conjunto com a elevada temperatura, na viscosidade do ligante betuminoso, propiciando o descolamento da película que envolve os granulares, conforme pôde ser observado também nos resultados referentes ao ensaio Lottman Modificado, tendo sido um fator que também contribuiu para um decréscimo significativo na deformação das misturas asfálticas para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ).

Ainda, verificou-se um indicativo quanto à modificação da viscosidade do ligante betuminoso, caracterizada pela tendência de redução do ângulo de fase  $\phi$  após execução do processo de prévio condicionamento alternado, tanto para a mistura asfáltica CTB quanto para a CTBPC, estando em consonância com as observações feitas no que diz respeito à ocorrência do endurecimento do ligante betuminoso, em função do processo de envelhecimento do material e, que acarreta no aumento do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$  das misturas asfálticas.

Portanto, ao contrário dos ensaios de módulo complexo, em que o aumento do módulo de rigidez  $IE^*I$  induz a uma superestimação do comportamento do material, o aumento de rigidez devido ao envelhecimento do ligante betuminoso, torna-o frágil e suscetível às solicitações aplicadas durante os ensaios de fadiga, sobretudo nos maiores níveis de deformação, provocando a ruptura precoce do material, que se reflete na redução da deformação admissível para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ).

Ainda sobre os ensaios de fadiga, no que diz respeito à substituição do pó de brita pelo pó calcário como fíler na composição dos esqueletos minerais, pôde-se concluir que a mistura asfáltica CTBPC, composta com algumas frações de pó calcário, obteve em todos os casos um desempenho mecânico superior ao da mistura asfáltica CTB, formada somente com frações granulares oriundos de brita granítica, considerando principalmente os maiores valores referentes às deformações calculadas para  $10^6$  ciclos ( $\epsilon_6$ ).

O dimensionamento das estruturas de pavimento considerando uma situação hipotética, evidenciou a influência do módulo complexo e do fenômeno da fadiga no desempenho mecânico das misturas asfálticas, quando avaliados conjuntamente, a partir dos testes executados nas situações a seco e sob imersão na água após prévio condicionamento alternado.

Desta forma, as conclusões mais relevantes com base nos resultados obtidos, levando em conta as condições de execução dos ensaios e os parâmetros utilizados para compor o dimensionamento das estruturas dos pavimentos, foram as seguintes:

- O aumento do módulo de rigidez complexo  $IE^*I$  verificado em ambas as misturas asfálticas (CTB e CTBPC), após os prévios condicionamentos alternados (imersão na água e secagem em estufa, ambos a 60°), não ocorre devido à melhoria das características físicas do ligante betuminoso, mas em função do envelhecimento do material, que apesar de torná-lo mais rígido, ao mesmo tempo o confere um comportamento frágil. Logo, mais suscetível às deformações de tração geradas na base das camadas betuminosas, necessitando que sejam projetadas espessuras maiores das camadas, em relação às misturas testadas a seco, a fim de que suportem as cargas solicitantes aplicadas pelo tráfego;
- Tanto para as condições a seco quanto após os ciclos de imersão na água e secagem em estufa a 60°C, a mistura asfáltica CTBPC apresentou os melhores resultados tanto do ponto de vista técnico (tendo como base os resultados obtidos experimentalmente das misturas, particularmente quanto aos valores correspondentes à deformação admissível do material) quanto econômico (menores espessuras das camadas);

Diante das conclusões apresentadas, com base nos resultados obtidos experimentalmente nesta pesquisa, tem-se que a ação deletérea da água é muito prejudicial tanto nos parâmetros de rigidez (módulo complexo) quanto de resistência



à ruptura por fadiga das misturas asfálticas e, deve ser levada em conta nos projetos de dimensionamento das estruturas de pavimento. Esta constatação foi confirmada a partir da execução do dimensionamento das estruturas de pavimento, projetadas conforme a metodologia SETRA-LCPC.

Nas situações em que o pó calcário foi comparado ao pó de brita, no cumprimento da função de fíler na composição dos esqueletos minerais das misturas asfálticas, foram indicados melhores resultados na presença do primeiro, fazendo com que o pó calcário calcítico utilizado nesta pesquisa pareça possuir características mineralógicas, físicas e químicas contributivas a um melhor comportamento reológico, bem como a um desempenho mecânico superior das misturas, quando comparado ao pó de brita de origem granítica.

## **10.2. PERSPECTIVAS**

Os ensaios de módulo complexo podem ser executados logo após um determinado período contínuo de condicionamento sob imersão na água a 60°C, sem que os corpos de prova sejam submetidos a qualquer processo de secagem (seja em estufa ou à temperatura ambiente), a fim de que sejam eliminados os fatores relacionados ao aumento da rigidez do ligante betuminoso, devido ao fenômeno do envelhecimento, nas avaliações dos parâmetros de rigidez das misturas asfálticas.

O comportamento adesivo interfacial dos sistemas granular-mástique, na presença da água, pode ser também estudado levando em conta um modelo auto-coerente, como o de HERVÉ-ZAOUI (1993), baseado no Método dos Elementos Finitos, que permita inserir na montagem de uma matriz de rigidez, as variáveis representativas dos fíleres em um meio homogêneo, em contato com a água.

No que diz respeito ao estudo do fenômeno da fadiga, os modelos de dano podem ser utilizados para discretizar as variáveis que atuam no processo de degradação das misturas asfálticas, sobretudo a água e, determinar o grau de influência deste

elemento no desempenho mecânico destes materiais. Neste caso, é indicado o modelo desenvolvido por BODIN (2002).

Os impactos da ação da água nos parâmetros que regem o módulo complexo e o fenômeno da fadiga, podem ser aprofundados em análises de soluções de dimensionamento que levem em conta a variação dos percentuais correspondentes ao fator de risco ( $r$ ), bem como do valor da temperatura equivalente ( $\theta_{eq}$ ), nas Equações da metodologia SETRA-LCPC (GUIDE TECHNIQUE, 1997), em função do período inicial de projeto estipulado pelo projetista para a estrutura de pavimento que se pretende aplicar no campo ou mesmo estudar em condições simuladas e hipotéticas.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO T-283 (1989), **Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage**. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. 13<sup>th</sup> Edition. Washington, D. C.
- AASHTO (2000), **Hot-mix asphalt paving handbook**. Washington, DC: American Association of State Highway Transportation Officials. United States National Research Council (U.S.); 219 p.; ISBN-10: 0309071577; ISBN-13: 9780309071574.
- ABCM (2009), **Associação Brasileira de Ciências Mecânicas**. <http://www.reologiabrasil.lncc.br/reologia.htm>. Último acesso em fevereiro de 2009.
- ABNT NBR 14950 (2005), **Materiais Betuminosos Determinação da Viscosidade Saybolt-Furol**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 6560 (2005), **Materiais Betuminosos - Determinação do Ponto de Amolecimento: Método do Anel e Bola**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 6576 (2005), **Materiais Betuminosos - Determinação da Penetração**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- ABNT NBR 12891/93 (1993), **Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- AFNOR NF T 66-008 (1993), **Pouvoir Rigidifiant**. Association Française de Normalisation.
- AFNOR NF P 98-130 a 141 (1993), **Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés. Etude de la conformité d'un enrobé**. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-130 (1993), **Enrobés Hydrocarbonés: Couches de Roulement et Couches de Liaison (Bétons Bitumineux Semi-Grenus - BBSG)**. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-251-1 (1995), **Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés. Essai de Duriez**. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-252 (1999), **Essais Relatifs aux Chaussées: Essai à la presse à cisaillement giratoire PCG**, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-250-2 (1991), **Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 2: Compactage des Plaques**. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF T 98-254-3 (1993), **Mesure de Propriétés Liées à la Perméabilité des Matériaux des Mélanges Hydrocarbonés - Partie 3: Essai au Drainomètre de Chantier**. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- 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.
- AFNOR NF P 98-253-1 (1993), **Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 1: Essai d'Orniérage**. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-261-1 (1993), **Essais Relatifs aux Chaussées: Détermination de la Résistance en Fatigue des Mélanges Hydrocarbonés - Partie 1: Essai par Flexion à Flèche Constante**, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-250-3 (1993), **Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés. Confection d'éprouvettes dans un bloc d'enrobé**. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-260-2 (1992), **Essais Relatifs aux Chaussées, Mesure des Caractéristiques Rhéologiques des Mélanges Hydrocarbonés - Partie 2 : Détermination du Module Complexe par Flexion Sinusoïdale**, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-150 (1992), **Exécution des Corps de Chaussées: Couches de Liaison et de Roulement de Chaussées**, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-250-2 (1991), **Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 2: Compactage des Plaques**. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 18-559 (2005), **Mode Opérateur de la mesure de masse volumique de granulats**, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF EN 12697-5 (2003), **Mélanges Bitumineux, Méthodes d'Essai por Mélange Hydrocarboné à Chaud - Partie 5: Masse Volumique Maximale (Masse Volumique Réelle) des Matériaux Bitumineux**. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.

- AFNOR NF EN 13108-1 (2007), Mélanges Bitumineux: **Specification des Matériaux - Enrobés Bitumineux**. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AIREY G. D. (2003), **Determination of constitutive model parameters to simulate asphalt mixture response**. In proceedings of the 6<sup>th</sup> International RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials. Zurich, Swiss.
- AIREY, G. D.; RAHIMZADEH, B.; COLLOP, A. C. (2002), **Evaluation of the linear and non-linear viscoelastic behaviour of bituminous binders and asphalt mixtures**. In proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields (BCRA), C.a. Branco, Editor. Lisbon; p. 799-811.
- AL-SUHAIBANI, A., AL-MUDAIHEEM, J., AL-FOZAN, F. (1992), **Effect of filler type and content on properties of asphalt concrete mixes**. Philadelphia: American Society for Testing and Materials (ASTM). Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixtures Performance: ASTM STP 1147, Edited by Richard C. Meininger. pp. 107-129.
- ALIMANI, M. (1987), **Contribution à l'étude de l'endommagement par fatigue des enrobés bitumineux**. Thèse de Docteur. Université Pierre et Marie CURIE. Paris, France.
- ALMEIDA, F. F. M. de, MELCHER, G. C., CORDANI, U. G., KAWASHITA, K., VANDROS, P. 1968. **Radiometric age determinations from northern Brazil**. São Paulo: Boletim da Sociedade Brasileira Geológica, Vol. 17, pp. 3-15.
- ANDERSON, D. A., BAHIA, H. U., DONGRE, R. (1992a). **Rheological properties of mineral filler-asphalt mastics and their relationships to pavement performance**. Philadelphia: American Society for Testing and Materials (ASTM). Effect of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixtures Performance: ASTM STP 1147, Edited by Richard C. Meininger. pp. 131-153.
- ANDERSON, D. A., DONGRE, R., CHRISTENSEN, D. W. (1992b). **Effect of minus N°200-sized aggregate on fracture behavior of dense-graded hot-mix asphalt**. Philadelphia: American Society for Testing and Materials (ASTM). Effect of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixtures Performance: ASTM STP 1147, Edited by Richard C. Meininger. pp. 154-176.
- ASPHALT INSTITUTE (1989), **The Asphalt Manual**, Asphalt Institute, Manual Series n° 4 (MS-4).
- ASTM D 1075 (2007), **Standard Test Method for Effect of Water on Compressive Strength of Compacted Bituminous Mixtures**. Book of ASTM Standards.
- ASTM D 4123 (1982), **Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures**. Book of ASTM Standards.
- BAAJ, H. (2002), **Comportement a la fatigue des matériaux granulaires traités aux liants hydrocarbonés**. Thèse de Docteur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- BALAY, J.; ODEON, H. (1999), **Dimensionnement des Structures des Chaussées**. Cours de 3<sup>ème</sup> année de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat.
- BARRA, B. S.; MOMM, L. (2004), **Caracterização e Influência do Pó Calcário do Estado do Pará nas Propriedades das Misturas Asfálticas**. 35<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPv) - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV), CD-ROM - artigo 094-35, 9 p. Rio de Janeiro (RJ).
- BARRA, B. S. (2005), **Avaliação do Desempenho Mecânico de Misturas Asfálticas Utilizando Materiais do Estado do Pará com o Emprego de Pó Calcário**. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, 2005.
- BAZIN, P.; SAUNIER, J. B. (1967), **Deformability, fatigue and healing properties of asphalt mixes**, in the Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor, Michigan, USA.
- BODIN, D. (2002), **Modèle d'Endommagement Cyclique: Application à la Fatigue des Enrobés Bitumineux**. Thèse de Doctorat. École Doctorale Mécanique Thermique et Génie Civil, et École Central.
- BRAND, A.; FLAVENOT, J. F.; GREGOIRE, R. (1992), **Donnés Technologies sur le Fatigue**. Centre des Industries Mécaniques (CETIM).
- BREMOND, P. (1982), **Développement d'une instrumentation infrarouge pour l'étude des structures mécaniques: application à l'étude des extrémités de fissures**. Thèse de Doctorat. Faculté des Sciences de Lumiy. Université d'Aix-Marseille.
- BRENNAN, M. J. e CLANCY, F. (1992), **A new initiative in measuring the fatigue performance of bituminous materials**, in the Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements. Nottingham, U.K.

- BRULÉ, B.; CORTÉ, J-F (1996), **Rapport des modérateurs, session technique n°5, liants: caractéristiques fonctionnelles et méthodes d'essais**. 1<sup>st</sup> Eurasphalt and Eurobitume Congress.
- BURMISTER, D. M. (1943), **The theory of stress and displacement in layered systems and application of the design of airports runways**. In proceedings of the Highway Research Board, Volume 23.
- CARSWELL, J; CORNELIUS, P.; PLANQUE, L. (2001), **The Effects of Mixture Variables on the Fatigue Performance of Bituminous Materials**. Technical Report. BP Bitumen, Australie.
- CASTAÑEDA, E. (2004), **Contribution de Methodes Non Destructives a l'Evaluation de l'Effet de l'Eau sur les Enrobés Bitumineux**. Thèse de Doctorat. Université de Nantes.
- CHAILLEUX, E. (2007), **Note d'utilisation de l'application logicielle visco-analyse**.
- CHAPUIS, R. P., LÉGARÉ, P-P. 1992. **A simple method for determining the surface area of fine aggregates and fillers in bituminous mixtures**. Philadelphia: American Society for Testing and Materials (ASTM). Effect of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixtures Performance: ASTM STP 1147, Edited by Richard C. Meininger. pp. 177-186.
- CHARIF, K. (1991), **Contribution a l'etude du comportement mécanique du béton bitumineux em petites et grandes déformations**. Ecole Centrale des Arts et Manufactures: Chatenay-Malabry; p. 275.
- CHENG, D., LITTLE, D. N., LYTTON, R. L., HOLSTE, J. C. 2003. **Moisture damage evaluation of asphalt mixtures by considering both moisture diffusion and repeated-load conditions**. Transportation Research Record (TRR) n°1832, Paper n°03-2730 ; pp. 42-49.
- CPRM (2009). MINISTÉRIO de MINAS e ENERGIA - **Serviço Geológico do Brasil**. Companhia de Pesquisas em Recursos Minerais. <http://www.cprm.gov.br>. Último acesso em abril de 2009.
- CURTIS, C.; ENSLEY, K.; EPPS, J. (1993), **Fundamental Properties of Asphalt-Aggregate Interactions Including Adhesion and Absorption**. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, D.C. (USA).
- CURTIS, C. W.; LYTTON, R. L.; BRANNAN, C. J. (1992), **Influence of Aggregate Chemistry on the Adsorption and Desorption of Asphalt**. In Transportation Research Record 1362, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 1-9.
- De BEER, M. (2008), **Stress-in-Motion (SIM) - A New Tool for Road Infrastructure Protection ?**, in the Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Symposium on Weight-in-Motion (WIM). Paris, France.
- De La ROCHE, C. e ODEON, H. (1993), **Expérimentation USAP/LCPC/Shell - Fatigue des Enrobés - Phase 1 - Rapport de Synthèse**. Document de Recherche LCPC, sujet n°2.01.10.4.
- De La ROCHE, C. (1996), **Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux**. Thèse de Docteur. École Central de Paris.
- DI BENEDETTO, H.; BAAJ, H.; PRONK, A. & LUNDSTRÖM, R. (2003), **Fatigue of Bituminous Mixtures: different approaches and RILEM Group contribution**, in Proceedings of the 6<sup>th</sup> International RILEM Symposium; pp. 15-38. Zurich, Switzerland.
- DI BENEDETTO, H. (1998), **Modélisation: écart entre état des connaissances et applications**. Journée LAVOC, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 23p.
- DI BENEDETTO, H. e De La ROCHE (1998), **State of the Art on Stiffness Modulus and Fatigue of Bituminous Mixtures**, in Bituminous Binders and Mixtures: state of the art and RILEM interlaboratory tests on mechanical behavior and mix design. E&FN Spon, Ed. L. Francken, 17p.
- DI BENEDETTO, H. (1990), **Nouvelle approche du comportement des enrobé bitumineux: résultats expérimentaux et fomulation rhéologique**. In proceedings of the 4<sup>th</sup> International RILEM Symposium. Budapest.
- DI AKHATE, M. (2007), **Fatigue et comportement des couches d'accrochage dans les structures de chaussée**. Thèse de Docteur. Université de Limoges.
- DOAN, T. H. (1977), **Les études de fatigue des enrobés bitumineux au LCPC**. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° Spécial V, pp. 215-228.
- DONGMO-ENGELAND, B-J. (2005), **Caracterisation des Deformations d'Orniérage des Chaussées Bitumineuses**. Thèse de Docteur Ingénieur. Institut National des Sciences Apliquees de Lyon. Laboratoire GéoMatériaux du Département Génie Civil et Bâtiment de Ecole Nationale des Travaux Publics de l'État.
- DNIT-ES 031/06 (2006), **Pavimentos Flexíveis: concreto asfáltico (Faixa C do DNIT)**. Departamento Nacional de Estradas de Ro. Rio de Janeiro (RJ).
- DNER-ME 43/95 (1995), **Misturas Betuminosas a Quente: Ensaio Marshall**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

- DNER-ME 78/94 (1994), **Agregado Graúdo: Adesividade ao Ligante Betuminoso**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).
- DNIT (2005), **Pesos Máximos Admitidos: Resoluções CONTRAN 12/98 e 104/98; Lei 7.408/85**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- DNIT (2006), **Manual de Pavimentação**. 3ª Edição, Editado pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Ministério dos Transportes (MT). Rio de Janeiro, Brasil.
- DOMEC, V. (2005), **Endommagement par fatigue des enrobés bitumineux em condition de trafic simulé et de température**. Thèse de Docteur. Université de Bordeaux I.
- DOUBBANEH, E. (1995), **Comportement mécanique des enrobés bitumineux des petites aux grandes déformations**. Thèse de Docteur Ingénieur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. Laboratoire GéoMatériaux du Département Génie Civil et Bâtiment de Ecole Nationale des Travaux Publics de l'État; p. 217.
- DPM/UNESP (2008), **Departamento de Petrologia e Metalogenia da Universidade Estadual de São Paulo. Museu de Minerais e Rochas Heinz Ebert, Portal Campus Rio Claro**. <http://www.rc.unesp.br/museudpm>. Último acesso em abril de 2009.
- DURIEZ (1950), **Traité de Matériaux de Construction**. Éditions Dunod.
- DURIEZ, M. e ARRAMBIDE, J. 1962. **Nouveau traité de matériaux de construction**. Dunod, Paris : Tomes 1, 2 et 3.
- EL ABD, A. (2006), **Développement d'une méthode de prédiction des déformations de surface des chaussées à assises non traitées**. Thèse de Docteur. Université de Bordeaux I.
- ELPHINSTONE, G. M. (1997), **Adhesion and Cohesion in Asphalt-Aggregate Systems**. Ph.D. Thesis. Texas A&M, College Station.
- EPPS, J. A.; MONISMITH, C. L. (1969), **Influence of mixture variables on the flexural fatigue**, in the Proceedings of the Association of Asphalt Pavement Technology. Vol. 38.
- FHWA (1997), **Hot Mix Bituminous Paving Manual**. Materials Group. Federal Highway Association. Highway Operations Division. Washington, D.C. (USA), pp. 08-11.
- FRANCKEN, L. (1979), **Fatigue performance of bituminous road mix under realistic test condition**. Transportation Research Record. Transportation Research Record 712. Washington, pp.30-37.
- FRANCKEN, L.; VERSTRAETEN, J. (1994), **Interlaboratory Test Program - Part II: Repeated Loading Tests**. Draft Report, RILEM TC 152 PBM - Performance of Bituminous Mixtures.
- FRANCKEN, L.; HOPMAN, P.; PARTL, M. N.; De La ROCHE, C. (1996), **RILEM Interlaboratory tests on bituminous mixes in repeated loading: teachings and recommendations**. 1<sup>st</sup> Eurasphalt & Eurobitume Congress.
- GOOD, R. J.; VAN OSS, C. J. (1991), **The Modern Theory of Contact Angles and the Hydrogen Bond Components of Surface Energies**. Plenum Press, New York.
- GOOD, R. J. (1993), **Contact-Angle, Wetting, and Adhesion: A Critical Review**. K. L. Mittal, ed., Utrecht, Netherlands.
- GUIDE TECHNIQUE (1997), **French Design Manual for Pavement Structures - Guide Technique (English Version)**. Published by Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) and Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), 248 p.
- GRIMAUX, J. P.; HIERNAUX, R. (1977), **Utilisation de l'ornièreur type LPC**. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial V; p. 165-172.
- HAMLAT, S. (2007), **Étude de la résistance des revêtements routiers aux sollicitations tangentielles**. Thèse de Doctorat. Université de Nantes.
- HECK, J-V (2001), **Modélisation des déformations réversibles et permanentes des enrobés bitumineux - Application a l'ornièrage des chaussées**. Thèse de Doctorat. Université de Nantes.
- HERVÉ, E.; ZAOUI, A. (1993), **n-Layered inclusion-based micromechanical Modeling**. International Journal of Engineering Science. Vol. 31, issue 31.
- HICKS, R. P. (1991), **Moisture Damage in Asphalt Concrete**. National Cooperative Highway Research Program. Synthesis of Highway Practice 175. Transportation Research Board (TRB), 91 p. Washington, USA.
- HUET, C. (1963), **Étude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés**. Thèse de Docteur. Faculté des Sciences de l'Université de Paris.

- INPE (2009), **Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais**. Ministério da Ciência e Tecnologia (MCT). <http://www.inpe.br>. Último acesso em abril de 2009.
- ISHAI, I.; CRAUS, J. (1977), **Effect the Filler on the Aggregate-Bitumen Adhesion Properties in Bituminous Mixtures**, in proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologies. Volume 46. San Antonio, Texas (USA), pp. 228-258.
- JOHNSON, R.; DETTRE, R. (1969), **Wettability and Contact Angles**. *Surface and Colloid Science*. Wiley Interscience. New York, USA.
- KANDHAL, P. (1992), **Moisture susceptibility of HMA mixes: identification of problem and recommended solutions**. NCAT. Report 92-1. National Center for Asphalt Technology. Auburn University. Alabama, USA.
- KAUSCH, H. H. (1987), **Fracture Mechanism Studies of Crack Healing**. Polymer Fracture, 2<sup>nd</sup> Edition.
- KHATTAK, M. J. e BALADI, G. (1998), **Engineering Properties of Polymer-Modified Asphalt Mixtures**. Transportation Research Record n°1638. National Academy of Sciences. Washington, D. C.
- KIGGUNDU, B. e ROBERTS, F. (1988), **Stripping in HMA Mixtures: State-of-the-art and Critical Review of Test Methods**. National Center for Asphalt Technology.
- KIM, Y. R., KIM, N., KHOSLA, N. P. 1992. **Effects of aggregate type and gradation on fatigue and permanent deformation on asphalt concrete**. Philadelphia: American Society for Testing and Materials (ASTM). Effect of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixtures Performance: ASTM STP 1147, Edited by Richard C. Meininger. pp. 310-327.
- KIM, Y.-R.; LITTLE, D. N.; SONG, I. (2003), **Effect of Mineral Fillers on Fatigue Resistance and Fundamental Characteristics**. Transportation Research Record 1832, Paper N°03-3454; pp. 01-08.
- KINLOCH, A. (1987), **Adhesion and adhesives**. Science and Technology. 2<sup>nd</sup> Edition, Edited by Chapman and Hall. London, England.
- KINLOCH, A. (1990), **Adhesion and Adhesives**. University of London. Ed. Chapman and Hall. London, UK.
- KIRK, J. M. (1967), **Results of fatigue test on different type of bituminous mixtures**, in the Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor, USA.
- KLEIN, E. L. e MOURA, C. A. V. 2003. **Síntese geológica e geocronológica do Cráton São Luiz e do Cinturão Gurupi na região do Rio Gurupi (NE-Pará/NW-Maranhão)**. São Paulo: Revista Geologia, Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo (USP), Vol. 3, pp. 97-112.
- KOLBANOWSKAJA, A. S. e MICHAILOW, V. V. (1974), **Strassenbaubitumen**. Transport, Moskwa.
- KRAPEZ, J-C. e PACOU, D. (2001), **Thermography detection of early thermal effects during fatigue tests of steel and aluminium samples**. In proceedings of the 28<sup>th</sup> Annual Review of Progress in QNDE. Brunswick.
- KRAPEZ, J-C; PACOU, DD.; BERTIN, C. (1999), **Application of lock-in thermography to apid evaluation of fatigue limit in metals**. In proceedings of the Workshop on dvanced Infrared Tecnology and Applications. Venice, Italy.
- LAVEISSIÈRE, D. (2002), **Modélisation de la Remontée de Fissure em Fatigue dans les Structures Routières par Endommagement et Macro-Fissuration: de L'Expérimentation a L'Outil de Dimensionnement pour L'estimation de la Durée de Vie**. Thèse de Docteur. Faculté des Sciences de l'Université de Limoges. France.
- LCPC (1971), **Journées d'information LCPC: Bitumes et enrobés bitumineux**. Compte-rendu de la Journée.
- LCPC (2009), **Laboratoire Central des Ponts et Chaussées**. <http://www.lcpc.fr>. Último acesso em abril de 2009.
- LI, W. (1997), **The Measurement of Surface Energy for Aggregates SHRP RB**. Final Report of Cahn Balance Thermogravimetry Gas Adsorption Experiments. Texas A & M University, College Station.
- MAILLARD, S. (2005), **Fissuration et Autoréparation des liants bitumineux - Apport de l'essai de rupture locale répétée sur bitume**. Université de Nantes.
- MALLICK, R.; GOULD, J.; BHATTARJEE, S.; REGIMAND, A.; JAMES, L.; BROWN, E. (2003), **Development of a Rational Procedure of Evaluation of Moisture Susceptibility of Asphalt Paving Mixes**. 82<sup>nd</sup> Annual TRB Meeting. Washington, D.C.
- MANDEL, J. (1955), **Sur les corps visco-élastiques à comportement linéaire**. Comptes rendus de l'Académie des Sciences; t. 241, pp. 1910-1912. Paris, France.
- MANDEL, J. (1966), **Cours de mécanique des milieux continus**. Tomes 1 et 2. Ed. Gauthier et Villars. Paris, France.

- MANUEL LPC (2007), **Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés**. Groupe de Travail RST "Formulation des enrobés". Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Paris, France.
- MASON, G. (1997), **Adhesion and Cohesion in Asphalt Aggregate Systems**. PhD Thesis. Texas A and M University, Austin, Texas (USA).
- MAUGIS, D. (1999), **Adhesion and Rupture of Elastic Solids**. Springer, Berlin.
- MOLENAAR, A. A. A. (2004), **Bottom up fatigue cracking: myth or reality ?**, in the Proceedings of the 5<sup>th</sup> International RILEM Conference: cracking in pavements. Limoges, France.
- MOMM, L. (1998), **Estudo dos Efeitos da Granulometria Sobre a Macrot textura Superficial do Concreto Asfáltico e Seu Comportamento Mecânico**. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo (SP).
- MOMM, L.; DOMINGUES, F. A. A. (1996), **Comportamento das Misturas Asfálticas à Deflexão: Módulo, um Dilema não Resolvido**. 30<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPv) - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), vol. 2, pp. 674-699. Salvador (BA).
- MOTTA, L. M. G. e LEITE, L. F. M. (2000), **Efeito do Filer nas Características Mecânicas das Misturas Asfálticas**. 11<sup>o</sup> Congresso Pan-Americano de Engenharia de Trânsito e Transporte, pp. 1019-1030. Gramado (RS).
- MOUTIER, F. (1991), **Etude statistique de l'effet de la composition des enrobés bitumineux sur leur comportement em fatigue et leur module complex**. Bulletin de liaisons des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°172, pp.33-41.
- MOUTIER, F. (1992), **Utilisation de la Presse à Cisaillement Giratoire et de l'Orniéreur dans la méthode française de formulation des enrobés**, in the Proceedings of the 5th Eurobitume Congress. Vol. IB, pp. 546-554. Stockholm, Sweden.
- NEIFAR, M.; DI BENEDETTO, H.; DONGMO, B. (2003), **Permanent deformation and complex modulus: two different characteristics from a unique test**. In proceedings of the 6<sup>th</sup> International RILEM Symposium o Perforance Testing and Evaluation of Bituminous Materials. Zurich, Switzerland.
- ODEON, H. (1995), **Prévision de l'orniérage des couches de surface bitumineuses**. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, p.33.
- OLARD, F. (2003), **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 Apliquees de Lyon. Laboratoire GéoMatériaux du Département Génie Civil et Bâtiment de Ecole Nationale des Travaux Publics de l'État.
- PAN, Ch. (1997), **Analysis of Bituminous Mixtures Stripping-Rutting Potential**. PhD Thesis. Purdue University. West Lafayette.
- PASQUET, A. (1968), **Campagne Nationale de Glissance 1967 en France**, in Colloque International sur la Glissance et la Sécurité de la Circulation sur Routes Mouillées, Berlin, pp. 717-732.
- PAUL, I.; BRAGANÇA, A.; CRESPO, J.; DINIZ, B. (2000), **Effect of binder type and air void content on the fatigue and permanent deformation performance of laboratoty and field compacted mixes**, in the Proceedings of the 2<sup>nd</sup> Eurasphalt & Eurobitume Congress. Vol. 1, pp. 614-626. Barcelona, Spain
- PELL, P. S. e COOPER, K. E. (1973), **The effect of mix variables on the fatigue and strength of bituminous materials**. T.R.R.L. Laboratory Report n° 633.
- PERRET, J. (2003), **Déformation des Couches Bitumineuses au Passage d'Une Charge de Trafic**. Thèse de Doctorat. École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Lausanne, France.
- PLANCHER, H.; DORRENCE, S.; PETERSEN, J. (1977), **Identification of Chemical Types in Asphalts Strongly Adsorbed at the Asphalt-Aggregate interface and their Relative Displacement by Water**, in proceedings of Asphalt Paving Technologists. Volume 46. San Antonio, Texas (USA), pp. 151-175.
- PRAT, P.; GENS, A. (2000); **Leyes de Comportamiento de Materiales**. Ed. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica ets Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.
- PUZINAUSKAS, V. P. (1969), **Filler in Asphalt Mixtures**. The Asphalt Institute - Research Report 69-2. Maryland (USA).
- RADFORD, T. A. (1940), **The construction of road and pavements**. New York: Edited by McGraw-Hill Company, Inc. 5<sup>th</sup> edition.
- RAE, E.; KSAIBATI, K. (2002), **Evaluating Moisture Susceptibility of Asphalt Mixes**. University of Wyoming. Laramie, USA.



- RAMOND, G. (1977), **L'Adhésivité aspects et dynamique**. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées. Numéro spécial V. Paris, p.21.
- RAO, S. K. e SEN, B. R. (1973). **Evaluation of mineral fillers for asphalt paving mixtures**. Highway Research Record n°468, HRB, pp. 100-108.
- RIVIÈRE, N., (1996), **Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux**, Thèse de Doctorat , Université de Bordeaux I.
- RUDENSKY, A. V. (1997), **Asphalt concrete fatigue properties**, in Proceedings of the 5<sup>th</sup> International RILEM Symposium. Mechanical Tests for Bituminous Materials (MBTM): Recent Improvements and Future Prospects. Lyon, France.
- RUIZ, C. (1943), **Sobre Las Propriedades Mecanicas Del Sistema Filler - Betún**. LEMIT, Série II, n° 8. Apresentado também na 2<sup>a</sup> (1947) e 3<sup>a</sup> (1948) Reunión de la Comission Permanente Del Asfalto. Argentina.
- SAÏD, S. F. (1988), **Fatigue Characteristics of Asphalt Concrete Mixtures**. Research Report n° 41300503-8. Väg-och Trafikinstitutet. Sweden.
- SANTANA, H. (1992), **Manual de Pré-Misturados a Frio**. Instituto Brasileiro do Petróleo (IBP) - 1<sup>a</sup> Edição. Rio de Janeiro (RJ).
- SANTANA, H. (1995), **Considerações sobre os Nebulosos Conceitos e Definições de Filler em Misturas Asfálticas**. 29<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), vol. 1; pp. 574-604 - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv). Cuiabá (MT).
- SANTUCCI, L. (2003), **Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements**. Institute of Transportation Studies. Pavement Research Center, UC Berkeley (USA).
- SAUNIER, J. (1968), **Contribution à l'étude des propriétés rhéologiques des enrobés bitumineux**. Thèse de Docteur. Faculté des Sciences de L'Université de Paris.
- SAUTEREY, R.; BONNOT, J. (1972), **Les enrobés hydrocarbonés bétons bitumineux et graves-bitume**. R.G.R., Formation permanente, Fasc.
- SAYEGH, G. (1965), **Contribution à l'étude des propriétés viscoélastiques des bitumes purs et des bétons bitumineux**. Thèse de Docteur Ingénieur. Faculté des Sciences de Paris.
- SCHMIDT, R. J.; GRAF, P. E. (1972), **The Effect of Water on the Resilient Modulus of Asphalt-Treated Mixes**, in Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists. Volume 41. Cleveland, Ohio (USA), pp. 118-162.
- SCOTT, J.; SCHELLENKENS, J.; VONK, W.; WILSON, P. (1977), **Etude des mécanismes d'adhésion et de désenrobage des bitumes routieres**. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées. Numéro spécial V. Paris.
- SEBAALY, P. E., HITTI, E., WEITZEL, D. 2003. **Effectiveness of lime in hot-mix asphalt pavements**. Transportation Research Record 1832, Paper N°03-2126; pp. 34-40.
- SI, Z., LITTLE, D. N., LYTTON, R. L. 2002. **Evaluation of fatigue healing effect of asphalt concrete by pseudostiffness**. Transportation Research Record 1789, Paper N°02-2832; pp. 73-79.
- SOLIMAN, S. (1976), **Influence des paramètres de formulation sur le comportement à la fatigue d'un enrobé bitumineux**. Rapport de Recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°58.
- SOLIMAN, S. e DOAN, T. H. (1977), **Influence des paramètres de formulation sur le module e la résistance à la fatigue des graves-bitumes**. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° Spécial V, pp. 229-246.
- STEFANCZYK, B. (1993), **Untersuchungen zut thixotropie von bitumen**. Bitumen, p. 75.
- STRECKEISEN, A. L. (1976), **Classification of the commom igneous rocks by means of their chemical composition: a provisional attempt**. Neues Jahrbuch für Mineralogie, Monatshefte, H. 1, pp. 1-15.
- TAYEBALI, A. A.; DEACON, J. A.; COPLANTZ, J. S.; FINN, F. N.; MONISMITH, C. L. (1994), **Fatigue Response of Aggregate Mixtures**. SHRP, Project A-104. University of California.
- TERREL, R; AI-SWAILMI, S. (1994), **Water Sensitivity of Asphalt-Aggregate Mixes: test selection**. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, D.C. (USA).
- TRIBOULET, P. (2003), **Séchage des solides**. Lycée Niepce. Académie de Dijon.
- TUCCI, C. E. M. (1993), **Hidrologia: Ciência e Aplicação**. Universidade Federal da Paraíba (UFPB), Departamento de Engenharia Civil, Laboratório de Recursos Hídricos e Engenharia Ambiental.
- TUNNICLIFF, D.; ROOT, R. (1982), **Antistripping in Asphalt Concrete State-of-the-Art**, in proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists. Volume 51. Kansas City, Missouri (USA), pp. 265-289.

VERSTRAETEN, J. (1973), **Loi de fatigue des mélanges bitumineux: influence des caractéristiques des bitumes et de la composition des mélanges**. Rapport n°161 du C.R.R.

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

WSDOT (1999), **EVERSTRESS 5.0: A Layered Elastic Analysis Program**. Washington State Department of Transportation. Washington, USA.

## **ANEXO A**

---

### **REPRESENTAÇÕES GRÁFICAS DOS ENSAIOS DE MÓDULO COMPLEXO**

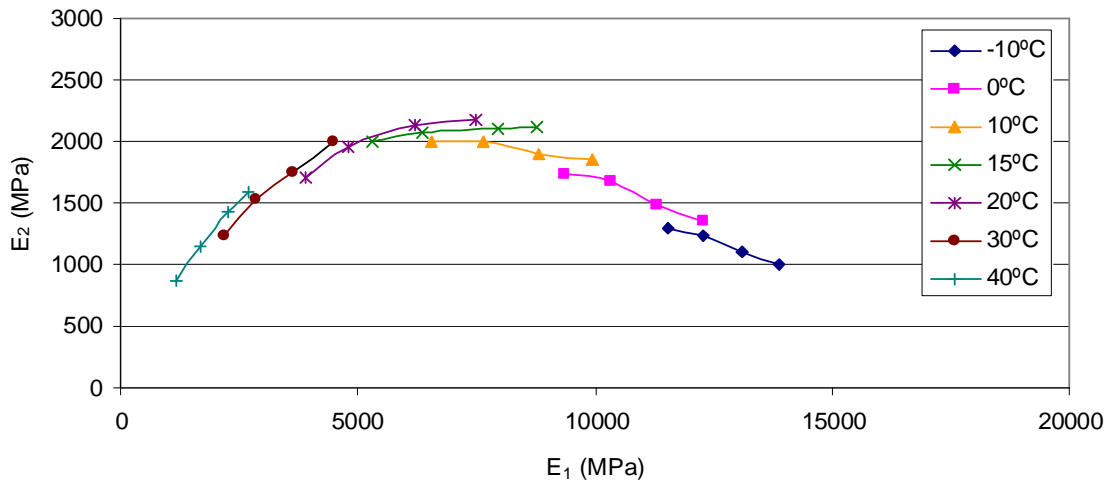


Figura A.1 - Resultados da mistura asfáltica CTB<sub>SECA</sub> no plano Cole-Cole.

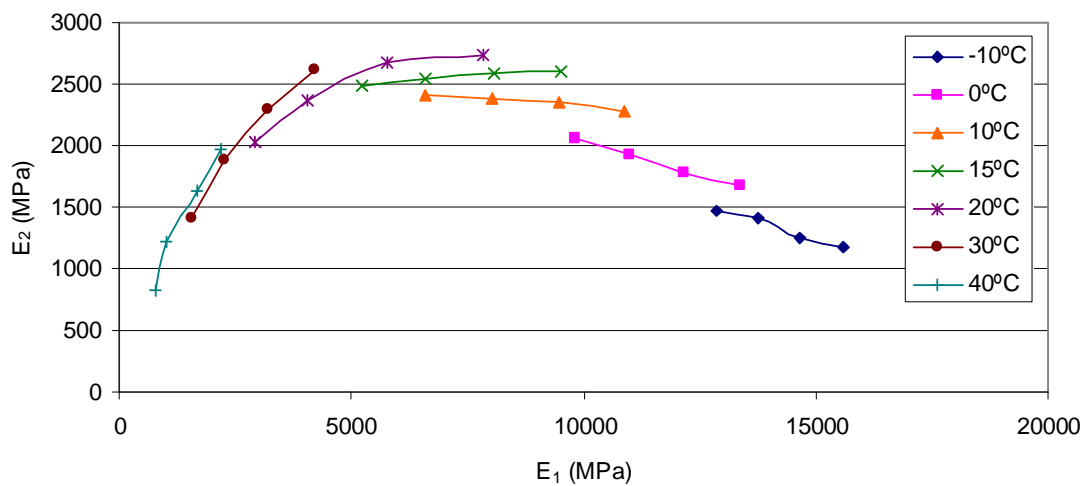


Figura A.2 - Resultados da mistura asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub> no plano Cole-Cole.

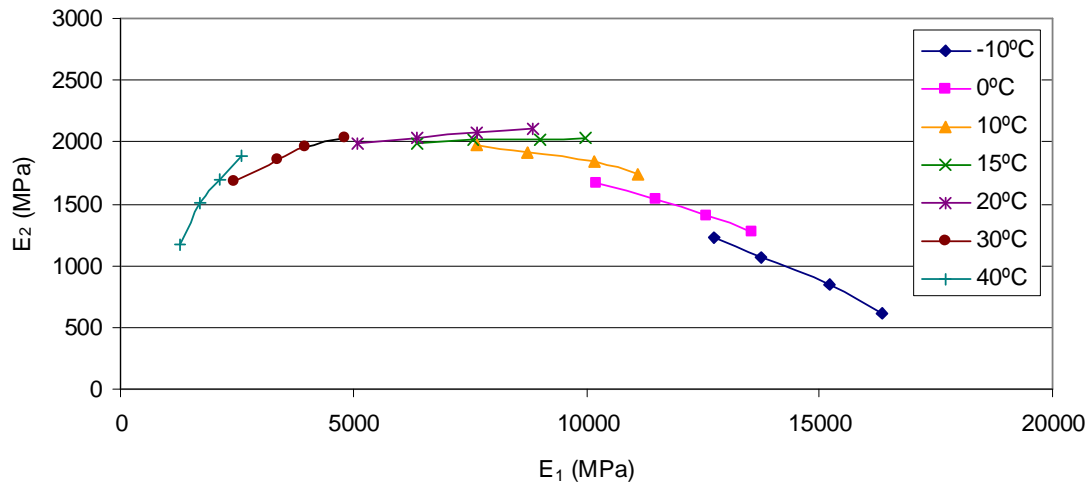


Figura A.3 - Resultados da mistura asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub> no plano Cole-Cole.

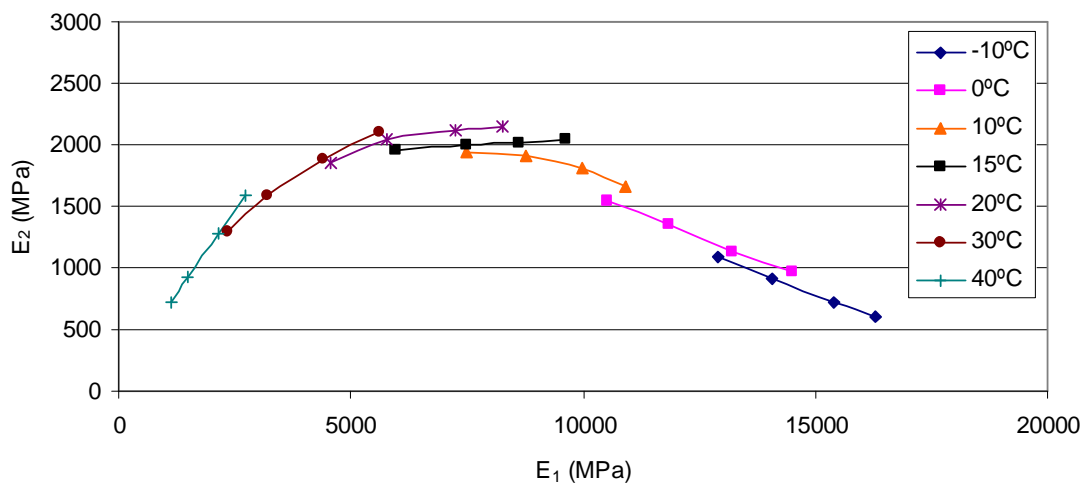


Figura A.4 - Resultados da mistura asfáltica CTBPC<sub>CICLADA</sub> no plano Cole-Cole.

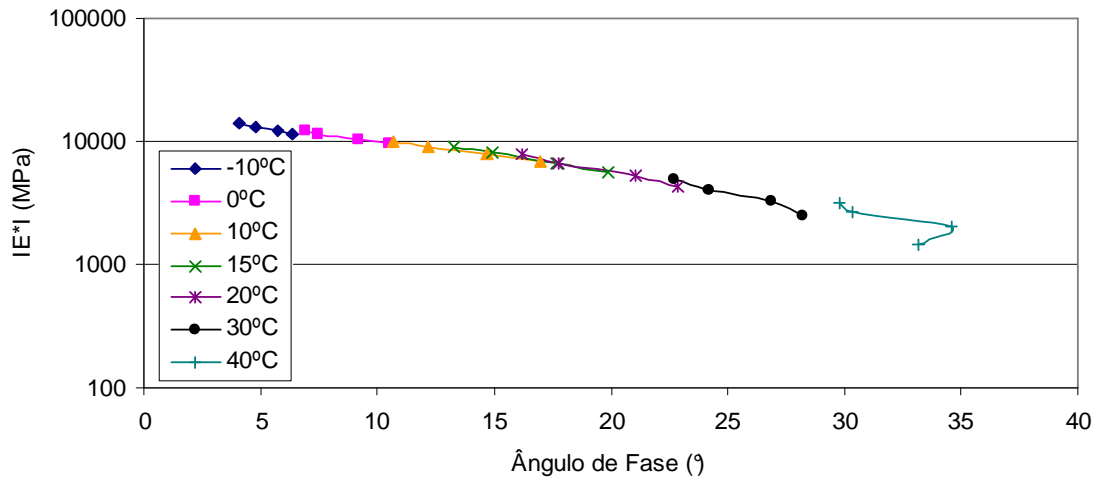


Figura A.5 - Resultados da mistura asfáltica CTB<sub>SECA</sub> no espaço de Black.

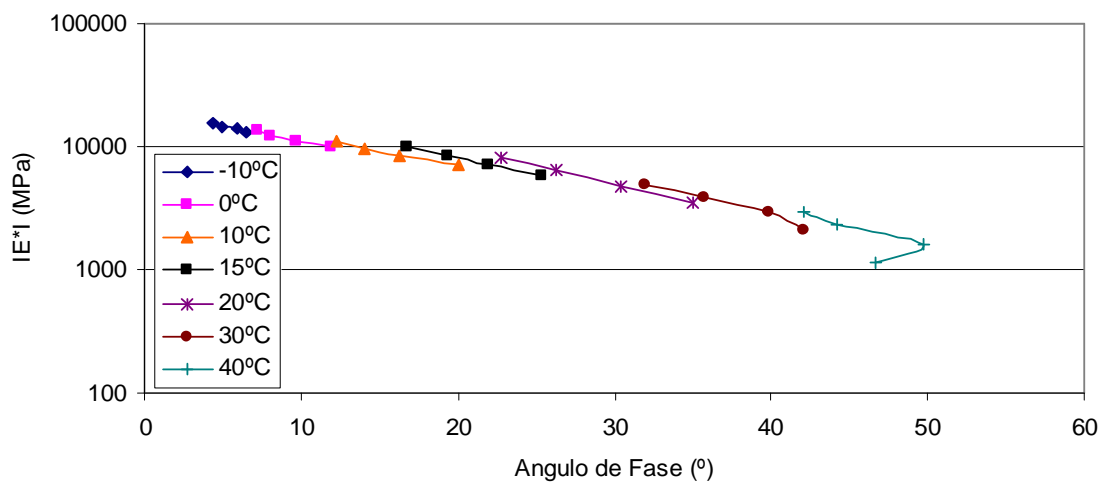


Figura A.6 - Resultados da mistura asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub> no espaço de Black.

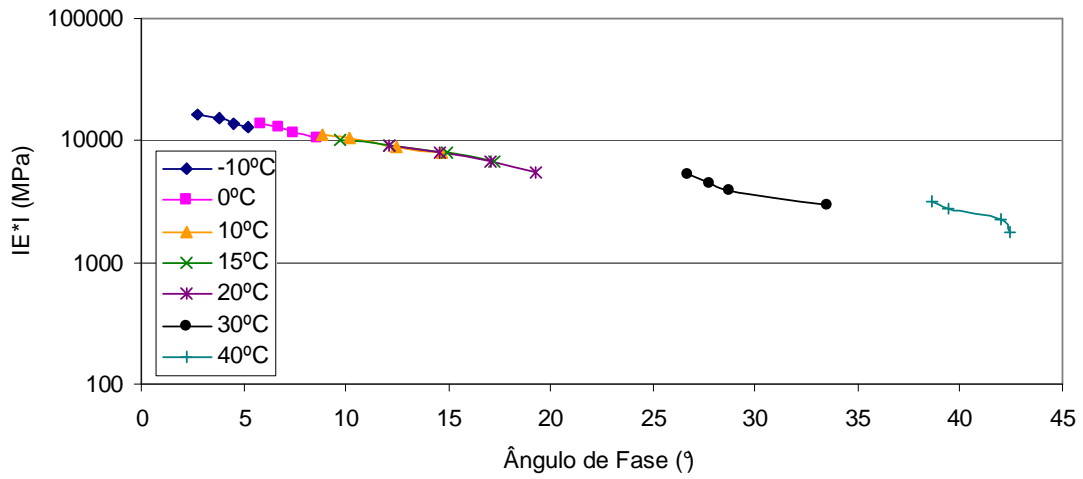


Figura A.7 - Resultados da mistura asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub> no espaço de Black.

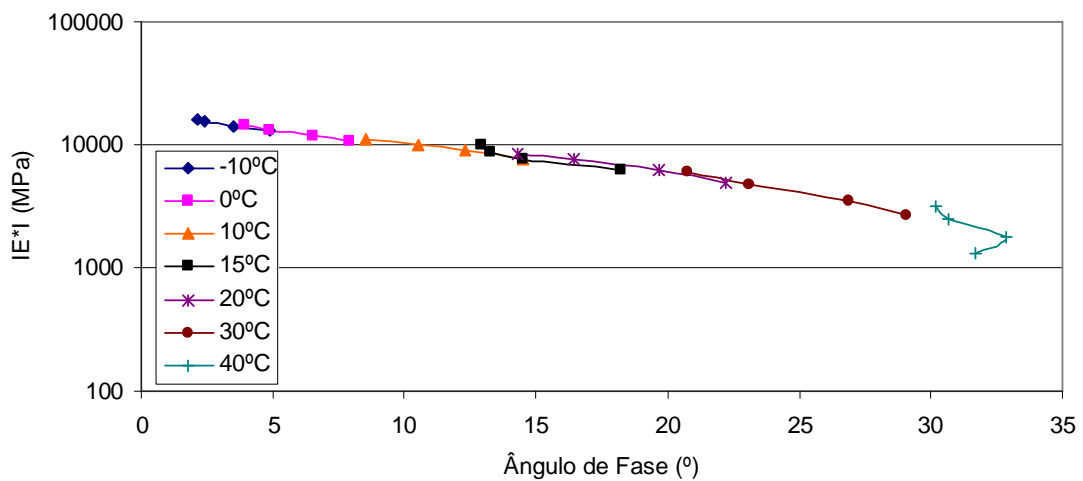


Figura A.8 - Resultados da mistura asfáltica CTBPC<sub>CICLADA</sub> no espaço de Black.

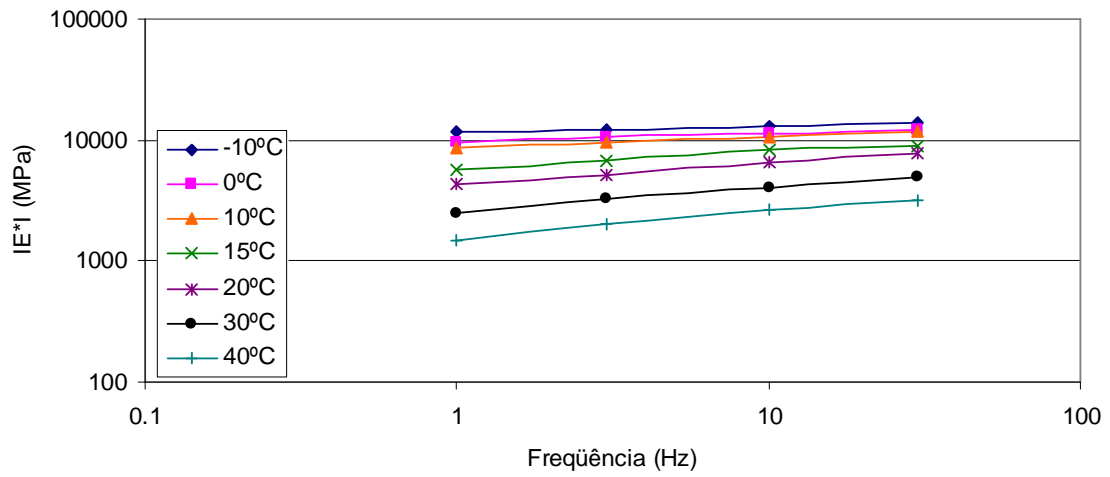


Figura A.9 - Curvas isotérmicas da mistura asfáltica CTB<sub>SECA</sub>.

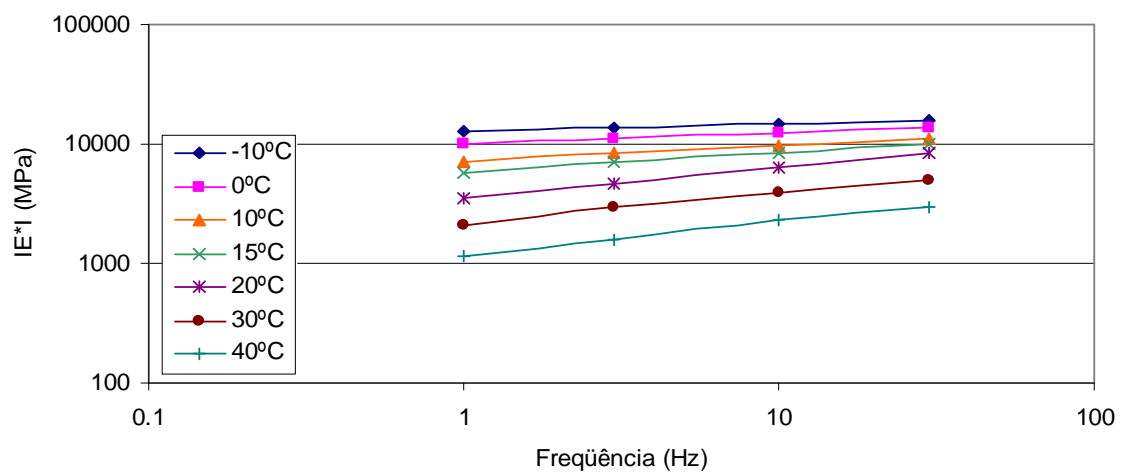


Figura A.10 - Curvas isotérmicas da mistura asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub>.



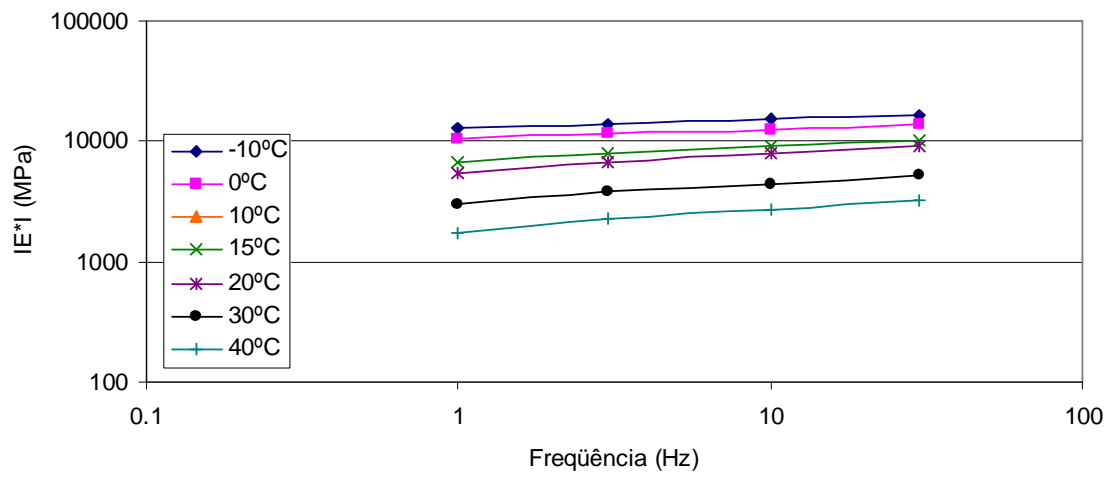


Figura A.11 - Curvas isotérmicas da mistura asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub>.

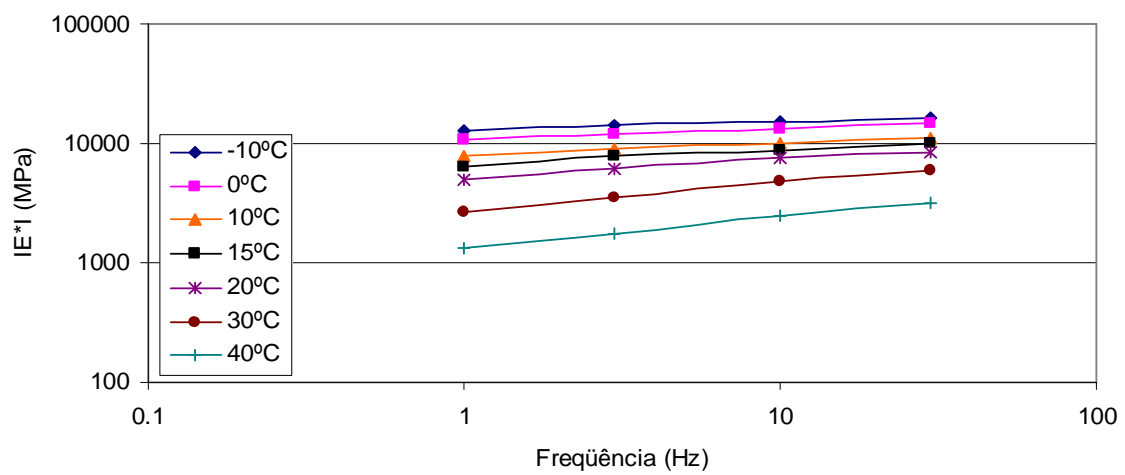
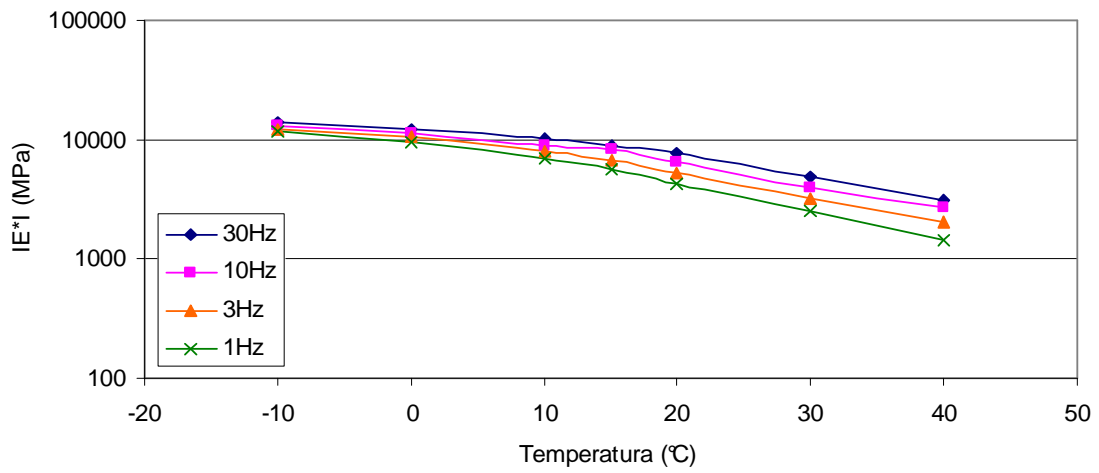
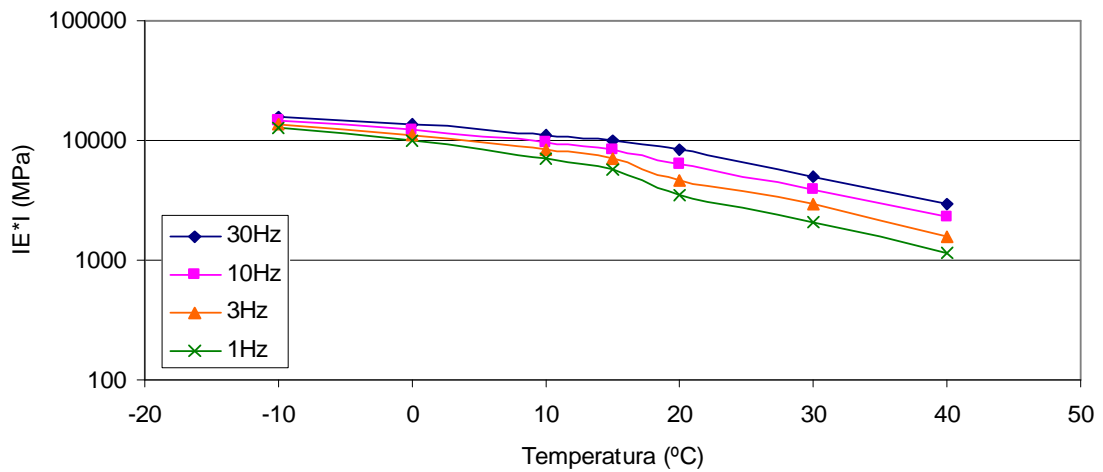


Figura A.12 - Curvas isotérmicas da mistura asfáltica CTBPC<sub>CICLADA</sub>.



**Figura A.13 - Curvas isócronas da mistura asfáltica CTB<sub>SECA</sub>.**



**Figura A.14 - Curvas isócronas da mistura asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub>.**

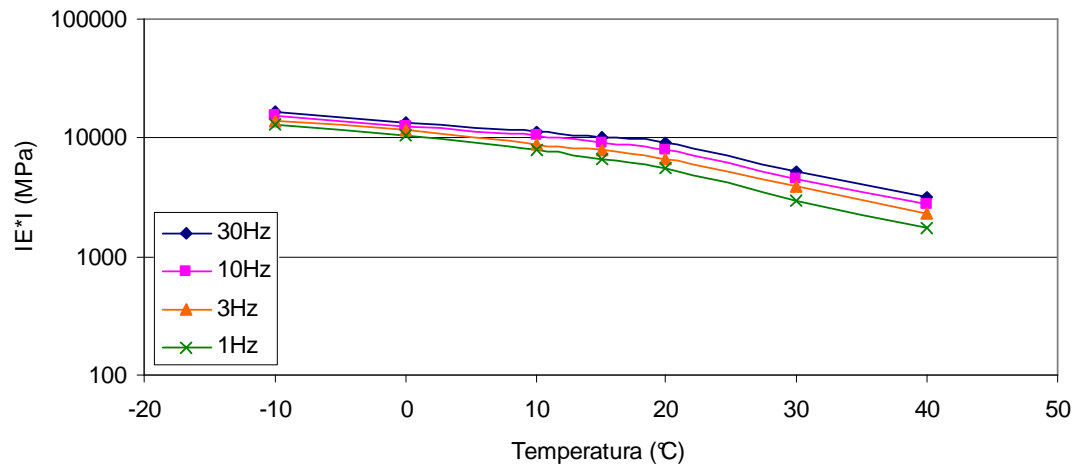


Figura A.15 - Curvas isócronas da mistura asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub>.

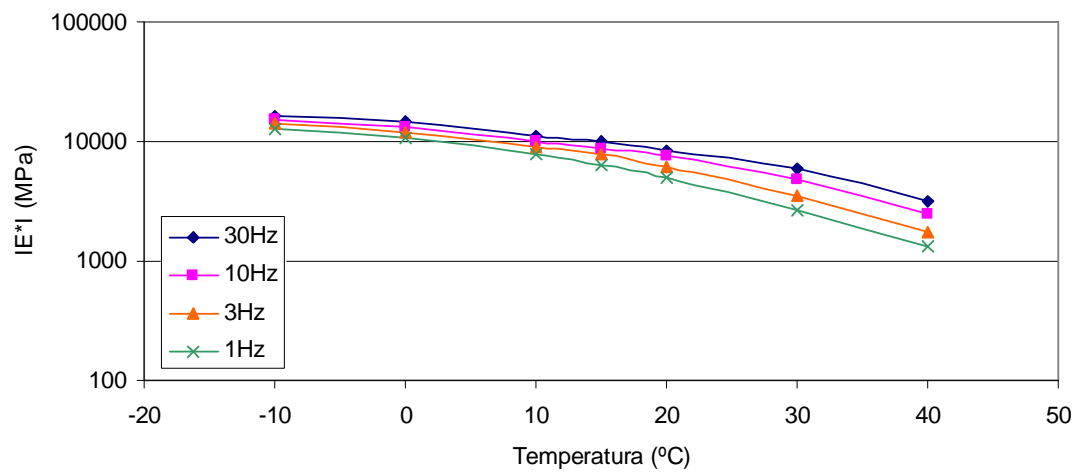
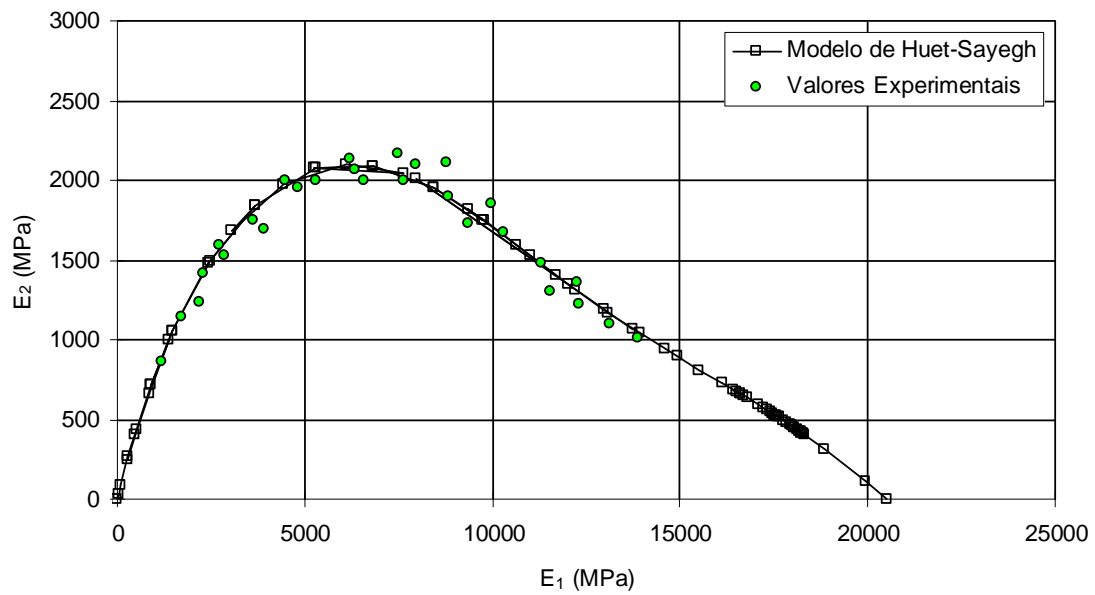


Figura A.16 - Curvas isócronas da mistura asfáltica CTBPC<sub>CICLADA</sub>.

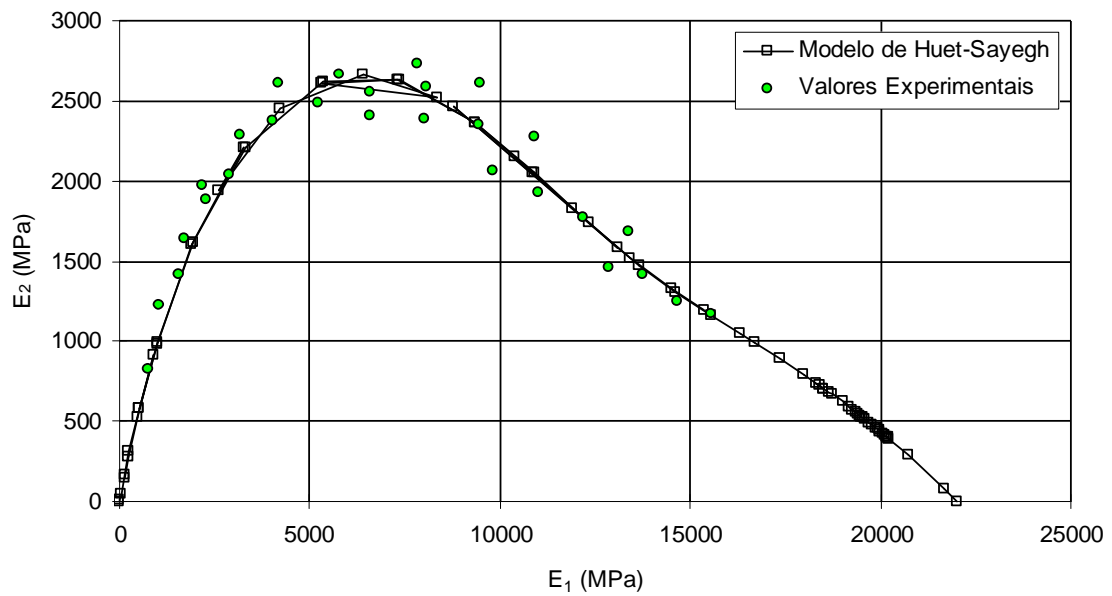
## **ANEXO B**

---

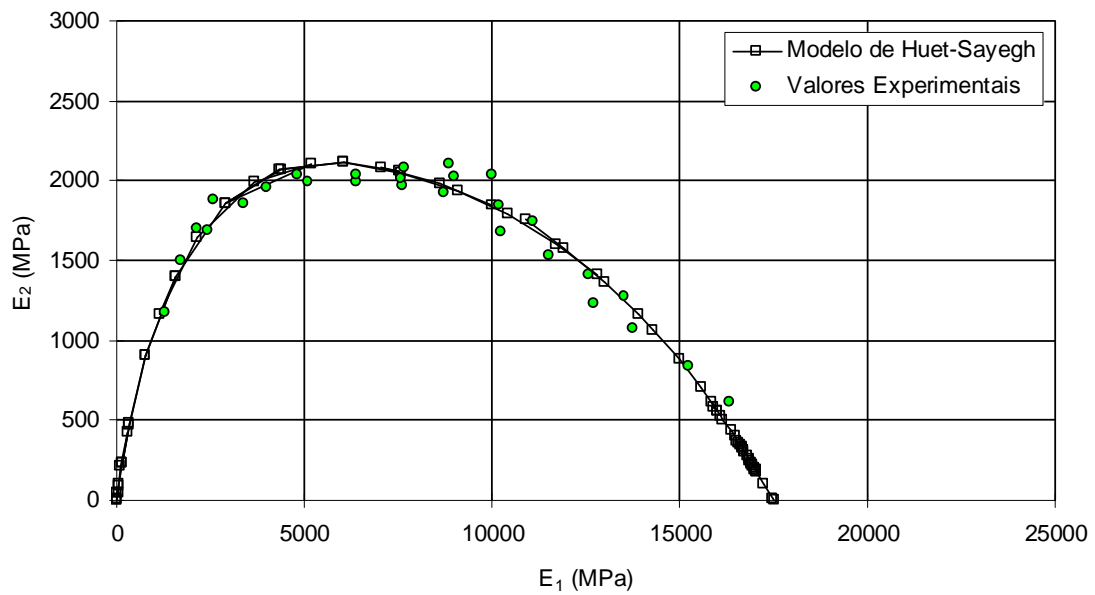
### **PLANO COLE-COLE E ESPAÇO DE BLACK AJUSTADOS AO MODELO DE HUET-SAYEGH**



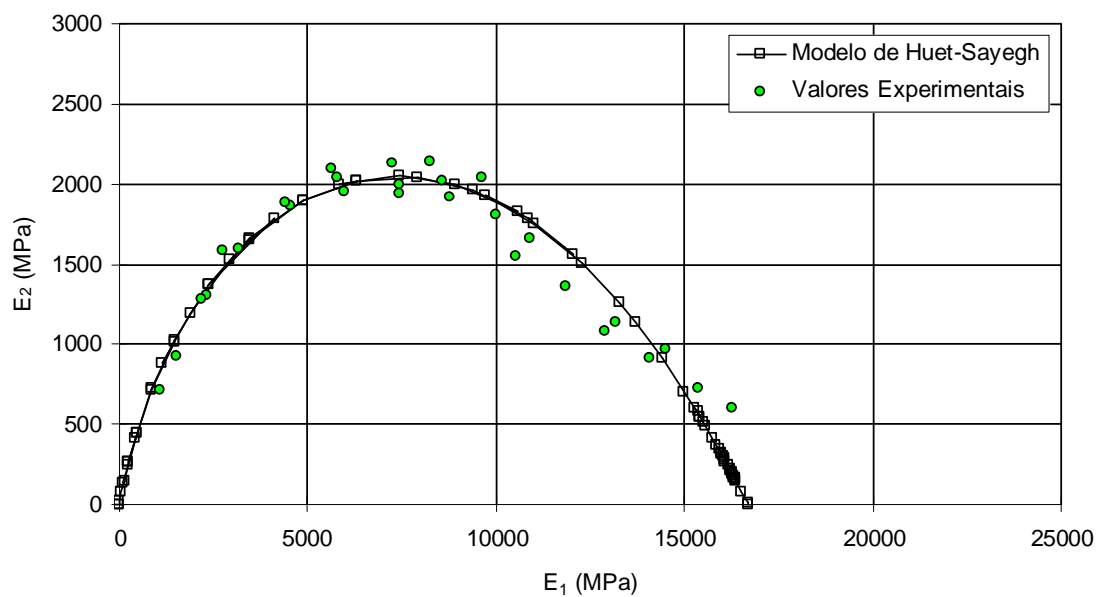
**Figura B.1 - Plano Cole-Cole experimental ajustado ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para a mistura asfáltica CTB<sub>SECA</sub>.**



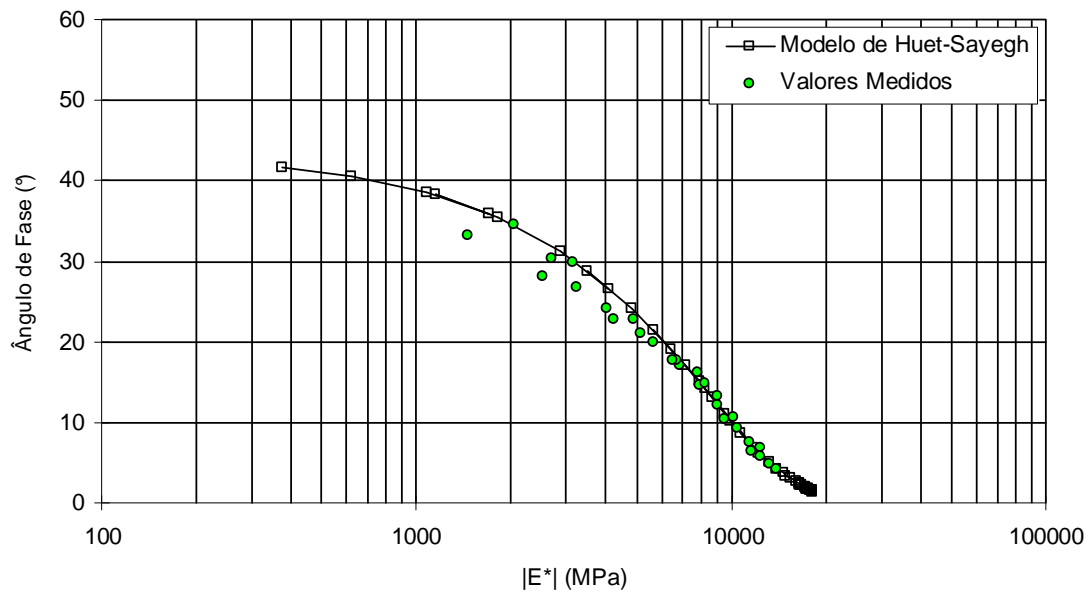
**Figura B.2 - Plano Cole-Cole experimental ajustado ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para a mistura asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub>.**



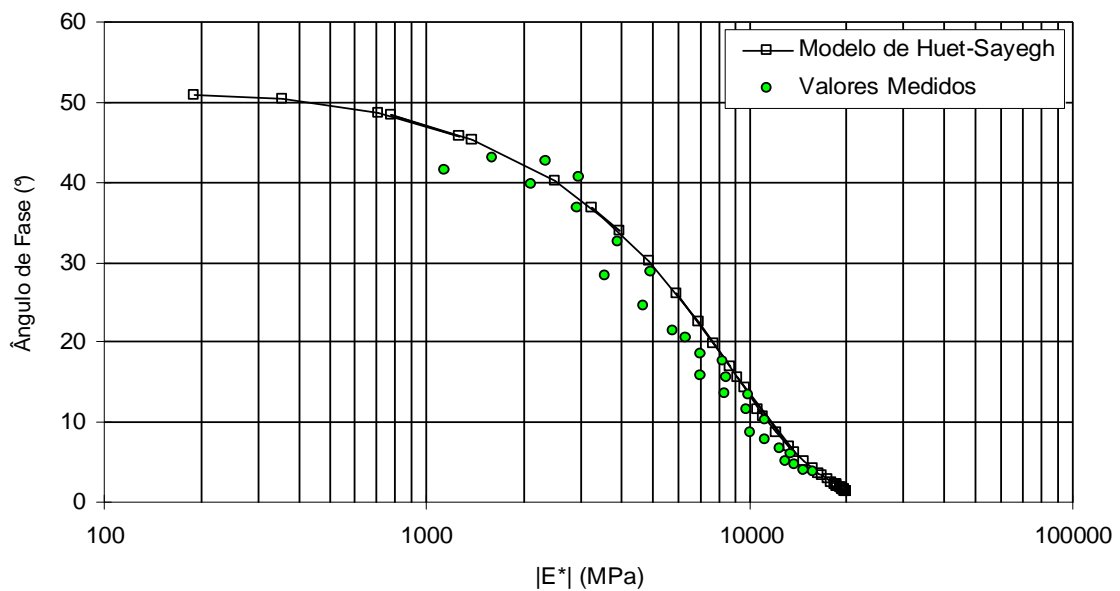
**Figura B.3 - Plano Cole-Cole experimental ajustado ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para a mistura asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub>.**



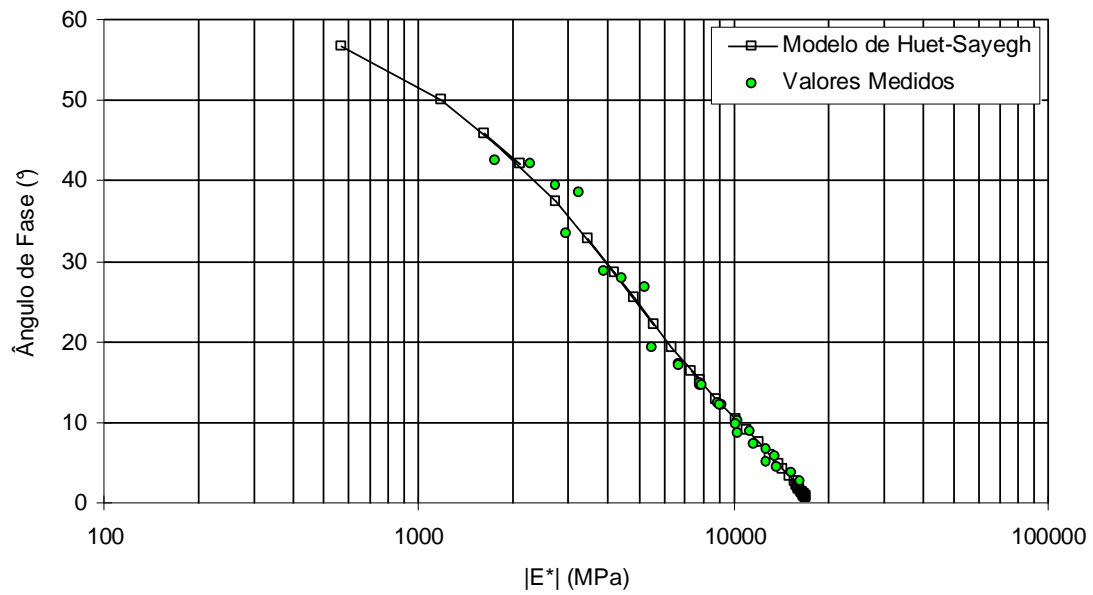
**Figura B.4 - Plano Cole-Cole experimental ajustado ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para a mistura asfáltica CTBPC<sub>CICLADA</sub>.**



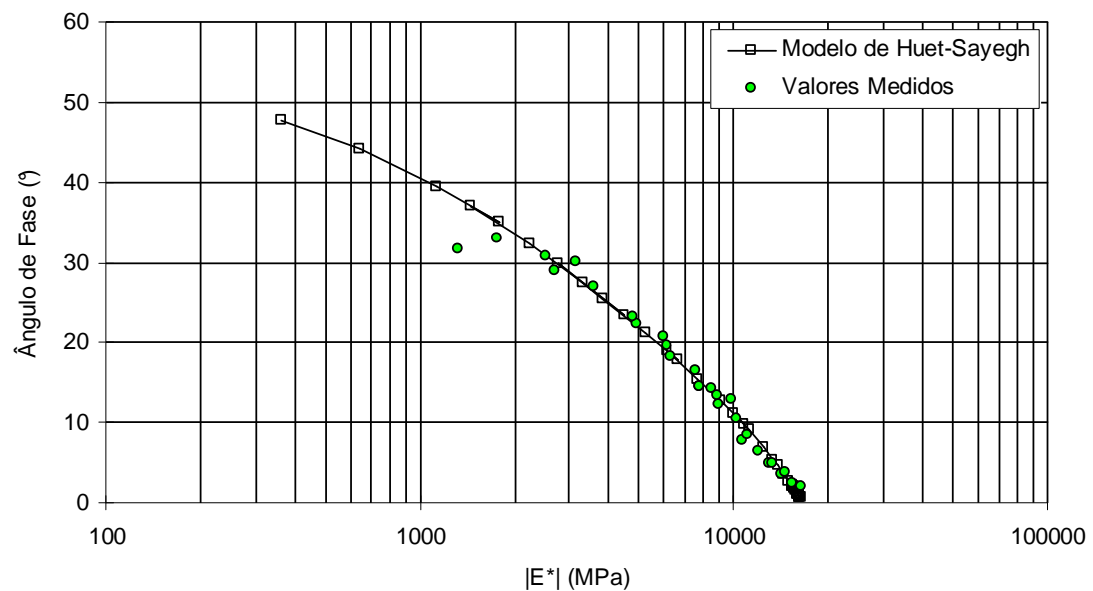
**Figura B.5 - Espaço de Black experimental ajustado ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para a mistura asfáltica CTB<sub>SECA</sub>.**



**Figura B.6 - Espaço de Black experimental ajustado ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para a mistura asfáltica CTBPC<sub>SECA</sub>.**



**Figura B.7 - Espaço de Black experimental ajustado ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para a mistura asfáltica CTB<sub>CICLADA</sub>.**



**Figura B.8 - Espaço de Black experimental ajustado ao modelo de Huet-SAYEGH (1965) para a mistura asfáltica CTBPC<sub>CICLADA</sub>.**



## **ANEXO C**

---

### **DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE PARTIDA DO PAVIMENTO PELA METODOLOGIA SETRA-LCPC**

- Deformação admissível no topo das camadas subjacentes à de superfície (Equação C.1):

$$\varepsilon_{z,ad} = 0,012 \cdot (NE)^{-0,222} \quad (\text{C.1})$$

onde:

$\varepsilon_{z,ad}$  = deformação admissível no topo da camada;

NE = número de eixos equivalentes (neste caso,  $1,95 \times 10^6$ ).

O resultado obtido foi correspondente a uma  $\varepsilon_{z,ad} = 482 \times 10^{-6}$ .

- Deformação admissível na base das camadas betuminosas (Equação C.2):

$$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \varepsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz}) \cdot [E(10^\circ\text{C})/E(\theta_{eq})]^{0,5} \cdot (NE/10^6)^b \quad (\text{C.2})$$

onde:

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

$\varepsilon_6(10^\circ\text{C}, 25\text{Hz})$  = deformação para  $10^6$  ciclos calculada com base nos resultados da curva de fadiga do material;

$E(10^\circ\text{C})$  = módulo complexo medido à temperatura de  $10^\circ\text{C}$  (nesta pesquisa foram utilizados os módulos medidos a  $(10^\circ\text{C}, 10\text{Hz})$ );

$E(\theta_{eq})$  = módulo complexo medido à temperatura equivalente (nesta pesquisa foram utilizados os módulos medidos a  $(15^\circ\text{C}, 10\text{Hz})$ );

NE = número de eixos equivalentes (neste caso,  $1,95 \times 10^6$ );

b = inclinação correspondente ao expoente da curva de fadiga.

Os resultados obtidos para a  $\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$  foram os seguintes:  $136 \times 10^{-6}$  (CTB<sub>SECA</sub>),  $150 \times 10^{-6}$  (CTBPC<sub>SECA</sub>),  $103 \times 10^{-6}$  (CTB<sub>CICLADA</sub>) e  $111 \times 10^{-6}$  (CTBPC<sub>CICLADA</sub>). Porém,

é necessário ajustar os valores calculados utilizando os coeficientes denominados  $k_r$ ,  $k_c$  e  $k_s$ , que significam:

$k_r$  = coeficiente que ajusta a deformação admissível do material em relação ao risco escolhido, de acordo com os fatores de um intervalo de confiança acerca da espessura da camada (desvio-padrão  $Sh$ ) e, em consonância com os resultados dos ensaios de fadiga (desvio-padrão dos resíduos  $SN$ ) (Equação C.3).

$$k_r = 10^{-ub\delta} \quad \text{(C.3)}$$

onde:

$u$  = variável associada ao risco  $r$  (neste caso, para  $r = 50\%$ ,  $u = 0$ , logo  $k_r = 1,0$ );

$b$  = inclinação da curva de fadiga relacionada ao expoente da Equação obtida;

$\delta$  = desvio-padrão da distribuição do  $\log(N)$  para  $10^6$  ciclos (Equação C.4).

$$\delta = [SN^2 + (c^2/b^2) \cdot Sh^2]^{0,5} \quad \text{(C.4)}$$

onde:

$SN$  = desvio-padrão dos resíduos da curva de fadiga do material;

$c$  = coeficiente relacionado à variação da deformação admissível, em função da variação aleatória da espessura do pavimento ( $\Delta h$ ), ( $\log \epsilon = \log \epsilon_0 - c \cdot \Delta h$ ). Para estruturas usuais, o valor de  $c$  é de aproximadamente  $0,02\text{cm}^{-1}$ ;

$Sh$  = desvio-padrão  $Sh$  acerca da espessura da camada. Nesta pesquisa  $Sh = 1,0$ , pois as espessuras de partida das camadas betuminosas utilizadas foram  $\leq 10,0\text{cm}$ ;

$k_c$  = coeficiente que ajusta os resultados do modelo computacional de acordo com o comportamento observado sobre estruturas de pavimentos reais do mesmo tipo.

Para os materiais betuminosos, os valores escolhidos para o coeficiente  $k_c$  variam conforme a sua natureza. No caso desta pesquisa, foi utilizado o valor de 1,1, correspondente às misturas de concreto betuminoso.

$k_s$  = coeficiente de redução, que leva em consideração o efeito da falta de uniformidade em alguns pontos da capacidade de suporte de uma camada de solo mole situada abaixo das camadas tratadas.

NOTA: Segundo a metodologia, o valor do módulo sob consideração corresponde ao do material da camada de subleito e não o que caracteriza a rigidez da plataforma de fundação (no caso, a camada de reforço). Logo, para uma camada de reforço, com um módulo acima de 120MPa, mesmo se a capacidade de suporte do subleito for abaixo do valor citado, nenhuma redução deve ser efetuada.

Portanto, como o módulo da camada de reforço para a situação hipotética desta pesquisa é de 150MPa, conforme mencionado anteriormente, o valor de  $k_s$  adotado foi de 1,0.

Após a correção das deformações  $\varepsilon(NE, \theta_{eq,f})$  foram obtidos os seguintes valores:  $150 \times 10^{-6}$  (CTB<sub>SECA</sub>),  $165 \times 10^{-6}$  (CTBPC<sub>SECA</sub>),  $113 \times 10^{-6}$  (CTB<sub>CICLADA</sub>) e  $122 \times 10^{-6}$  (CTBPC<sub>CICLADA</sub>).

Cabe ressaltar que de acordo com a metodologia SETRA-LCPC, a espessura mínima indicada para a camada de reforço para uma condição de suporte do subleito AR2/PST n°3 é de 30,0cm, enquanto que para a camada de material granular composto por brita graduada simples de categoria B, é de 25,0cm. Para a camada betuminosa, a espessura varia de acordo com o tipo de mistura asfáltica, em que no caso desta pesquisa, como se aproxima de um *Béton Bitumineux Semi-Grenus 0/14*, é recomendada uma espessura variando de 5,0cm até 9,0cm, tendo sido adotada inicialmente a espessura de 5,0cm nesta pesquisa.

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)