

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

**YADER ALFONSO GUERRERO PÉREZ**

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO MECÂNICO E REOLÓGICO  
DE MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS.**

**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.**

**Orientador: Prof. Dr. LETO MOMM**

**Florianópolis - SC  
2013**

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

GUERRERO, Yader

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO MECÂNICO E REOLÓGICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS.**  
[Tese] / Yader Alfonso Guerrero Pérez; orientador, Leto Momm. - Florianópolis, SC, 2013.

326 p.: il., grafs.

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

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Módulo complexo de concreto asfáltico, 3. Fadiga de concreto asfáltico, 4. Misturas mornas. I. Momm, Leto. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de PósGraduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU 624

**YADER ALFONSO GUERRERO PÉREZ**

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO MECÂNICO E REOLÓGICO  
DE MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS.**

**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.**

**Orientador: Prof. Dr. LETO MOMM**

**Florianópolis  
2013**





## **AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO MECÂNICO E REOLÓGICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS.**

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. Roberto Caldas de Andrade PINTO  
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
UFSC

### **Comissão Examinadora:**

Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira CERATTI  
Universidade Federal de Rio Grande do Sul (UFRGS)

Dr<sup>a</sup>. Leni Figueiredo Mathias LEITE  
Petróleo Brasileiro S. A. - PETROBRÁS

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Liseane Padilha THIVES  
Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC

Prof. Dr. Marcos Aurélio Marques NORONHA  
Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC

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

Florianópolis, 5 de abril de 2013



Dedico este pequeno passo a Deus que ilumina o meu caminho em todos os momentos, aos meus pais; Alfonso e Marina, por ser pilar fundamental da minha vida, aos meus irmãos; Guber e Beto, pelo seu apoio incondicional, e finalmente a Ana Milena, alegria e inspiração de todos nos.

*“Não somos apenas o que pensamos ser. Somos mais, somos também o que lembramos e aquilo que nos esquecemos; somos as palavras que trocamos, os enganos que cometemos, os impulsos que cedemos, sem querer”.*

Sigmund Freud

*“Quien va en busca de las cumbres, no se detiene a recoger las piedras del camino”*

José Martí.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, que ilumina o meu caminho a cada instante.

Aos meus pais, Alfonso e Marina, exemplo de vida a todo momento e pilar fundamental dos meus sucessos. Graças ao seu carinho, apoio e compreensão alcancei mais uma das minhas metas.

Ao Beto e à Nana, que mesmo a distância estão sempre me apoiando. Ao Guber, que sempre oferece uma mão amiga.

Ao meu orientador Leto Momm, que mais do que um professor, se comportou como um amigo durante todo este tempo, sempre dando exemplo de caráter, como pessoa e como profissional, e com disposição necessária para compartilhar seus conhecimentos.

Ao meu colega, amigo e quase irmão, Breno Barra, com quem compartilhei a minha experiência, profissional e pessoal aqui no Brasil.

Aos meus amigos do laboratório de pavimentação, Keyla, Otto, Adosindro, Joe, João, Carlos, entre outros.

Agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e tecnológico CNPQ pela bolsa de estudos, cujo apoio financeiro foi fundamental para a realização deste trabalho de doutorado.

Aos Professores da Universidade, Francisco de Paula Santander, Alonso Oliveros Borrero (meu primeiro orientador) e Alvaro Pedroza Rojas, pelo seu incentivo inicial na minha viagem ao Brasil.

A Doutora Leni Figueiredo Mathias Leite, pela sua ajuda na consecução dos materiais, a sua disposição e seus aportes como membro da banca da minha tese.

À Doutora Lisiane Padilha Thives, ao Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti, Dr. Orlando Martini de Oliveira, Dr. Marcos Noronha, pela sua valiosa participação na banca da minha tese.

Às minhas amigas, Dani e Ellen, pela sua companhia durante estes anos.

Ao eng. Jorge Luiz Shreiver, uma das primeiras pessoas em depositar um voto de confiança em mim.

Ao eng. Edi Assini Jr. pela sua valiosa ajuda na execução da pesquisa.

Ao eng. Luiz Henrique Teixeira, um bom amigo, pelo seu apoio em várias etapas da minha pesquisa.

À empresa CBB asfaltos, por me permitir a realização de parte da minha pesquisa nas suas instalações.

Ao laboratório Central de Microscopia Eletrônica por Varredura da Universidade Federal de Santa Catarina UFSC.



## SUMARIO

<b>LISTA DE FIGURAS</b>		<b>vii</b>
<b>LISTA DE TABELAS</b>		<b>xv</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES</b>		<b>xix</b>
<b>RESUMO</b>		<b>xxi</b>
<b>ABSTRACT</b>		<b>xxii</b>
<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	OBJETIVOS	2
1.2.1	Objetivo geral	2
1.2.2	Objetivos específicos	2
1.3	JUSTIFICATIVA	3
1.4	LIMITAÇÕES	4
1.5	METODOLOGIA E PROCEDIMENTO LABORATORIAL	5
1.6	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	9
<b>2</b>	<b>MISTURAS ASFÁLTICAS</b>	<b>11</b>
2.1	INTRODUÇÃO ÀS MISTURAS ASFÁLTICAS	11
2.1.1	Propriedades das misturas asfálticas	12
2.1.2	Comportamento reológico das misturas asfálticas	14
2.1.3	Classificação das misturas asfálticas	15
2.2	MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS	17
2.2.1	Misturas asfálticas espumadas	21
2.2.2	Misturas mornas com zeólitas	22
2.2.3	As zeólitas naturais	23
2.2.4	As zeólitas sintéticas	24
2.2.5	Misturas asfálticas mornas com adição de zeólitas	25
2.2.6	Estudo recente de mistura com zeólitas	27
2.2.7	A cera SASOBIT	29
2.2.8	O CECABASE RT	29
2.2.9	O REDISET	31
2.3	FORMULAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS	31
2.3.1	Aspectos gerais dos granulares das misturas asfálticas	32
2.3.2	Os fillers	33

2.3.3	Os finos	34
2.3.4	As areias	34
2.3.5	As britas	35
2.3.6	Os aditivos	37
2.3.7	Curva granulométrica	38
2.3.8	Teor de Betume e módulo de riqueza	39
2.3.9	O ligante asfáltico	40
2.3.10	Teor de ligante	41
2.3.11	Módulo de riqueza	42
2.3.12	Volume de vazios	43
2.3.13	Composição volumétrica	43
2.3.14	Massa volumétrica real	44
2.3.15	Massa volumétrica aparente	45
2.3.16	Porcentagem de vazios e compactidade	45
2.3.17	Relações entre os parâmetros	46
2.4	DESENVOLVIMENTO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	47
2.5	ENSAIOS EMPÍRICOS DE PREPARAÇÃO DAS MISTURAS	52
2.5.1	Ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório	52
2.5.2	Ensaio de Duriez	55
2.5.3	Ensaio de deformação permanente ou <i>orniérage</i>	57
2.6	ESCOLHA DA FORMA DOS CORPOS DE PROVA PARA OS ENSAIOS FUNDAMENTAIS	60
2.7	ENSAIOS FUNDAMENTAIS DE PREPARAÇÃO DAS MISTURAS	61
2.7.1	Ensaio de módulo complexo	61
2.7.2	Ensaio de fadiga	67
<b>3.</b>	<b>PARÂMETROS FUNDAMENTAIS PARA O DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO</b>	<b>71</b>
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	71
3.2	O MÓDULO COMPLEXO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	71
3.2.1	Representações gráficas do ensaio de módulo complexo	77
3.3	MODELOS DE COMPORTAMENTO REOLÓGICO	82
3.3.1	Modelo de Maxwell	83



3.3.2	Modelo de Kelvin Voight	85
3.3.3	Modelo de Huet	88
3.3.4	Modelo de Huet-Sayegh	92
3.4	FADIGA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	94
3.4.1	Modo de sollicitação	96
3.4.2	Dispersão de resultados	101
3.4.3	Ângulo de fase	102
3.4.4	Representação gráfica do ensaio de fadiga	103
3.4.5	Fenômenos decorrentes do ensaio de fadiga	106
<b>4</b>	<b>METODOLOGÍA FRANCESA DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS</b>	<b>109</b>
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	109
4.2	FUNDAMENTOS DA METODOLOGIA FRANCESA DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO	111
4.2.1	Considerações referentes à rigidez do material	112
4.2.2	Considerações referentes à resistência à fadiga das misturas asfálticas	114
4.2.3	Considerações referentes aos esforços transmitidos às camadas subjacentes	115
4.3	CRITÉRIOS DE ANÁLISE PARA OS CÁLCULOS DA METODOLOGÍA FRANCESA	116
4.3.1	Tráfego	116
4.3.2	Coefficientes utilizados (Risco, calagem e heterogeneidade).	118
4.3.3	Definição da estrutura do pavimento	120
4.4	CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DOS PAVIMENTOS	128
<b>5</b>	<b>MATERIAIS E EQUIPAMENTOS DA PESQUISA</b>	<b>131</b>
5.1	MATERIAIS	131
5.1.1	Brita	131
5.1.2	Ligante betuminoso (CAP)	133
5.1.3	Zeólitas	133
5.2	Equipamentos	135
5.2.1	Prensa de compactação Marshall	136
5.2.2	Moldes	136
5.2.3	Equipamento para pressão negativa	138

5.2.4	Tanques de condicionamento	138
5.2.5	PCG (SERVOPAC)	139
5.2.6	Compactadora de placas	140
5.2.7	Máquina de deformação permanente	140
5.2.8	Máquina de corte	141
5.2.9	FADECOM	142
<b>6</b>	<b>PROCEDIMENTO LABORATORIAL</b>	<b>151</b>
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	151
6.2	NÍVEL 0	151
6.2.1	Ensaio nos agregados	151
6.2.2	Ensaio no ligante	155
6.2.3	Seleção da curva granulométrica	158
6.2.4	Temperaturas de usinagem e compactação	161
6.2.5	Seleção dos teores de ligante para o estudo	162
6.3	PROCEDIMENTO DE ELABORAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS	163
6.3.1	Processo de fabricação No. 1	163
6.3.2	Processo de fabricação No. 2	165
6.4	NÍVEL 1	167
6.4.1	Ensaio de Duriez	167
6.4.2	Ensaio da prensa de compactação por cisalhamento giratório	172
6.5	NÍVEL 2: DEFORMAÇÃO PERMANENTE	174
6.6	NÍVEL 3: ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO	178
6.7	NÍVEL 4: ENSAIO DE FADIGA	184
<b>7.</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISE DE RESULTADOS</b>	<b>189</b>
7.1	ENSAIO DE DURIEZ	189
7.2	ENSAIO DA PCG	191
7.3	ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	193
7.4	ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO	199
7.4.1	Mistura asfáltica convencional	199
7.4.2	Mistura asfáltica morna elaborada com Cecabase	210
7.4.3	Mistura asfáltica morna elaborada com Rediset	223
7.4.4	Mistura asfáltica morna elaborada com zeólitas naturais	235
7.4.5	Comparativos do modelo de Huet-Sayegh das misturas	248

	analisadas	
7.5	ENSAIO DE FADIGA	251
7.5.1	Ensaio de fadiga na mistura asfáltica convencional	252
7.5.2	Ensaio de fadiga na mistura asfáltica morna com Cecabase RT	254
7.5.3	Ensaio de fadiga na mistura asfáltica morna com Rediset	256
7.5.4	Ensaio de fadiga na mistura asfáltica morna com zeólitas	258
7.5.5	Comparação entre os resultados das curvas de fadiga estudadas	260
7.6	DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE PAVIMENTO SIMULADA	262
7.6.1	Características comportamentais das misturas estudadas	262
7.6.2	Fatores assumidos e calculados para o dimensionamento hipotético	263
7.6.3	Processo de dimensionamento	265
<b>8.</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b>	<b>269</b>



## LISTA DE FIGURAS

1.1	Matriz de ensaios	7
1.2	Corpos de prova utilizados	8
2.1	Classificação das misturas asfálticas	16
2.2	Classificação das misturas asfálticas em função da temperatura de produção	17
2.3	Localização da Bacia do Parnaíba	24
2.4	Gráficos da fadiga da mistura asfáltica morna da mistura controle	28
2.5	Plano Cole-Cole da mistura asfáltica controle e da mistura asfáltica morna	28
2.6	Curva de Equivalência Frequência- Temperatura	29
2.7	Níveis de formulação de ensaios	47
2.8	Esquema ilustrativo do funcionamento da PCG	52
2.9	Exemplo de interpretação do ensaio da PCG	55
2.10	Placas de misturas asfálticas durante (a) e após (b) o processo de moldagem	58
2.11	Esquema do posicionamento das medições nas placas submetidas ao ensaio de deformação permanente	59
2.12	Perfil trapezoidal dos corpos de prova	61
2.13	Gráficos de força e deslocamento em corpos de prova viscoelásticos	62
2.14	Lógica do corte das placas	62
2.15	Colagem dos corpos de prova nos suportes metálicos	65
2.16	(a) Localização do CP na máquina. (b) Vista do motor, excêntrico, oscilador e hastes de transmissão. (c) Célula de carga e sensor de efeito Hall	66
3.1	Gráficos de força e deslocamento sob sollicitação senoidal dos materiais viscoelásticos	72
3.2	Curvas isócronas do módulo	77
3.3	Curvas isotérmicas do módulo	78
3.4	Curva mestre de frequência temperatura	79
3.5	Translação de curvas isotérmicas pelo método gráfico	80
3.6	Plano Cole-Cole e função Dumping	82
3.7	Curva no espaço de Black do módulo complexo	82

3.8	Modelo de Maxwell	83
3.9	Representação gráfica do modelo de Maxwell	84
3.10	Modelo de Maxwell generalizado	85
3.11	Representação gráfica do ensaio de relaxação com base no princípio do modelo de Maxwell generalizado	85
3.12	Modelo de Kelvin Voight	86
3.13	Representação gráfica do ensaio de fluência com base no princípio do modelo de Kelvin Voight	87
3.14	Modelo generalizado de Kelvin Voight	88
3.15	Representação gráfica do ensaio de fluência com base no princípio do modelo generalizado de Kelvin Voight.	88
3.16	Modelo de Huet	89
3.17	Calagem no plano Cole-Cole entre os valores experimentais e o modelo de Huet	91
3.18	Calagem no espaço de Black entre o modelo de HUET (1963) e os valores experimentais	92
3.19	Modelo de Huet-Sayegh	93
3.20	Calagem no espaço de Black entre o modelo de Huet-Sayegh (1965) e Huet	94
3.21	Princípio de comportamento dos pavimentos asfálticos	97
3.22	Sinal de deformação e decomposição em séries de Fourier	97
3.23	Formas do sinal de solicitação	98
3.24	Evolução da força e o deslocamento durante o ensaio a força controlada (a) e a deslocamento controlado (b)	100
3.25	Evolução da força durante o ensaio a deslocamento controlado (a) e evolução do deslocamento durante o ensaio a força controlada (b)	100
3.26	Fases de evolução das leituras obtidas durante os ensaios de fadiga a deslocamento controlado	100
3.27	Exemplo da evolução das três fases do fenômeno de fadiga e do ângulo de fase	103
3.28	Curva de Wöhler	104
3.29	Curva de fadiga ilustrativa	105
3.31	Imagem de dispositivo termográfico infravermelho em tons de verde	107
4.1	Curvas isócronas do módulo	113
4.2	Deformações no pavimento pela passagem de uma	114

	carga em movimento	
4.3	Sinal de deformação longitudinal sob a passagem de um veículo	114
4.4	Sinal de deformação e decomposição em series de Fourier	115
4.5	Composição de uma estrutura de pavimento adotada na França	122
4.6	Estrutura de pavimento tipo <i>chaussée souple</i>	123
4.7	Inversão dos planos principais no mesmo ponto de análise	125
4.8	Estrutura de pavimento tipo <i>chaussée bitumineuses epassés</i>	128
5.1	Imagens microscópicas dos grãos de pó de brita ampliadas 400x (a), 1500x (b), 5000x (c) e 10000x (d).	132
5.2	Espectro do pó de brita obtido por microanálise de raios X característicos por EDS.	132
5.3	Imagens microscópicas dos grãos de zeólitas ampliadas 400x (a), 1500x (b), 5000x (c) e 10000x (d).	134
5.4	Espectro das Zeólitas obtido por microanálise de raios-X característicos por EDS	135
5.5	Prensa Marshall	136
5.6	Moldes para os ensaios	137
5.7	Guia de rompimento para o ensaio de Duriez	137
5.8	Equipamento para a pressão negativa	138
5.9	Tanques de condicionamento na água	139
5.10	Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório PCG (SERVOPAC)	139
5.11	Compactadora de placas	140
5.12	Máquina de deformação permanente	141
5.13	Máquina de corte de placas	141
5.14	Segunda geração da máquina de módulo complexo e fadiga (FADECOM) da UFSC	142
5.15	Sistema de condicionamento térmico.	143
5.16	Motor de indução	144
5.17	Excêntrico	144
5.18	Haste do excêntrico	145
5.19	Oscilador	145
5.20	Haste do Oscilador	146
5.21	Fixador dos corpos de prova	146

5.22	Conjunto de fixação do sensor de efeito Hall	147
5.23	Encoder	148
5.24	Bases e sistema de suporte	148
5.25	Mesa de colagem	149
5.26	Extensômetro	149
6.1	Curva granulométrica dos granulares empregados	152
6.2	Ensaio de adesividade com 0% de DOPE e com 0,5% de DOPE	154
6.3	Curva de viscosidade dos ligantes asfálticos	157
6.4	Curva granulométrica pela fórmula de Fuller Thomson	161
6.5	Comparativo entre a curva granulométrica escolhida e as especificações da norma francesa	161
6.6	Homogeneização do ligante asfáltico após a modificação	164
6.7	Processo de misturado com os granulares grossos (a) e com os granulares finos (b)	164
6.8	Aspecto da mistura asfáltica após o processo de misturado	165
6.9	Processo de umidificação das zeólitas naturais	166
6.10	Adição das zeólitas durante o processo de misturado	167
6.11	Prensa Marshall em processo de compactação dos CPs. Duriez	169
6.12	Corpos de prova para o ensaio de Duriez; de uma mistura (a) e de todas as misturas (b)	170
6.13	Processo de desobstrução de poros	171
6.14	Câmara de condicionamento térmico utilizada para o ensaio de Duriez.	171
6.15	Condicionamento na água a 18°C	171
6.16	Ensaio de compressão simples (a) e corpos de prova ensaiados (b)	172
6.17	Ensaio da PCG. Conjunto CP e moldes dentro da máquina (a) e Corpo de Prova final (b)	174
6.18	Corpos de prova do ensaio da PCG para as misturas mornas	174
6.19	Par de placas compactadas para o ensaio de deformação permanente	175
6.20	Processo de compactação das placas de deformação permanente	176
6.21	Cabine de comando da máquina de compactação de	177



	placas	
6.22	Execução do ensaio de deformação permanente	178
6.23	Processo de compactação para as placas de módulo complexo e fadiga.	180
6.24	Placas compactadas para a fabricação dos corpos de prova trapezoidais	181
6.25	Processo de corte das placas	182
6.26	Colagem dos corpos de prova	183
6.27	Aferição do deslocamento	183
6.28	Ruptura geral dos corpos de prova resultante dos ensaios de fadiga.	186
6.29	Corpo de Prova aprovado	186
6.30	Corpo de Prova rejeitado	187
7.1	Gráficos da compressão simples do ensaio de Duriez	191
7.2	Representação gráfica dos ensaios da PCG	192
7.3	Par de placas compactadas para o ensaio de deformação permanente	194
7.4	Placas ensaiadas a deformação permanente	195
7.5	Resultados do ensaio de deformação permanente para a mistura asfáltica convencional	196
7.6	Resultados do ensaio de deformação permanente para a mistura asfáltica morna modificada com CECABASE	196
7.7	Resultados do ensaio de deformação permanente para a mistura asfáltica morna modificada com REDISET	197
7.8	Resultados do ensaio de deformação permanente para a mistura asfáltica morna modificada com Zeólitas	197
7.9	Resultados do ensaio de deformação permanente para as misturas asfálticas estudadas	198
7.10	Curvas isócronas do módulo da mistura asfáltica convencional	201
7.11	Curva no espaço de Black para a mistura asfáltica convencional.	203
7.12	Curvas isotérmicas do módulo para a mistura asfáltica convencional	204
7.13	Curva mestre de equivalência frequência temperatura, para a mistura asfáltica convencional	205
7.14	Gráfico no plano Cole – Cole e função Dumping da mistura asfáltica convencional.	206
7.15	Plano Cole-Cole para os resultados experimentais e	208

	para o modelo Huet-Sayegh da mistura asfáltica convencional	
7.16	Espaço de Black para os resultados experimentais e para o modelo Huet-Sayegh da mistura asfáltica convencional	209
7.17	Curvas isócronas do módulo para a mistura asfáltica convencional e para a mistura asfáltica morna com Cecabase	211
7.18	Curva no espaço de Black para a mistura asfáltica morna com Cecabase e a mistura asfáltica convencional.	212
7.19	Curvas isotérmicas do módulo para a mistura asfáltica morna com Cecabase e a mistura asfáltica convencional	213
7.20	Curva mestre de equivalência frequência – temperatura para a mistura asfáltica morna com zeólitas	216
7.21	Curvas de equivalência frequência-temperatura para a mistura asfáltica morna com Cecabase e mistura asfáltica convencional	217
7.22	Plano Cole-Cole para as mistura asfáltica morna com Cecabase e para a mistura asfáltica convencional	218
7.23	Temperatura e frequência do ensaio de fadiga no plano Cole-Cole da mistura asfáltica convencional e mistura asfáltica morna modificada com Cecabase.	220
7.24	Modelo de Huet-Sayegh no plano Cole-Cole para a mistura morna com Cecabase	221
7.25	Modelo de Huet-Sayegh no espaço de Black para a mistura morna com Cecabase	222
7.26	Curvas isócronas do módulo para a mistura asfáltica convencional e para a mistura asfáltica morna com Rediset	224
7.27	Curva no espaço de Black para a mistura asfáltica morna com Rediset e a mistura asfáltica convencional	226
7.28	Curvas isotérmicas do módulo para a mistura asfáltica morna com Rediset e a mistura asfáltica convencional	227
7.29	Curva mestre de equivalência frequência – temperatura para a mistura asfáltica morna com Rediset	228
7.30	Curvas de equivalência frequência-temperatura para a mistura asfáltica morna com Rediset e mistura asfáltica	230

	convencional	
7.31	Plano Cole-Cole para as mistura asfáltica morna com Rediset e para a mistura asfáltica convencional	231
7.32	Temperatura e frequência do ensaio de fadiga no plano Cole-Cole da mistura asfáltica convencional e mistura asfáltica morna modificada com Rediset	232
7.33	Modelo de Huet-Sayegh no plano Cole-Cole para a mistura morna com Rediset	233
7.34	Modelo de Huet-Sayegh no espaço de Black para a mistura morna com Rediset	234
7.35	Modelo de Huet-Sayegh no espaço de Black para a mistura morna com Rediset	236
7.36	Curva no espaço de Black para a mistura asfáltica morna com zeólitas e a mistura asfáltica convencional	238
7.37	Curvas isotérmicas do módulo para a mistura asfáltica morna com zeólitas e a mistura asfáltica convencional	239
7.38	Curva mestre de equivalência frequência – temperatura para a mistura asfáltica morna com zeólitas	241
7.39	Curvas de equivalência frequência-temperatura para a mistura asfáltica morna com zeólitas e mistura asfáltica convencional	242
7.40	Plano Cole-Cole para as mistura asfáltica morna com zeólitas e para a mistura asfáltica convencional	243
7.41	Temperatura e frequência do ensaio de fadiga no plano Cole-Cole da mistura asfáltica convencional e mistura asfáltica morna modificada com zeólitas	244
7.42	Modelo de Huet-Sayegh no plano Cole-Cole para a mistura morna com zeólitas	246
7.43	Modelo de Huet-Sayegh no espaço de Black para a mistura morna com zeólitas	247
7.44	Modelo de Huet-Sayegh com os resultados experimentais no plano Cole-Cole para as misturas analisadas	249
7.45	Modelo de Huet-Sayegh no espaço de Black para as misturas analisadas	250
7.46	Modelos de comportamento reológico (Huet-Sayegh) das misturas analisadas no espaço de Black	251
7.47	Curva de fadiga para a mistura asfáltica convencional	253
7.48	Curva de fadiga para a mistura asfáltica morna com	255

	Cecabase	
7.49	Curva de fadiga para a mistura asfáltica morna com Rediset	257
7.50	Curva de fadiga para a mistura asfáltica morna com zeólitas	259
7.51	Curvas de fadiga da pesquisa	261
7.52	Estrutura de pavimento simulada	265
7.53	Impressão do pneu no pavimento	266

## TABELAS

2.1	Resumo das principais tecnologias de produção de misturas asfálticas mornas.	21
2.2	Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório. PCG	30
2.3	Ensaio DURIEZ	30
2.4	Deformação Permanente	31
2.5	Características usuais dos fillers	34
2.6	Especificações dos finos da areia ou em seu defeito dos finos da mistura asfáltica	34
2.7	Características mínimas das britas, resistência mecânica e características de fabricação	36
2.8	Valor de D admitido em função do tipo de mistura	37
2.9	Especificações ao tamis de 2mm	39
2.10	Valores mínimos de teores de betume – Módulo de riqueza	40
2.11	Características dos corpos de prova	46
2.12	Especificações relativas à percentagem de Vazios	49
2.13	Especificações relativas ao comportamento na água	50
2.14	Especificações relativas ao ensaio de deformação permanente	50
2.15	Especificações relativas ao módulo	51
2.16	Especificações relativas à resistência a fadiga	51
2.17	Especificações dos moldes para o ensaio de Duriez	56
3.1	Principais ensaios de módulo complexo existentes	74
4.1	Classes de tráfego adotadas na França	117
4.2	Coeficientes de agressividade média segundo o tráfego e o tipo de estrutura de pavimento de concreto asfáltico	118
4.3	Valores de risco adotados para pavimentos de concreto asfáltico, em função do fator u	119
4.4	Valores de Sh adotados para pavimentos de concreto asfáltico, em função da espessura total das camadas betuminosas na estrutura	119
5.1	Tabela de discriminação dos elementos do pó de brita analisados por microanálise de raios-X característicos por EDS	133
5.2	Características físicas da clinoptilolita	134

5.3	Tabela de discriminação dos elementos das zeólitas analisados pelo microanálise de raios-X característicos por EDS	135
6.1	Granulometria dos materiais utilizados	151
6.2	Ensaio de abrasão Los Angeles	152
6.3	Resultado do ensaio de durabilidade	153
6.4	Ensaio de índice de forma	154
6.5	Equivalente de areia	154
6.6	Ensaio de absorção	155
6.7	Densidade real dos granulares finos	155
6.8	Densidade real dos granulares grossos	155
6.9	Caracterização dos ligantes asfálticos	156
6.10	Viscosidade dos ligantes utilizados a diferentes temperaturas	157
6.11	Curva granulométrica de partida EB-BBSG 0/14	160
6.12	Curva granulométrica com a fórmula de Fuller Thomson	160
6.13	Temperaturas de trabalho para as misturas da pesquisa	162
7.1	Massas Específicas das misturas estudadas	189
7.2	Resumo dos resultados para a resistência a compressão simples do ensaio de Duriez	190
7.3	Resumo dos resultados obtidos no ensaio da PCG	192
7.4	Resultados da pesagem hidrostática das placas de deformação permanente	194
7.5	Resumo dos resultados do ensaio de deformação permanente	195
7.6	Resultados do ensaio de módulo complexo para a mistura convencional	200
7.7	Valores do modelo de Huet-Sayegh para a mistura asfáltica convencional	207
7.8	Resultados experimentais para a mistura asfáltica morna elaborada Cecabase RT	210
7.9	Valores do modelo de Huet-Sayegh para a mistura asfáltica morna com Cecabase	219
7.10	Resultados experimentais para a mistura asfáltica morna elaborada com Rediset.	223
7.11	Valores do modelo de Huet-Sayegh para a mistura asfáltica morna com Rediset	232

7.12	Resultados experimentais para a mistura asfáltica morna elaborada com Zeólitas.	235
7.13	Valores do modelo de Huet-Sayegh para a mistura asfáltica morna com zeólitas	245
7.14	Valores do modelo de Huet-Sayegh para as misturas asfálticas analisadas	248
7.15	Resultados do ensaio de fadiga para a mistura asfáltica convencional	252
7.16	Resultados do ensaio de fadiga para a mistura asfáltica morna com Cecabase ®	254
7.17	Resultados do ensaio de fadiga para a mistura asfáltica morna com Rediset	256
7.18	Resultados do ensaio de fadiga para a mistura asfáltica morna com zeólitas	258
7.19	Resumo dos resultados das curvas de fadiga das misturas analisadas	260
7.20	Parâmetros considerados no dimensionamento das misturas asfálticas estudadas	263
7.21	Dados de cálculo da estrutura fornecidos ao programa Viscoroute para a mistura asfáltica convencional	266
7.22	Dados de cálculo do carregamento fornecidos ao programa Viscoroute	266
7.23	Pontos de observação	267
7.24	Resumo dos resultados obtidos nos cálculos (7cm de espessura)	267
7.25	Resumo dos resultados obtidos nos cálculos (9cm de espessura)	268
7.26	Resumo dos resultados obtidos nos cálculos (10cm de espessura)	268





## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

BBA	<i>Béton Bitumineux Aéronautique</i>
BBME	<i>Béton Bitumineux à Module Élevé</i>
BBS	<i>Béton Bitumineux pour chaussée Souple à faible trafic</i>
BBSG	<i>Béton Bitumineux Semi-Grenu</i>
BBM	<i>Béton Bitumineux Mince</i>
BBDr	<i>Béton Bitumineux Drainant</i>
BBTM	<i>Béton Bitumineux Très Mince</i>
C%	Compacidade
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CP	Corpos de Prova
d/D	Designação dos granulares menores (d) e maiores (D)
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
E*	Módulo complexo
E <sub>1</sub>	Módulo elástico
E <sub>2</sub>	Módulo viscoso
et al	E outros
IVR	<i>Índice des Vides Rigden</i>
IFISTTAR	
K	Módulo de riqueza
K <sub>σ</sub> , K <sub>ε</sub>	Coefficientes relacionados às dimensões do corpo de prova
LEA	<i>Low Energy Asphalt</i>
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
LPC	<i>Laboratoire des Ponts et Chaussées</i>
MVA	Massa volumétrica aparente
MVA <sub>g</sub>	Massa volumétrica aparente do esqueleto mineral
MVR	Massa volumétrica real
NF	Norma Francesa
PCG	Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório
ρ <sub>g</sub>	Densidade dos granulares
ρ <sub>b</sub>	Densidade do betume
SETRA	<i>Sérvise d'Études Techniques des Routes et Autoroutes</i>
SHRP	Strategic Highway Research Program
TL	Teor de Ligante

TL <sub>EXT</sub>	Teor de ligante externo
TL <sub>INT</sub>	Teor de ligante interno
T <sub>R</sub>	Temperatura de Referência
%V	Volume de vazios
V <sub>b</sub>	Volume de betume
V <sub>ba</sub>	Volume de betume absorvido pelos granulares
V <sub>bl</sub>	Volume de Betume Livre
VFB	Porcentagem de vazios ocupada pelo ligante
VMA	Volume de vazios no esqueleto mineral
V <sub>r</sub>	Volume de materiais sólidos
VT	Volume aparente
WMA	<i>Warm Mix Asphalt</i>

## RESUMO

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar a ação dos aditivos para a elaboração das misturas asfálticas mornas no módulo complexo e na fadiga. A distribuição granulométrica que compõe o esqueleto mineral é uma curva granulométrica densa. O procedimento de avaliação de misturas asfálticas nesta pesquisa esta baseada na formulação e normalização francesa, por causa de considerar esta metodologia mais próxima do que realmente acontece no campo. Os critérios normativos franceses são derivados de muitos anos de pesquisa tanto em campo como em laboratório, o que permitiu estabelecer uma estreita relação laboratório/campo, não existente em outras metodologias. O intuito desta pesquisa baseasse no estudo das misturas asfálticas mornas com o uso dos aditivos REDISSET, CECABASE RT e ZEÓLITAS comparados com uma mistura padrão com CAP 50/70 mediante a realização dos ensaios da metodologia francesa: Duriez a 18°C (com e sem imersão na água) que estuda o comportamento na água da mistura asfáltica, Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG) que estuda a habilidade á compactação, Ornierage que estuda a resistência à formação de trilha de roda ou deformação permanente da mistura asfáltica, ensaio de Módulo Complexo que estuda o comportamento reológico e finalmente o ensaio de Fadiga que estuda o comportamento mecânico para avaliar a vida útil em número de ciclos. Finalmente, para que os resultados sejam analisados de uma maneira mais simples para o leitor, para cada mistura asfáltica analisada foi feito um dimensionamento hipotético que utiliza os princípios conceptivos franceses que abordam a sua vez o comportamento mecânico e reológico dentro das suas análises. Com este trabalho pode-se quantificar o nível de afetação da mistura pelo uso dos aditivos, para a produção de misturas asfálticas mornas. Estes resultados são facilmente apreciados no dimensionamento hipotético, onde são evidenciadas as diferenças entre as espessuras com o uso dos mesmos parâmetros de base.

## ABSTRACT

The main aim of this research is to evaluate the action of additives in the formulation of warm mix asphalts in the complex modulus and fatigue. The dense aggregate gradation is calculated by using Talbot's Equation. The rheological and mechanical analyses regarding the asphalt mixes are based on the French methodology, which was chosen by its well defined and narrow field/laboratory relation, not established yet by other methodologies. They were used additives such as REDISET, CECABASE RT and ZEOLITES, which had their results compared with a conventional asphalt mix dosed with asphalt binder CAP 50/70. For proceeding the analyses mentioned, the following tests were made: Duriez at 18°C (with and without immersion in water), to verify the water resistance; Giratory Compacting Shear Press, for checking the mechanical behavior during the application of compacting efforts; Rutting test, to verify the permanent deformation resistance; Complex Modulus, to determine the rheological behavior evolution of the mixes; and Fatigue test, to attest the resistance to rupture along the application of the loading cycles. Furthermore, it was realized a series of hypothetical design cases, also based on the French methodology, inserting the fundamental data obtained during the experimental campaign, principally those from Complex Modulus and Fatigue tests. By these analyses it is possible to identify the level of influence concerning each kind of additive used in the warm mix asphalt formulations. These results are easily appreciated in the hypothetical design procedures, in which they are emphasized the differences regarding the asphalt layer thicknesses in conditions of same pavement infrastructure.

## **Capítulo 1: INTRODUÇÃO**

### **1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

No dia a dia, os meios de comunicação estão focando as mudanças climáticas no mundo. O aquecimento global tornou-se uma preocupação dos governantes.

O aumento dos gases poluentes nas indústrias, resultado da queima de combustíveis fósseis, admite estar diretamente relacionado ao fenômeno do aquecimento global. Estes gases são associados à formação do efeito estufa.

Em diversas áreas da ciência e da tecnologia, muitos esforços estão sendo direcionados para diminuir as emissões de gás carbônico. Na área de construção de pavimentos rodoviários, especificamente o concernente aos concretos asfálticos, a tecnologia comumente usada é produzir os Concretos Betuminosos Usinados a Quente (CBUQ) em temperaturas de usinagem e compactação elevadas. Com o intuito de preparar estas misturas em temperaturas mais baixas surgiram as misturas asfálticas mornas, semimornas e frias. No caso das misturas asfálticas mornas, existem os concretos asfálticos fabricados com alguma tecnologia diferencial de modo a alcançar a trabalhabilidade da mistura a menores temperaturas, o que acarreta uma redução do consumo de energia e, conseqüentemente, numa redução das emissões de gases na atmosfera e em uma melhoria das condições laborais sem conseqüências técnicas adversas.

A redução das temperaturas de mistura e de compactação, além do benefício de reduzir as emissões de gases, favorece na redução de custos associados ao consumo energético de aquecimento na produção das misturas asfálticas. Nas misturas mornas, a quantidade de combustível necessário para a usinagem das misturas asfálticas é menor, por que a temperatura das misturas asfálticas mornas, também é menor, em comparação com as misturas asfálticas tradicionais. Então, há o benefício ambiental e o econômico.

As tecnologias dos asfaltos mornos podem ser utilizadas modificando tanto o ligante asfáltico como o processo de usinagem, mas todas as tecnologias buscam alcançar trabalhabilidade da mistura a temperaturas menores. Contudo, toda modificação introduzida na preparação das misturas asfálticas acarreta alteração no comportamento mecânico do material, e estes efeitos devem ser cuidadosamente estudados para avaliar a sua viabilidade técnica e econômica.

Ao longo dos anos, as rodovias têm sido a principal infraestrutura dos meios de transporte, tanto de cargas como de pessoas. O ritmo de crescimento da humanidade aumenta; as cargas e o número de veículos que transitam pelas estradas são cada vez maiores, exigindo que os pavimentos sejam cada vez mais resistentes, com padrões de conforto e segurança elevados. Com a demanda de transporte cada vez mais exigente, boa qualidade nos materiais constitutivos da estrutura do pavimento se impõe. O estudo detalhado de cada modificação na tecnologia de preparação das misturas asfálticas é sumamente relevante, em razão do efeito econômico que podem acarretar. Qualquer modificação inserida quer no processo de fabricação ou quer nos materiais constitutivos do produto, pode acarretar alteração no comportamento mecânico e reológico da mistura asfáltica. É por isto que este estudo realiza uma análise detalhada dos efeitos das modificações para a variação do comportamento das misturas asfálticas mornas nos parâmetros de preparação das misturas e nos parâmetros fundamentais de dimensionamento dos pavimentos em relação à mistura padrão.

Neste estudo das misturas asfálticas mornas utiliza-se o primeiro protótipo brasileiro da máquina de fadiga e de módulo complexo (FADECOM) construído no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), capaz de realizar os ensaios em conformidade com as normas francesas (AFNOR), cujo desenvolvimento encontra-se em sua terceira versão.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo geral**

O objetivo geral da pesquisa é avaliar os efeitos dos aditivos CECABASE RT, REDISET, e ZEÓLITAS sobre o desempenho mecânico e o comportamento reológico das misturas asfálticas mornas segundo os lineamentos estabelecidos na normatividade francesa.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

Os objetivos específicos, para alcançar o objetivo geral desta pesquisa, são os seguintes:

- Avaliar a sensibilidade à água das misturas asfálticas mornas preparadas com as adições, utilizando o ensaio de DURIEZ.

- Avaliar a habilidade à compactação das misturas asfálticas com o uso do ensaio da PCG (Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório).
- Estudar o comportamento mecânico das misturas asfálticas mornas produzidas usando o ensaio de deformação permanente (teste no equipamento *ORNIÉREUR*).
- Avaliar a rigidez das misturas asfálticas mornas a diversas frequências e diversas temperaturas no domínio visco elástico, no módulo complexo.
- Verificar a evolução do comportamento reológico das misturas asfálticas, efetuando a calagem dos valores do módulo complexo determinados experimentalmente, em relação aos parâmetros do modelo de HUET-SAYEGH (1965) para cada uma das misturas produzidas.
- Avaliar o comportamento na fadiga das misturas asfálticas estudadas (mornas e convencionais).
- Utilizar a metodologia francesa de dimensionamento desenvolvida, conjuntamente, pelo *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA), e pelo antigo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) atual IFISTTAR (GUIDE TECHNIQUE, 1997), para verificar os efeitos das modificações de fabricação das misturas asfálticas mornas no dimensionamento da estrutura de pavimento (simulação).

### 1.3 JUSTIFICATIVA

A preservação do meio ambiente tornou-se preocupação de toda a sociedade mundial. A consciência ecológica e de preservação é ampla. A preocupação principal da sociedade são os efeitos causados pelo aquecimento global devido à acumulação de gases na atmosfera. Os

gases gerados pelas diferentes indústrias durante a produção de diversos produtos formam uma parte do problema. Estes gases, além de contribuir com o aquecimento global, são a causa da diminuição da qualidade do ar. Como medidas preventivas, em diferentes áreas estão sendo desenvolvidas regulamentações orientadas à preservação do meio ambiente.

A produção dos pavimentos em concreto asfáltico não deixa de ter sua contribuição na poluição do ar. A tecnologia de misturas asfálticas mornas se apresenta como uma das soluções para o setor da indústria da pavimentação. Ela pode apresentar diversas vantagens tanto ecológicas, quanto econômicas, e até técnicas. Além da redução nas emissões de gases, por trabalhar com menores temperaturas, se obtém uma vantagem econômica da redução da energia consumida e melhoria da trabalhabilidade na mistura a temperaturas mais baixas.

A chegada de uma nova tecnologia a partir de modificações de processos produtivos exige a avaliação de suas consequências técnicas deste tipo de procedimentos. É necessário conhecer os efeitos causados pelos aditivos sobre o comportamento nos parâmetros definidores a estrutura dos pavimentos e de sua durabilidade (os efeitos sobre a vida útil da mistura).

No mercado das misturas asfálticas, frequentemente, surgem novas tecnologias relacionadas a misturas asfálticas produzidas a menores temperaturas. Muitas empresas lançam novos produtos para esta finalidade, mas, muitos destes produtos não são submetidos a testes rigorosos que assegurem a boa qualidade do produto oferecido. Daí razão do estudo dos concretos asfálticos mornos, em comparação aos produtos convencionais.

## **1.4 LIMITAÇÕES**

No caso particular da pesquisa, busca-se quantificar o efeito gerado pelo uso de cada uma destas adições no comportamento final de mistura asfáltica, para, desta maneira, avaliar a viabilidade técnica de seu uso e seu impacto numa estrutura de pavimento simulada, contudo sem inserir modificações nas composições das misturas asfálticas quer na distribuição granulométrica, quer no ligante asfáltico, quer no processo de produtivo, exceto os intrínsecos à tecnologia empregada.

A execução desta pesquisa se encontra restrita ao meio laboratorial, seguindo os ensaios estipulados na metodologia francesa.

A bateria de ensaios foi realizada nas instalações do Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina.



A interpretação dos resultados se faz nos materiais granulares particularmente empregados, materiais britados de origem granítica (fornecidos pela Mineradora Santa Bárbara) e o ligante asfáltico CAP 50/70 (fornecido pela refinaria da REPLAN).

As misturas mornas são as obtidas com os produtos CECABASE RT, REDISSET e ZEÓLITAS.

A simulação em uma estrutura de pavimento analisada concerne a um caso hipotético, servindo somente como meio comparativo entre as diferentes misturas analisadas, procurando quantificar as mudanças obtidas em cada uma das modificações impostas.

### **1.5 METODOLOGIA E PROCEDIMENTO LABORATORIAL**

A pesquisa de misturas asfálticas mornas e análise do seu comportamento mecânico e reológico, nas diferentes solicitações e condicionamentos são realizados segundo os seguintes procedimentos:

O concreto asfáltico é uma mistura, basicamente, de dois tipos de materiais; o ligante asfáltico e a matriz granular. Os granulares utilizados na pesquisa, fornecidos pela mineradora Santa Bárbara, são caracterizados pelos ensaios de durabilidade, adesividade, Los Angeles, Índice de Forma, granulometria, esmagamento e equivalente de areia.

O ligante asfáltico, Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) 50/70 fornecido pela refinaria REPLAN, é caracterizado pelos ensaios de Penetração, Ponto de Amolecimento Anel e Bola, Viscosidade Saybolt-Furol e Brookfield, e Densidade. Após a caracterização do ligante puro, utilizado na mistura asfáltica convencional, procede-se a modificação com os produtos por adições (CECABASE RT, e REDISSET) e, posteriormente, são submetidos ao processo de caracterização. Os valores resultantes de cada um dos ensaios são comparados com os valores iniciais obtidos no CAP 50/70 puro.

A sequência de execução dos ensaios é a estabelecida pela metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas. Os teores de ligantes são escolhidos a partir dos valores da superfície específica, para a mistura asfáltica convencional, a mistura asfáltica modificada com CECABASE RT, a mistura asfáltica modificada com REDISSET, e finalmente, a mistura asfáltica modificada com a adição de ZEÓLITAS.

No primeiro nível de ensaios, segundo a metodologia francesa, realizam-se, os ensaios da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG) que avalia a habilidade à compactação e o ensaio de Duriez, concebido para levar em conta o efeito de umidade induzida.

Com as misturas que atenderam aos limites dos ensaios da PCG e de Duriez, são compactadas as placas utilizadas nos ensaios na máquina de Deformação Permanente ou de *Orniérage*. Ensaio concebido para testar as misturas a condições severas de resistência à formação de trilha de roda.

Por fim, com as misturas que atenderam as condições de deformação permanente, são compactadas placas para os ensaios de Fadiga e de Módulo Complexo, com a compactação de duas placas por mistura analisada. Após a compactação e repouso por período mínimo de 15 dias, as placas são serradas para a obtenção dos corpos de prova trapezoidais que são utilizados para os ensaios de fadiga e de módulo.

Realizados os ensaios estabelecidos na metodologia francesa, realiza-se dimensionamento de estrutura de pavimento simulada para cada uma das misturas asfálticas com o intuito de observar, analisar e quantificar as diferenças encontradas.

A seqüência de ensaios da pesquisa está esquematizada na matriz representada na Figura 1.1 e a quantificação de corpos de prova para cada ensaio está indicada na figura 1.2.

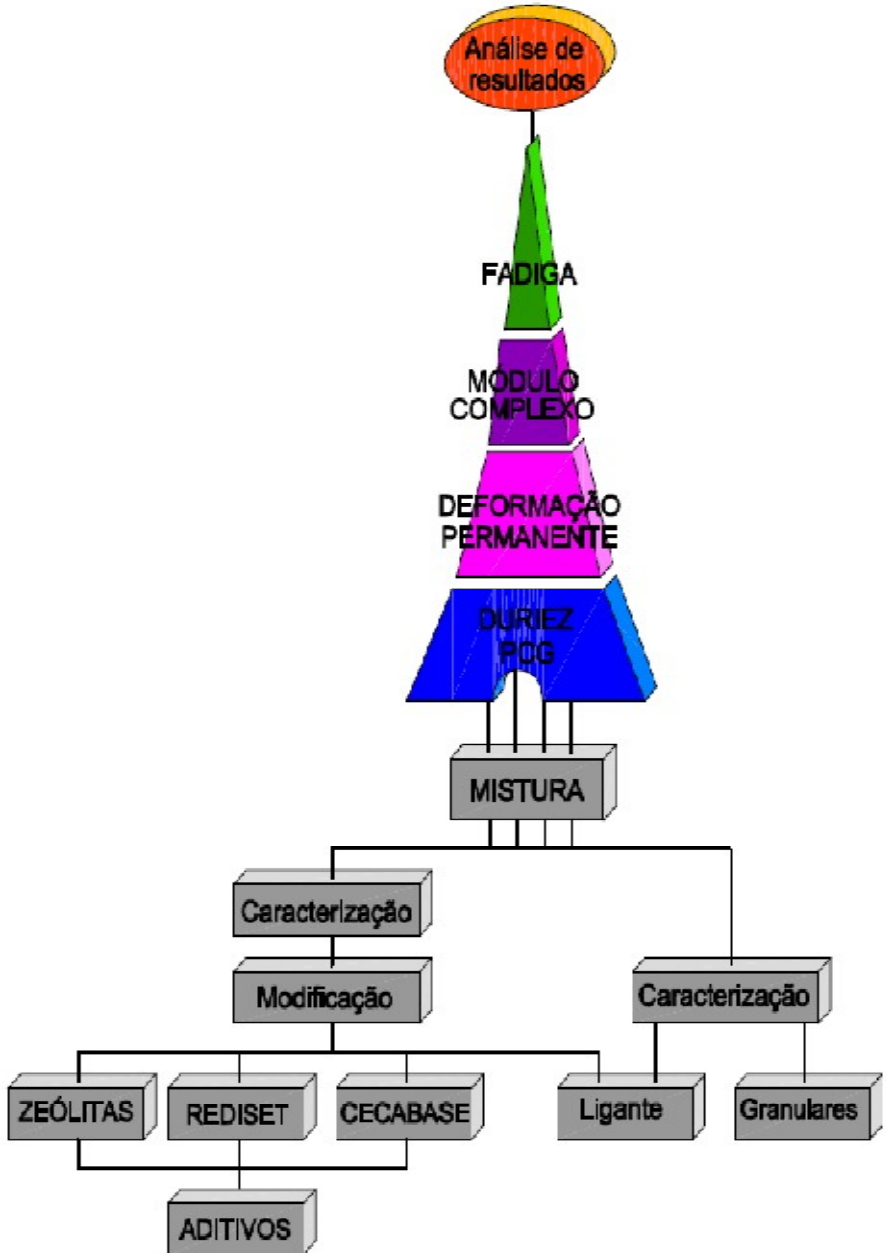


Figura 1.1 - Matriz de ensaios

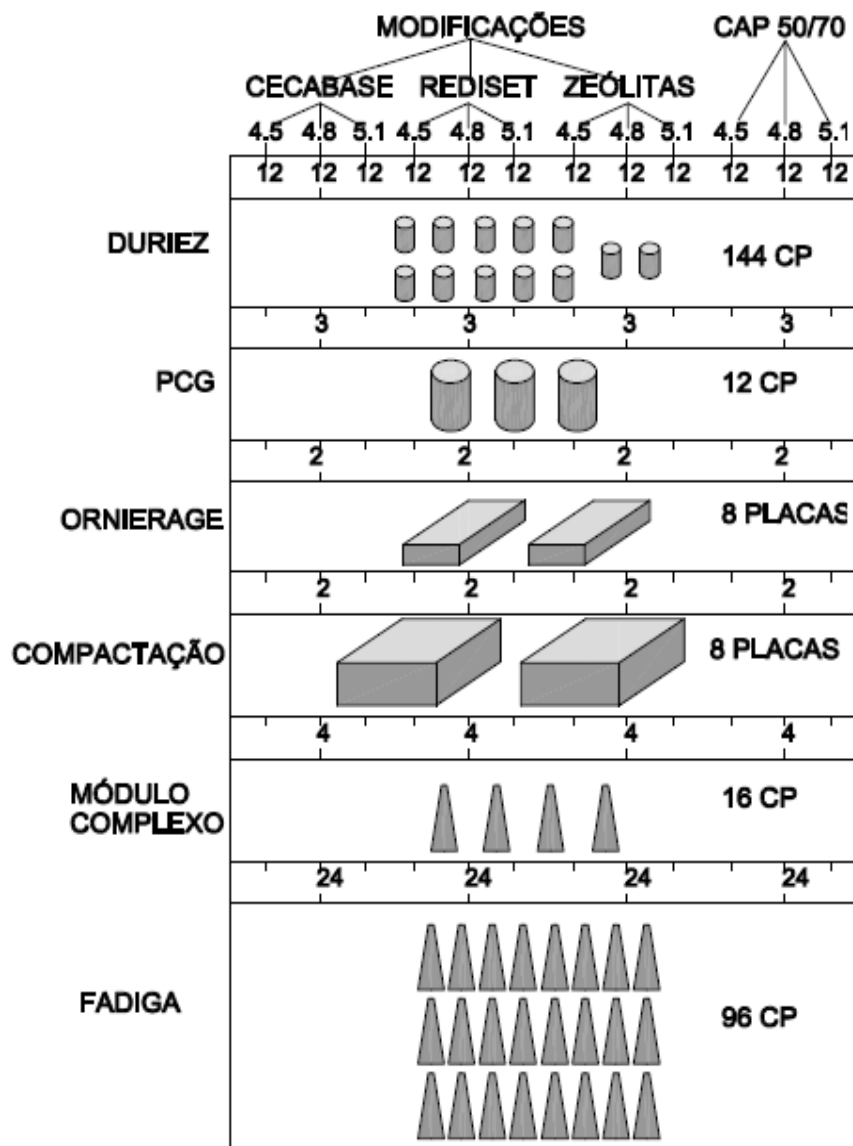


Figura 1.2 – Corpos de prova utilizados

## 1.6 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está organizado da seguinte maneira:

No capítulo 1 efetua-se a introdução ao tema, expõe-se a justificativa, apresentam-se os objetivos e as limitações e ainda a metodologia.

O capítulo 2 é uma revisão bibliográfica sobre as misturas asfálticas, concernente ao comportamento e as propriedades das misturas asfálticas e dos fatores que na sua formulação e avaliação, sobre as misturas mornas e sobre formulação das misturas asfálticas

O capítulo 3 ocupa-se da conceituação dos parâmetros fundamentais ao dimensionamento do pavimento, o Módulo Complexo, suas definições, suas diversas maneiras de representação e discorre sobre os fatores determinantes do comportamento das misturas asfálticas neste aspecto. E finalmente, a fadiga nas misturas asfálticas com o desenvolvimento de sua conceituação, o detalhamento do comportamento da mistura asfáltica à fadiga e os fatores nela influentes.

A Metodologia Francesa de Dimensionamento é abordada no capítulo 4, com a apresentação de concepção, das estruturas de pavimentos flexíveis utilizada pela França, assim como as ferramentas computacionais utilizadas para o desenvolvimento desta pesquisa.

O capítulo 5 descreve os Materiais e equipamentos usados para a pesquisa.

O capítulo 6 descreve os procedimentos laboratoriais.

O capítulo 7 apresenta os resultados e sua exploração, com análise de resultados das sequências de testes e as análises derivadas.

O capítulo 8 está dedicado às conclusões e recomendações resultantes das análises dos resultados.



## **Capítulo 2: MISTURAS ASFÁLTICAS**

### **2.1 INTRODUÇÃO**

A maior parte da extensão da malha rodoviária, mesmo as pistas aeroportuárias, em âmbito mundial está pavimentada com o uso dos concretos asfálticos, compreendendo todos os níveis de tráfego.

As misturas asfálticas são produtos obtidos com as combinações de materiais granulares de dimensões organizadas de acordo com regras de granulometria definidas em função de propriedades esperadas em razão de seus usos com materiais asfálticos, que proporcionam a agregação dos materiais granulares e apresentam propriedades viscoelásticas herdadas dos ligantes asfálticos empregados.

Atualmente, os concretos asfálticos possuem diversas classificações, que estão baseadas na composição granulométrica, tipos de ligantes utilizados, processos de formulação, etc. São materiais importantes na caracterização dos desempenhos funcionais e estruturais das estruturas dos pavimentos, no suporte dos esforços mecânicos provenientes das solicitações dinâmicas de carregamento do tráfego.

As misturas asfálticas estão constituídas geralmente por granulares e ligantes asfálticos, sendo eventualmente compostas por aditivos. A proporção dos materiais utilizados nas misturas asfálticas depende de vários fatores: função dentro da estrutura, trabalhabilidade, características comportamentais, etc.

No caso dos granulares, estes são separados por tamanhos e proporções, fundamentados em limites estabelecidos pelas normas técnicas referentes ao tipo de mistura a ser utilizado, ou ainda, pode-se ter o auxílio de equações matemáticas que permitam o cálculo das frações granulares. Isto com o intuito de que as misturas resultantes garantam um bom comportamento mecânico perante os esforços transmitidos oriundos do tráfego.

O processo de agregação dos granulares ocorre basicamente pela ação da adesão do ligante à superfície dos granulares. Neste processo de revestimento na superfície dos granulares os ligantes asfálticos precisam estar em estado de viscosidade baixa, o que tradicionalmente se alcança com o aquecimento dos materiais (granulares e ligantes) a altas temperaturas.

O ligante asfáltico é produto da destilação do petróleo e é o componente encarregado de exercer a aglutinação entre as frações

granulares a partir da formação de uma película que envolve a superfície destas.

Nas misturas asfálticas podem se distinguir três níveis de temperaturas: a) as temperaturas adequadas para a trabalhabilidade dos componentes (temperatura de mistura e de compactação), a temperatura considerada de amolecimento (temperatura na qual o CAP amolece) e as temperaturas a que estarão submetidas no pavimento.

Os aditivos a serem incorporados na composição da mistura, tem-se com a função de melhorar uma ou diversas características do concreto asfáltico, modificando as vertentes físicas, mecânicas ou até estéticas (no caso dos corantes). Os aditivos mais comumente utilizados são destinados à melhorar a adesividade do conjunto granular-ligante, bem como o comportamento da mistura à fadiga e à deformação permanente.

O concreto asfáltico é caracterizado como um material termo-viscoelástico linear, pois apresenta um comportamento susceptível às variações de temperatura e frequência de solicitação, no domínio das pequenas deformações. Desta forma, deve-se conhecer as suas propriedades de forma profunda e adequada, assim como de cada um dos seus componentes, a fim de interpretar corretamente os fenômenos observados na prática.

O presente trabalho tem o propósito de estudar técnicas que viabilizem a redução das temperaturas de mistura e compactação e avaliar o comportamento mecânico destas misturas no domínio das temperaturas em que as mesmas serão aplicadas em campo, tanto quanto a propriedades não fundamentais ao dimensionamento (habilidade à compacidade, efeito da água na mistura asfáltica) quanto às propriedades fundamentais ao dimensionamento (módulo e fadiga).

Este capítulo trata das misturas asfálticas, das misturas asfálticas mornas e da formulação das misturas asfálticas tendo o foco nas propriedades fundamentais e as propriedades não fundamentais ao dimensionamento dos pavimentos, orientada por metodologia fundamental.

### **2.1.1 Propriedades das misturas asfálticas**

Devido à existência e, sobretudo, interdependência das variáveis envolvidas, torna-se difícil generalizar o comportamento mecânico e reológico das misturas asfálticas (HUET, 1963). Sendo assim, com o efeito de diminuir o número de variáveis envolvidas no processo de modelização, algumas propriedades são consideradas hipoteticamente



como constantes: linearidade, homogeneidade e isotropia (DOMEC, 2005; HECK, 2001; De La ROCHE, 1996; HUET, 1963).

#### **2.1.1.1 Linearidade**

O comportamento das misturas asfálticas na ordem das pequenas deformações é considerado linear (LINDER, 1977; HUET, 1963), sendo possível a aplicação do princípio de superposição de Boltzmann, no qual, a resposta de um material a uma sollicitação dinâmica composta de certo número de sollicitações simples corresponde à soma das respostas de cada uma de estas sollicitações simples (HUET, 1963; BARRA, 2009; MANDEL, 1966).

Sendo assim, considera-se que as sollicitações (aplicação das cargas oriundas do tráfego) sejam respondidas pela estrutura na ordem das pequenas deformações, situação em que o comportamento da mistura asfáltica é observado na prática. Desta forma, a rigidez da mistura asfáltica é estudada neste domínio de sollicitação (HUET, 1963; BARRA, 2004). Segundo BARRA (2005), 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) demonstraram experimentalmente que este domínio corresponde às amplitudes de deformação na faixa de  $10^{-6}$  a  $10^{-4}$ .

#### **2.1.1.2 Homogeneidade**

A mistura asfáltica é um material cuja composição granular, modo de aplicação e a energia de compactação utilizada, exercem forte influência sobre a disposição estrutural dos grãos. Desta maneira, a mistura asfáltica apresenta diferenças na sua composição, caracterizando-se pela heterogeneidade, o que dificulta a formulação de um modelo matemático e de algoritmos lógicos em um processo de análise comportamental. Mas, para efeito de simplificação dos cálculos e respectivas interpretações, as misturas asfálticas são consideradas como homogêneas em uma perspectiva macroscópica (dada a magnitude das dimensões da camada em que são aplicadas) (DOMEC, 2005; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996; HUET, 1963). Sendo assim, a característica de homogeneidade obtém maior abrangência em relação aos parâmetros físicos (HUET, 1963; HECK, 2001; de la ROCHE, 1996)

### 2.1.1.3 Isotropia

Devido à disposição dos grãos dentro da estrutura causados pelo modo como são espalhadas e compactadas as misturas asfálticas, o caráter anisotrópico é uma forte propriedade destes materiais (DOMEC, 2005; HECK, 2001; De La ROCHE, 1996). No entanto, nos cálculos é admitida a hipótese da isotropia (HECK, 2001).

A isotropia é propriedade que caracteriza os materiais que apresentam as mesmas propriedades físicas independentemente da direção de análise.

Pesquisas desenvolvidas por DOUBBANEH (1995) apresentaram variações de até 20% das medidas do módulo de rigidez em corpos de prova cilíndricos provenientes de três eixos de amostragem da mesma mistura asfáltica. Desta forma, com o intuito de minimizar os efeitos causados por esta característica, os corpos de prova utilizados para os ensaios desta pesquisa são extraídos do núcleo do material, isto é, de placas de misturas asfálticas compactadas e, as extrações e solicitações correspondem à direção de maior deformação, ou seja, no sentido do carregamento aplicado (de la ROCHE, 1996; BARRA, 2009).

### 2.1.2 Comportamento reológico das misturas asfálticas

A reologia ou o estudo das leis que regem o escoamento das misturas asfálticas pode ser abordada experimentalmente tanto pela ótica do domínio frequencial quanto do domínio temporal.

- **Domínio frequencial:** neste domínio, a mistura asfáltica é submetida a solicitações de frequência e de temperatura variadas nas pequenas deformações, onde o comportamento é visco-elástico linear (MANDEL, 1955; BAAJ, 2002; BARRA, 2009). Os modelos de comportamento reológico (modelo de HUET, 1963; e SAYEGH, 1965) aplicados na metodologia de dimensionamento francesa estão fundamentados no ensaio de módulo complexo realizado no domínio frequencial de solicitação.
- **Domínio Temporal:** neste domínio, a mistura é submetida a uma solicitação quase estática durante um determinado tempo e a um condicionamento térmico constante (BARRA, 2009). Os modelos de Maxwell e Kelvin-Voigt estão fundamentados no domínio temporal de solicitação.

Quando os materiais viscoelásticos são solicitados, apresentam uma resposta instantânea e diferenciada no tempo. Sendo assim, a resposta obtida não depende somente do instante da solicitação, mas também de toda a história de solicitações. (DONGMO-ENGELAND, 2005; HECK, 2001; HUET, 1963).

### **2.1.3 Classificação das misturas asfálticas**

As misturas asfálticas podem ser classificadas tendo em conta vários parâmetros, entre eles a granulometria dos agregados, a temperatura; e a modificação.

Segundo BERNUCCI et al. (2008) considerando a granulometria dos agregados (Figura 2.1), as misturas asfálticas podem ser classificadas em:

- Misturas asfálticas densas ou bem graduadas: este tipo de mistura asfáltica apresenta uma curva granulométrica com distribuição dos grãos contínua, a qual se aproxima à curva de máxima densidade. Nestas misturas a percentagem de vazios é pouca, pois os vazios deixados pelos grãos maiores são preenchidos pelos de menor tamanho;
- Mistura asfáltica aberta: as curvas granulométricas nestas misturas apresentam grãos quase exclusivamente do mesmo tamanho e deficiência de finos, o que se traduz em uma elevada percentagem de vazios;
- Mistura asfáltica descontínua: apresenta uma quantidade dominante dos grãos maiores, e uma pequena quantidade de finos para obter uma descontinuidade em certos tamanhos, o que gera um maior contato grão a grão e maior resistência à deformação permanente.

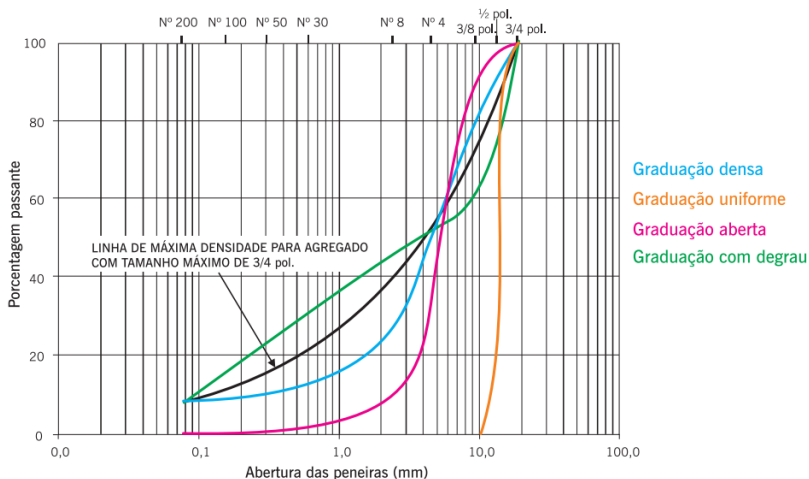


Figura 2.1 – Classificação das misturas asfálticas (BERNUCCI et al., 2008).

Tendo em conta a temperatura de trabalho das misturas asfálticas, estas podem ser classificadas em (NAKAHARA et al., 2010) (Figura 2.2):

- Misturas asfálticas usinadas a quente; estão enquadradas as misturas asfálticas convencionais, cujas temperaturas de usinagem usualmente são superiores a 150°C;
- Misturas asfálticas mornas: estas misturas são o objeto de estudo desta pesquisa e são explanadas com maiores detalhes no item 2.2 deste trabalho;
- Misturas asfálticas semi-mornas: da mesma forma como as misturas asfálticas mornas, as semi-mornas são preparadas a temperaturas intermediárias entre as misturas asfálticas a quente e as misturas asfálticas a frio. No entanto, a diferença destas misturas em relação às mornas está na temperatura de compactação do material. Quando esta temperatura é inferior a 100°C é denominada semi-morna, quando é superior, morna (D'ANGELO, 2008; PROWELL and HURLEY, 2007; MOTTA, 2011).

- Misturas a frio: são o produto da mistura dos agregados com emulsões asfálticas ou asfaltos diluídos.

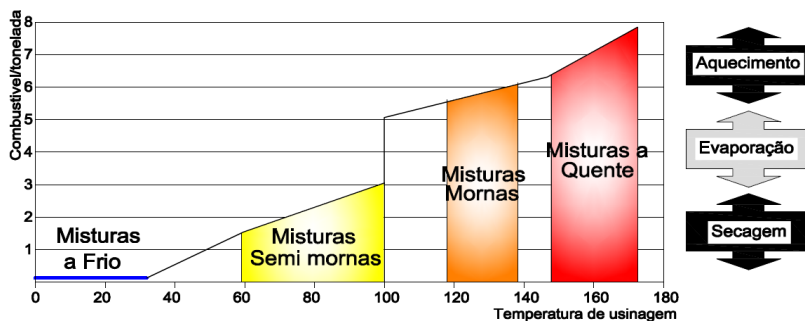


Figura 2.2 – Classificação das misturas asfálticas em função da temperatura de produção (NAKAHARA et al. 2010)

Da mesma forma, as misturas asfálticas também podem ser classificadas dependendo dos componentes:

- Mistura asfáltica convencional: utiliza os componentes tradicionais das misturas asfálticas (granulares e ligantes);
- Misturas asfálticas modificadas: como parte de sua composição é adicionado um aditivo com o objeto de melhorar alguma das suas propriedades ou mesmo a redução das temperaturas (como apresentado no item 2.2);
- Misturas asfálticas recicladas: são produto do reaproveitamento do material proveniente de uma mistura deteriorada estruturalmente.

## 2.2 AS MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS

Para que o ligante asfáltico alcance o recobrimento completo dos grãos dos granulares, nos processos tradicionais, o conjunto de materiais, ligantes e granulares precisa ser aquecido a temperaturas elevadas, ao em torno de 150°C a 200°C; a temperaturas elevadas, a viscosidade do ligante diminui e com a viscosidade baixa o envolvimento dos grãos é possível. Este processo de aumento da temperatura dos ligantes e dos granulares consome energia, geralmente

são utilizados combustíveis fósseis que liberam gases ( $\text{CO}_2$  e  $\text{NO}_x$ ), e consome recursos. A utilização destes libera uma quantidade de gases nocivos na atmosfera, os quais fazem parte dos agentes que causam o denominado efeito estufa. Atualmente existe uma legislação ambiental restritiva e que procura reduzir os limites de tolerância sobre os processos empregados em diversas indústrias, especialmente no referente às emissões de  $\text{CO}_2$  e  $\text{NO}_x$  (MOTTA, 2011).

Na área da pavimentação, o tipo de pavimento mais utilizado é o concreto asfáltico. A redução nas temperaturas de trabalho deste material implica em um menor consumo de combustível e, conseqüentemente, menor emissão de gases poluentes na atmosfera. Existem diversas tecnologias que vem sendo introduzidas com o propósito de alcançar o envolvimento dos granulados em temperaturas mais baixas, tais como as misturas mornas, as semimornas e as misturas a frio.

Atualmente existe uma grande quantidade de tecnologias que estão sendo introduzidas no mercado para a redução das temperaturas, que podem ser pela modificação dos processos produtivos, pela modificação do ligante por aditivos, ou inclusive pela modificação da mistura asfáltica com a incorporação de ZEÓLITAS, naturais ou industriais.

Em todas as tecnologias, seus promotores sempre assinalam que as propriedades mecânicas do produto obtido são similares às propriedades das misturas asfálticas tradicionais. No entanto, toda modificação efetuada em qualquer parte do processo de elaboração ou em seus componentes pode ocasionar efeitos no comportamento mecânico e reológico do produto.

Existem diversos tipos de metodologias, que incluem desde a alteração dos processos produtivos, até a modificação dos ligantes utilizados.

O principal objetivo das misturas asfálticas mornas é reduzir o consumo de energia na produção das misturas asfálticas e reduzir a liberação de gases à atmosfera, mantendo as propriedades mecânicas em patamares aceitáveis. Efetivamente, a análise da viabilidade de cada uma das tecnologias faz-se ponderando os benefícios da redução do consumo de energia e da redução das emissões de gases com a eficácia de cada tecnologia nos parâmetros fundamentais ao dimensionamento e nos parâmetros de comportamento das misturas asfálticas (habilidade a compacidade, sensibilidade à umidade induzida, resistência à formação de trilhas de rodas, etc.).

Com temperaturas de trabalho mais baixas, verifica-se redução de perdas de componentes nobres dos ligantes. Em temperaturas elevadas vários componentes nobres do ligante (como os maltenos) podem ser perdidos ou causar a oxidação do ligante e a perda de propriedades do mesmo. Em temperaturas mais baixas, reduzem-se os riscos de oxidação dos ligantes.

Existem, por tanto, além da redução das temperaturas de usinagem e compactação, inúmeros benefícios com a utilização das misturas asfálticas mornas, que podem ser classificados como; sociais, econômicos e ambientais

Entre os principais benefícios frequentemente citados para a utilização das misturas asfálticas mornas, destacam-se (NYNAS, 2009; AYRES, 2006):

- A redução da quantidade de gases emitidos na atmosfera, traduzido numa imediata melhoria nas condições de trabalho e do ambiente em geral;
- A diminuição das restrições para a construção;
- A redução do consumo de combustível;
- A conservação de recursos naturais;
- A redução da viscosidade do ligante, que viabiliza o envolvimento dos granulares;
- A redução dos custos de produção.

A redução de gases está diretamente ligada à redução da temperatura durante o processo industrial. De acordo com a literatura as misturas asfálticas mornas reduzem as emissões de vapores e de odores, se comparados com as produções de misturas asfálticas quentes convencionais.

A funcionalidade técnica das misturas asfálticas mornas fundamenta-se na obtenção de trabalhabilidade a temperaturas mais baixas, com o efetivo envolvimento do agregado.

Outros benefícios das misturas mornas podem ser listados como a possibilidade de executar os pavimentos a temperaturas mais baixas, a possibilidade de transportar as misturas mornas por distâncias maiores, o ganho de trabalhabilidade, a redução do esforço de compactação, e maior a porcentagem de regeneração do pavimento (D'ANGELO et al, 2008).

Existem muitas classificações dos processos de elaboração das misturas asfálticas mornas, (AYRES, 2006), geralmente, segundo a maneira como são concebidos. Na Europa principalmente são utilizados três processos de produção:

- Mediante a incorporação de um ligante leve e um ligante pesado em forma de espuma, em tempos diferentes durante o processo de usinagem. Isto assegura a melhoria da trabalhabilidade (Asphalt, 2004; Barthelet al; 2004; Larsen et al., 2004; AYRES et al., 2006);
- A utilização de um aditivo orgânico de baixo ponto de fusão que modifica a estrutura interna do ligante e altera a curva de viscosidade – temperatura. (ASPHALT, 2004; AYRES et al., 2006);
- Adição de materiais zeolíticos durante o ciclo de mistura, que ocasionam a expansão do volume aumentando a molhabilidade do ligante e a consequente redução da viscosidade devido a um processo de efeito espuma no ligante (ASPHALT, 2004; BARTHEL ET AL., 2004; AYRES et al. 2006).

Adicionalmente, além dos processos mencionados existem os aditivos químicos ou as substâncias surfactantes que atuam na modificação da tensão interfacial do granular e o ligante asfáltico (EAPA, 2007; Vaitkus *et al.*, 2009). Estas substâncias não afetam a curva de viscosidade do ligante, porém, melhoram a trabalhabilidade a baixas temperaturas por atuarem no domínio tenso-ativo da superfície dos granulares.

A Tabela 2.1 apresenta um resumo das tecnologias utilizadas para a produção de misturas asfálticas mornas com vários dos produtos encontrados no mercado.



Tabela 2.1. Resumo das principais tecnologias de produção de misturas asfálticas mornas. (FERREIRA, 2009)

TECNOLOGIA	EMPRESA RESPONSÁVEL DA PATENTE	TEMPERATURAS DE USINAGEM
<b>ADITIVOS ORGÂNICOS</b>		
Sasobit®(Ficher-Tropschwax )	Sasol WaxGmbH, Alemanha	Depende da gama de penetração do ligante, mas habitualmente entre os 130 e os 170 °C
Asphaltan B® (Cera de Montana, estéril de baixo peso molecular)	RomontaGmbH, Alemanha	
Licomont BS 100®	Clariant, Suíça	
<b>ADITIVOS QUÍMICOS</b>		
Rediset®	Akzo Nobel, Holanda	Reduções de cerca de 15°C da Temperatura de referência das MBQ
Cecabase RT®	CECA, França	120-140 °C
Interlow T®	Interchimica, Itália	120-140 °C
Evotherm®	MeadWestvaco, EUA	85-115 °C
Revix® ou Evotherm 3G®	MeadWestvacoMathy-Ergon , EUA	130-140 °C
<b>ESPUMA DE BETUME COM MINERAIS SINTÉTICOS OU NATURAIS</b>		
Aspha-Min® (Zeólito sintético)	MHI Group e Eurovia Services GmbH, Alemanha	Depende da gama de penetração do ligante, mas habitualmente entre os 130 e 170°C
Advera® (Zeólito sintético)	PQ Corporation, EUA	
Zeólito Natural	Vários	
<b>ESPUMA DE BETUME POR INJEÇÃO DE ÁGUA</b>		
WAM Foam®	Shell, UK, e Kolo-Veidekke, Noruega	110-120 °C
Terex WMA System	Terex, EUA	130 °C
Double-Barrel® Green	Astec Industries, EUA	121-135 °C
LEA - Low Energy Asphalt (EBT® e EBT®)	LEA-CO (Joint-Adventure Eiffage/Fairco para divulgar a LEA). Nos EUA os direitos de utilização são da McConnaughay	<100 °C
LT Asphalt® (LEA)	Nynas, Suécia	
LEAB®	Royal BAM Group, Holanda	110-115 °C
Ultrafoam GX®	Gencor Industries, EUA	

### 2.2.1 Misturas Asfálticas Mornas Espumadas

No processo das misturas asfálticas espumadas, dois ligantes com características diferentes são utilizados, um ligante de baixa consistência e outro de consistência elevada. Com este processo as misturas podem

ser produzidas em temperaturas entre 100°C e 120°C e podem ser compactadas entre 80°C e 110°C.

O recobrimento dos agregados é alcançado com ligante que tem baixa viscosidade na temperatura de trabalho. Em seguida, o ligante mais viscoso é adicionado em forma de espuma, produzida pela injeção de água fria em porcentagem entre 1% e 5% no ligante aquecido. No momento em que a água entra em contato com o ligante aquecido, transforma-se em vapor o que, conseqüentemente, produz espuma volumosa que se desfaz com o tempo e o ligante se recompõe em suas propriedades originais. Este processo alcança a trabalhabilidade da mistura asfáltica pela expansão volumétrica, que assegura a distribuição do ligante na mistura e o recobrimento dos agregados (KRISTJÁNSDÓTTIR, 2006). A espuma combinada com o ligante de menor viscosidade garante as propriedades adequadas ao produto final.

## 2.2.2 Misturas Mornas com ZEÓLITAS

A palavra ZEÓLITAS, segundo CELTA BRASIL (2012), provem das palavras gregas *zein* (ferver) e *líthos* (pedra); quer dizer “pedra que ferve”; devido à propriedade das ZEÓLITAS em borbulhar ao ser imersas na água. Este mineral possui uma estrutura cristalina tridimensional, na qual cavidades formadas em sua estrutura podem ser completadas por íons ou moléculas de água com grande liberdade de movimento, o que favorece o intercâmbio catiônico; e a desidratação é reversível, isto é, a estabilidade estrutural das ZEÓLITAS não fica comprometida com a movimentação da água nelas contidas.

As ZEÓLITAS são silicatos de alumínio hidratados e podem ser encontradas na natureza ou fabricadas industrialmente (ZEÓLITAS sintéticas). As ZEÓLITAS sintéticas possuem uma estrutura bastante homogênea e de qualidade, com granularidade bem definida. As ZEÓLITAS, por serem estruturas microporosas, apresentam superfície interna muito superior à superfície externa devido às cavidades internas interconectadas, o que favorece a absorção da água. Sendo assim, as ZEÓLITAS têm diferentes capacidades de armazenamento de moléculas de água no interior da sua estrutura ou esqueleto mineral, assim como diferentes maneiras de liberação da mesma. (FERRET, 2004)

As propriedades químicas das ZEÓLITAS fazem delas um material apto para muitas aplicações em diversas áreas tecnológicas e também como material para a transformação das misturas asfálticas a quente em misturas mornas. Durante o processo de mistura, as

ZEÓLITAS liberam a água nelas armazenada, ao entrar em contato com os materiais quentes da mistura asfáltica, produzindo espuma, alcançando a trabalhabilidade da mistura.

As ZEÓLITAS podem ser caracterizadas pelas seguintes propriedades (BRECK, 1974):

- Alto valor de umidade de saturação;
- Estabilidade da sua estrutura cristalina quando se desidrata;
- Propriedades de intercâmbio;
- Apresenta canais moleculares uniformes;
- Pela sua habilidade de absorver gases e água;
- Pelas suas propriedades catalíticas.

Todas as ZEÓLITAS podem ser consideradas como ‘peneiras’ moleculares, pois podem absorver, seletivamente, moléculas devido ao seu tamanho.

### **2.2.3 As ZEÓLITAS Naturais**

Na natureza existem mais de 40 tipos de ZEÓLITAS identificadas nos últimos 200 anos, as quais apresentem diferenças na sua composição química, tamanho e arranjo de sua estrutura cristalina. A zeólita natural mais comum é a Clinoptilolite, seguida pela Chabazite e Mordenite. (VIRTA, 2008).

As ZEÓLITAS naturais são formadas em lugares onde rochas e cinzas vulcânicas reagem com água alcalina. Pode acontecer, igualmente, em ambientes pós-deposicionais em bacias marinhas pouco profundas.

As ZEÓLITAS de origem natural geralmente apresentam certo grau de impureza, sendo contaminados por outros minerais, metais, quartzo ou outras ZEÓLITAS. As impurezas das ZEÓLITAS naturais restringem o seu uso comercialmente, mas para fins práticos, a facilidade com que é encontrada faz com que ainda assim sejam utilizadas.

No Brasil, as ZEÓLITAS naturais são encontradas na bacia de Parnaíba, entre os estados de Mato Grosso e Tocantins (relatório anual 2008; Figura 2.3).



Figura 2.3 Localização da Bacia do Parnaíba (OTTO, 2009)

#### 2.2.4 As ZEÓLITAS Sintéticas

De maneira geral, os processos de fabricação das ZEÓLITAS podem ser divididos em dois tipos; por via úmida ou hidrotérmico, e por via seca ou por gel seco. O processo por via úmida é similar a um dos processos naturais de formação das ZEÓLITAS. O processo hidrogel e a conservação de materiais sólidos naturais e/ou resíduos são variantes do mesmo processo hidrotérmico. O primeiro usa soluções supersaturadas de aluminatos e silicatos, e o segundo usa como fonte de Al e Si, aluminossilicatos amorfos sólidos ().

O ASPHA-MIM, por exemplo, é um alumínio silicato de sódio sintético, conhecido como ZEÓLITAS, que são cadeias de silicatos com espaços vazios nas suas estruturas que garantem a presença de cátions, como o sódio e o alumínio, e, o mais importante, é que também permitem a presença de moléculas de água.

O ASPHA-MIM (zeólita sintética), contem aproximadamente 21% do seu peso em água, que é liberada em temperaturas entre 85 e 180°C. Este material é utilizado a uma taxa de 0,3% da massa da mistura, o que permite uma redução de temperatura de aproximadamente 30°C nas temperaturas de usinagem e compactação (HURLEY et al., 2005).

### **2.2.5 Misturas Asfálticas Mornas com Adição de ZEÓLITAS**

Este é um dos processos para a elaboração das misturas asfálticas mornas, e para isto utilizam as ZEÓLITAS naturais ou sintéticas. As ZEÓLITAS tem a capacidade de adsorver e de armazenar moléculas de água no interior do seu esqueleto molecular. A maioria das ZEÓLITAS é caracterizada por poder absorver água sem alterar a sua estrutura cristalina (HURLEY et all, 2006).

As ZEÓLITAS podem ser adicionadas diretamente no interior do misturador ou por um alimentador pneumático especialmente construído com a função de alimentar o tambor alimentador (OTTO, 2009).

O relatório do Centro Nacional de Tecnologia em Asfalto (NCAT), segundo OTTO (2009), conclui e apresenta algumas recomendações para o uso da zeólita ASPHA-MIM:

- O teor de ligante de trabalho da mistura asfáltica deve ser determinado sem a adição da zeólita;
- Para contrapor à tendência de aumento da sensibilidade ao afundamento por trilha de roda pela diminuição da temperatura de mistura, pode ser adicionada cal hidratada à mistura ou a alterar o ligante;
- A cal hidratada também pode ser adicionada como um agente ativador da adesividade, o que aumenta o valor da resistência a tração.

Várias pesquisas foram realizadas para avaliar o comportamento das misturas asfálticas mornas elaboradas com ZEÓLITAS

(especialmente relacionadas às ZEÓLITAS sintéticas). A grande maioria das pesquisas foi conduzida pelos padrões norte-americanos de metodologias. No entanto, esta pesquisa orienta-se pela metodologia francesa de preparação de misturas asfálticas, considerada mais relevante por força nos parâmetros fundamentais ao dimensionamento do pavimento.

Em relação às ZEÓLITAS sintéticas, segundo OTTO (2009), o Centro Nacional de Tecnologia em Asfalto (NCAT), localizado nos Estados Unidos, realizou estudos laboratoriais para avaliar a aplicabilidade da zeólita ASPHA-MIM a uma obra de pavimentação típica sob condições ambientais. Dois tipos de agregados (granítico e calcário) foram estudados, com dois tipos de ligantes (PG 64-22 e o PG 58-28). Para o estudo, as misturas asfálticas foram executadas com a ajuda do compactador giratório SUPERPAVE. Para o caso concreto e na metodologia empregada, o compactador giratório SUPERPAVE mostrou-se insensível às variações de temperaturas.

No mesmo estudo, Segundo OTTO (2009), o Centro Nacional de Tecnologia em Asfalto (NCAT) encontrou que:

- A adição da zeólita ASPHA-MIM provocou a diminuição das percentagens de vazios na mesma temperatura no compactador giratório. Isto sugere que a adição de zeólita diminui as temperaturas de compactação das misturas;
- A zeólita reduziu a porcentagem de vazios em 0,65%, em média, e melhorou a compactação a temperaturas abaixo de 88°C;
- A adição de ASPHA-MIM diminuiu a rigidez das misturas para qualquer temperatura de compactação;
- A incorporação da zeólita não afetou a resistência à deformação permanente;
- A mistura asfáltica morna com zeólita ASPHA-MIM poderá aumentar os possíveis danos por ação da umidade.

### **2.2.6 Estudo Recente de mistura com ZEÓLITAS**

Estudo recente foi desenvolvido por OTTO (2009), na Universidade Federal de Santa Catarina, com uma mistura asfáltica morna com a adição de ZEÓLITAS naturais, baseada na metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas. Algumas das constatações deste estudo são:

- A incorporação de ZEÓLITAS naturais, introduzidas na mistura asfáltica com o objeto de diminuir as temperaturas de usinagem e compactação, provoca redução da vida útil em fadiga da mistura asfáltica com a redução da deformação de 1 milhão de ciclos (OTTO, 2009; GUERRERO, 2012; Figura 2.4);
- O uso de ZEÓLITAS naturais afeta, consideravelmente, a rigidez da mistura asfáltica em todo o domínio de temperaturas e frequências (OTTO, 2009; GUERRERO 2012; Figura 2.5);
- A temperatura de valor máximo da parte viscosa, no plano cole-cole do ensaio de módulo complexo, apresenta-se similar nas duas misturas (morna e de controle) (GUERRERO, 2012; Figura 2.6);

Nas temperaturas elevadas, a suscetibilidade cinética aumenta na mistura asfáltica morna. (GUERRERO, 2012; Figura 2.4).

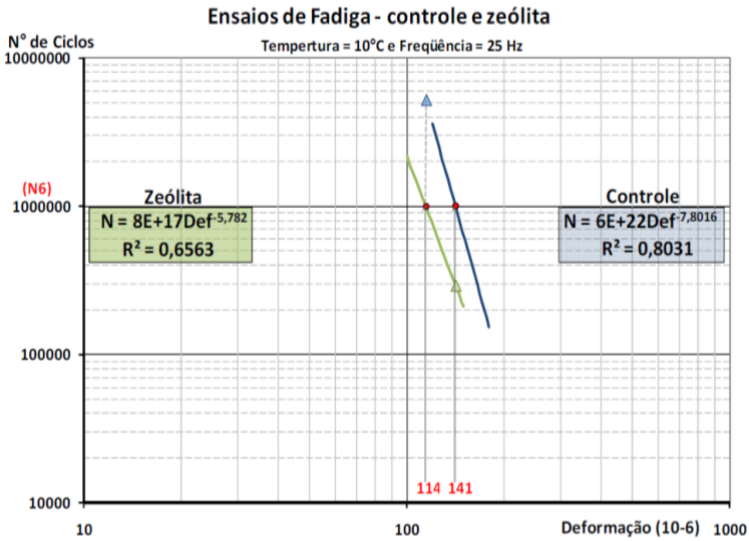


Figura 2.4 Gráficos da fadiga da mistura asfáltica morna da mistura controle (OTTO, 2009).

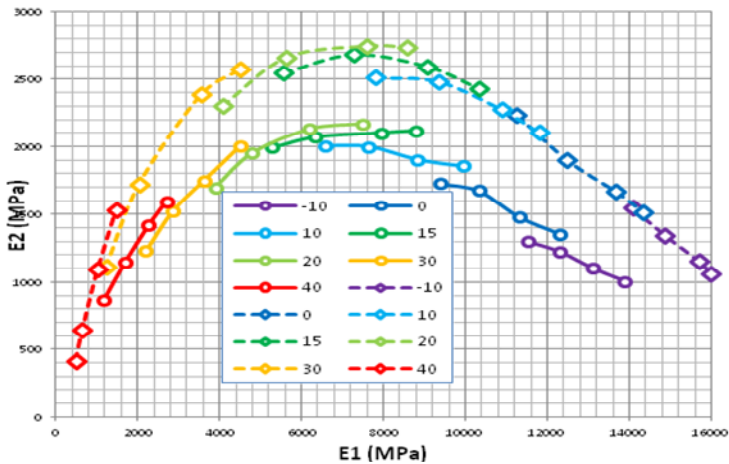


Figura 2.5 Plano Cole-Cole da mistura asfáltica controle (linha contínua) e da mistura asfáltica morna (linha tracejada), (OTTO, 2009).



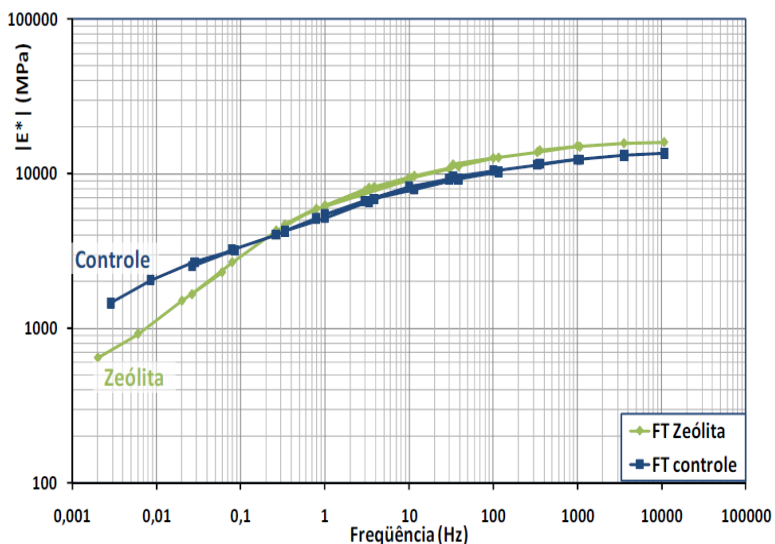


Figura 2.6 - Curva de Equivalência Frequência- Temperatura (Temperatura referência 15°C). (OTTO, 2009)

O estudo de OTTO (2009) utilizou materiais provenientes do estado de Pará na mistura de controle, e a mistura morna foi elaborada com materiais oriundos do estado de Santa Catarina, ambos os materiais granulares são do mesmo tipo o granito.

### 2.2.7 A Cera Sasobit

O produto Sasobit é considerado um redutor da viscosidade do asfalto durante os processos de produção e aplicação. A cera Sasobit diminui a viscosidade do ligante, o que permite uma redução nas temperaturas de trabalho de 18°C a 54°C. O produto é fornecido em flocos, pó ou líquido; é adicionado ao ligante asfáltico na usina em temperaturas variando entre 102°C e 120°C, não necessitando de misturadores especiais (HURLEY et al, 2006). Este produto, também, pode ser adicionado no momento da mistura e não gera uma alteração dos valores de estabilidade e fluência Marshall quando comparada com a mistura sem aditivo (HURLEY et al, 2006).

### 2.2.8 O CECABASE RT

O CECABASE RT é um aditivo amínico surfactante e é composto por uma base de agentes tensoativos (agentes de superfície) que pouco

altera a viscosidade do ligante, o que impossibilita a utilização da curva de viscosidade/temperatura para a obtenção das temperaturas de Usinagem e compactação (Tabela 2.2). Com a utilização deste aditivo, uma redução de até 50°C nas temperaturas de trabalho da mistura pode ser obtida (CAVALCANTI, 2010; FERREIRA, 2009).

O CECABASE RT® não tem impacto sobre a consistência nem sobre a reologia do ligante (FERREIRA, 2009; GONZALES et al, 2009; MOTTA, 2011). Reduz o envelhecimento tributável ao processo de usinagem. Este produto pode ser utilizado com qualquer tipo de ligante convencional ou modificado e não requer modificações na planta da usina. Pode ser adicionado no ligante asfáltico ou diretamente no processo de usinagem.

Em estudos laboratoriais realizados, utilizando os ensaios da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG), Duriez, e Deformação Permanente, verificou-se que não houve mudança significativa nos resultados das misturas asfálticas mornas com o aditivo CECABASE RT® quando comparados com uma mistura asfáltica convencional (Tabelas 2.2 a 2.4).

Tabela 2.2 – Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório. PCG NF P 98-252 (CECABASE, 2012)

Parâmetro	CBUQ	WMA (Cecabase RT®)	Limites da norma
%V 10 giros	15,7	15,5	>11
%V 60 giros	8,6	8,1	5% a 10%
%V 200 giros	4,4	3,8	

Tabela 2.3 Ensaio DURIEZ NF P 98-251-1 (CECABASE, 2012)

Parâmetro	CBUQ	WMA (Cecabase RT)	Limites da norma
%V	7,9	6,3	
R (MPa)	12	12,7	
r (MPa)	10,5	11	
Relação r/R	0,87	0,87	>0,75

Tabela 2.4 Deformação Permanente NF P 98-253-1  
(CECABASE, 2012)

Parâmetro	CBUQ	WMA (CECABASE T®)	Limites da norma
Trilha de roda após 30.000 ciclos (%)	4,11	4,19	<5
Vazio (%)	6,7	6,7	5 a 8

Observa-se que não houve mudança significativa entre a mistura asfáltica convencional e a mistura asfáltica morna elaborada com CECABASE RT ®.

### 2.2.9 O REDISSET

O REDISSET é um produto fabricado pela empresa holandesa de produtos químicos AKZO NOBEL. É constituído por uma combinação de produtos químicos e orgânicos que não produzem uma alteração significativa na viscosidade do ligante. Contudo, os agentes surfactantes melhoram o envolvimento dos granulares por parte do ligante através de uma “adesão ativa”. A combinação de agentes surfactantes e de aditivos orgânicos ativa a trabalhabilidade do ligante na superfície dos agregados, o que proporciona um efeito *antistripping* à mistura asfáltica (efeito ativador da adesividade do ligante ao agregado), portanto, não há a necessidade de se adicionar outros elementos que possuam esta ação, como cal hidratada (PROWELL e HURLEY, 2007 apud MOTTA, 2011).

Este produto pode ser utilizado a uma taxa entre 1,5% e 2,5% em peso do ligante asfáltico. Não é necessária a alteração da usina no processo de produção, já que a modificação no ligante pode ser feita diretamente ou durante o processo de usinagem (PROWELL e HULEY, 2007 apud MOTTA, 2011).

## 2.3 FORMULAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Os pavimentos são concebidos para atender, satisfatoriamente, a padrões de conforto, segurança aos usuários, e sejam econômicos, aí contabilizando os custos de construção, de manutenção e conservação e os custos operacionais. As estruturas dos pavimentos concebidas a apresentarem desempenho otimizado em razão das cargas solicitantes durante o período de projeto estipulado.

A camada de rolamento recebe diretamente as cargas do tráfego e deve atender aos padrões de funcionalidade e as camadas subjacentes

devem ser concebidas em função de parâmetros estruturais. Com este propósito, é mais conveniente distinguir as camadas de superfície que são preparadas em razão das funções de funcionalidade e as camadas de estrutura concebidas em razão de parâmetros estruturais, cujos parâmetros são estabelecidos em limiares de modo a assegurar que a camada de superfície mantenha-se nos limites de funcionalidade. O presente trabalho ocupa-se com as camadas de misturas asfálticas para as camadas estruturais.

As misturas asfálticas para camadas estruturais devem ter certas propriedades concernentes aos fenômenos físicos que afetam o desempenho dos materiais e propriedades concernentes aos parâmetros fundamentais ao dimensionamento (a rigidez e as deformações admissíveis). Quanto aos fenômenos físicos, as misturas são preparadas para apresentarem habilidade à compacidade (certos limiares de trabalhabilidade), resistência ao efeito da presença da água (dentro de certos limiares), resistência à deformação permanente, isto é, ter estabilidade às cargas solicitantes nos limites do risco de ocorrência das trilhas de rodas (causadoras das irregularidades da superfície). As misturas asfálticas estruturais são formuladas, quanto aos parâmetros fundamentais ao dimensionamento. As espessuras das camadas do pavimento são definidas em função do módulo de rigidez e da resistência à fadiga. A rigidez definida no domínio viscoelástico, e a fadiga determinada a modo de assegurar que a deformação do pavimento mantenha-se nos limites da deformação admissível, no domínio da relação laboratório-campo. Portanto, para o pavimento ser econômico precisa ter características físicas capazes de resistir à fadiga sob a ação do tráfego e de suportar as deformações em limites aceitáveis (MOMM, 1998).

### **2.3.1 Aspectos Gerais dos Granulares das Misturas Asfálticas**

Os granulares formam o esqueleto das misturas asfálticas. São muitos os tipos de misturas asfálticas e cada um destes tipos exige propriedades particulares dos agregados. Em efeito exemplificativo, veja-se a norma NF EN13108-1, que distingue as seguintes misturas asfálticas:

- EB-BBSG (*Béton Bitumineux Semi-Grenu*);
- EB-BBME (*Béton Bitumineux à Module Élevé*);

- EB-BBS (*Béton Bitumineux pour chaussée Souple à faible trafic*);
- EB-BBM (*Béton Bitumineux Mince*);
- EB-BBA (*Béton Bitumineux Aéronautique*);
- EB-GB (*Grave-Bitume Empirique*);
- EB-GB (*Grave-Bitume Fondamentale*);
- EB-EME (*Enrobé à Module Élevé*);
- BBTM (*Béton Bitumineux Très Mince*);
- BBDr (*Béton Bitumineux Drainant*).

### 2.3.2 Os fileres

Os fileres são os granulares que passam pela peneira 0,063mm e que conferem às misturas certas características. As especificações dos fileres são definidas na norma francesa NF EN 13043, e destacam-se as seguintes propriedades (MANUEL LPC 2007):

- Granularidade: tamanho das partículas nos limites de 0,125mm a 0,063mm;
- Azul de metileno (EN 933-9);
- Compacidade IVR (índice des vides Rigden {NF EN 1097-4});
- Poder rigidificante  $\Delta TBA$  (NF EN 13179-1).

Existem duas classificações de fileres que são habitualmente utilizadas, e estão listadas na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Características usuais dos fillers (MANUEL LPC, 2007)

Critérios granulométricos (mm)					Finos nocivos	Característica rigidificante	
2	0,125		0,063			MBF g/kg	IVR %
Passante	Passante	Retetido	Passante	Retetido			
$\geq 100$	85 a 100	$\leq 10$	$\geq 70$	$\leq 10$	$\leq 10$ MB <sub>F</sub> 10	29 a 38 V <sub>28/38</sub>	8 a 16 $\Delta_{R\&B}8/16$

### 2.3.3 Os finos

O tamanho deste material é inferior a 63 $\mu$ m. Estão compostos por materiais considerados como filler e areia fina. Estes podem ser derivados de rochas massivas, como o filler calcário que é amplamente utilizado. De igual forma, existem também outros tipos de materiais que são utilizados nas misturas asfálticas, tais como o cimento, a cal viva, cinzas etc. Neste respeito, a metodologia francesa estabelece uma restrição relacionada ao teor de cal viva que não deve ultrapassar o valor de 1%. Os finos devem estar conformes à norma NF EN 13043 que estão representadas na Tabela 2.6;

Tabela 2.6 - Especificações dos finos da areia ou em seu defeito dos finos da mistura asfáltica (MANUEL LPC, 2007)

Característica	MBF g por 1000g	IVR %	$\Delta$ TBA °C
Especificação NF EN 13043	$\leq 10$ MB <sub>F</sub> 10	28 a 38 V <sub>28/38</sub>	8 a 16 $\Delta_{R\&B}8/16$

### 2.3.4 As areias

As areias para misturas asfálticas são as areias trituradas 0/2 ou britas 0/4. Existe também a possibilidade do uso de areias naturais para melhorar a trabalhabilidade da mistura, mas é necessário avaliar os riscos de trilha de roda (MANUEL LPC, 2007).

As especificações sobre as areias estão estipuladas na norma NF EM 13043. As areias utilizadas são as 0/2 ou as britas 0/4 para a maioria das misturas asfálticas. Para as *graves-bitumes* (EB-GB), as misturas a módulo elevado (EB-EME) e os *bétons bitumineux* para camadas finas de tráfego leve (EB-BBS) é admissível a fração 0/6 (MANUEL LPC, 2007).

As normas francesas estabelecem critérios para a utilização das areias nos diferentes tipos de misturas asfálticas.

### **2.3.5 As britas**

As britas, cujos tamanhos se expressa por  $d/D$  (onde  $d/D$  é a designação dos granulares menores ( $d$ ) e maiores ( $D$ )) fazem parte da denominada matriz granular. As britas compõem o esqueleto mineral resistivo, encarregado diretamente de suportar os carregamentos provenientes da circulação do tráfego. Propriedades intrínsecas da brita como a natureza mineralógica e a angularidade dos grãos, a polaridade, a aspereza da superfície apresentam influência no comportamento final da estrutura, tanto na adesividade e absorção (granular-bitume) como na trabalhabilidade (facilidade de misturar e compactar) (MANUEL LPC, 2007).

A resistência mecânica e as características das britas estabelecidas nas normas são em função da posição da camada da mistura e da sua espessura para as camadas de rolamento. As britas são caracterizadas pela sua resistência ao desgaste e para as camadas de rolamento pela resistência ao polimento. As características de fabricação são concernentes a gradação, resistência mecânica, limpeza. Veja-se a Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Características mínimas das britas, resistência mecânica e características de fabricação. (MANUEL LPC, 2007)

Tipo de uso	Resistência mecânica NF EM 13043 XP P 18-545	Características de fabricação
Camada de fundação	LA <sub>40</sub> M <sub>DE</sub> 35 LA <sub>40</sub> MDE <sub>35</sub> <sup>(1)</sup>	G <sub>c</sub> 85/20 G <sub>25/15</sub> Fl <sub>25</sub> f <sub>1</sub>
Camada de base	LA <sub>30</sub> M <sub>DE</sub> 25 LA <sub>30</sub> MDE <sub>25</sub> <sup>(1)</sup>	G <sub>c</sub> 85/20 G <sub>25/15</sub> Fl <sub>25</sub> f <sub>1</sub>
Camada de ligação grossa	LA <sub>30</sub> M <sub>DE</sub> 25 LA <sub>30</sub> MDE <sub>25</sub> <sup>(1)</sup>	G <sub>c</sub> 85/20 G <sub>25/15</sub> Fl <sub>25</sub> f <sub>1</sub>
Camada de ligação fina BBM	LA <sub>25</sub> M <sub>DE</sub> 20 LA <sub>30</sub> MDE <sub>25</sub> <sup>(1)</sup>	G <sub>c</sub> 85/20 G <sub>20/15</sub> Fl <sub>25</sub> f <sub>1</sub>
Camada de rolamento grossa e pavimentos aeronauticos leves	LA <sub>25</sub> M <sub>DE</sub> 20 PSV <sub>50</sub> LA <sub>25</sub> MDE <sub>20</sub> <sup>(1)</sup>	G <sub>c</sub> 85/20 G <sub>20/15</sub> Fl <sub>25</sub> f <sub>1</sub>
Camadas de rolamento BBTM e BBDr e pavimentos aeronauticos pesados	LA <sub>20</sub> M <sub>DE</sub> 15 PSV <sub>50</sub> LA <sub>20</sub> MDE <sub>15</sub> <sup>(2)</sup>	G <sub>c</sub> 85/15 (formulas descontínuas) G <sub>85/20</sub> Fl <sub>20f0,5</sub>
<p><sup>(1)</sup> Com possível aplicação, sempre q se justifique e sujeito a uma justificação explícita no edital, uma compensação máxima de 5 pontos entre as características LA e MDE (ver XP P 18-545). Por exemplo:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Um granular de LA=25 é considerado conforme a [LA<sub>20</sub>, M<sub>DE</sub>15] se tem um M<sub>DE</sub>=10</li> <li>• Um granular de M<sub>DE</sub>=10 é considerado conforme a [LA<sub>20</sub>, M<sub>DE</sub>15] se tem um LA=25</li> <li>• Um granular de M<sub>DE</sub>=18 é considerado conforme a [LA<sub>20</sub>, M<sub>DE</sub>15] se tem um LA=17</li> </ul> <p><sup>(2)</sup> Para certos pontos singulares, é necessário prever PSV53(valor declarado) ver PSV<sub>56</sub>.</p>		

As frações granulares geralmente utilizadas para as britas são: 2/4, 2/6, 4/6, 4/10, 6/10, 10/14. Para as misturas destinadas às camadas de base as frações 2/10, 6/40, 6/20, 10/20, 14/20 são igualmente utilizáveis. Os valores de D possíveis para cada tipo de mistura são dados na Tabela 2.8.



Tabela 2.8 - Valor de D admitido em função do tipo de mistura  
(MANUEL LPC, 2007)

Mistura	D (mm)
<i>Béton Bitumineux Semi-Grenu (EB-BBSG) - Béton Bitumineux à Module Elevé (EB-BBME) - Béton Bitumineux aéronautique (EB-BBA) - Béton Bitumineux Mince (EB-BBMAor EB-BBMB)</i>	10-14
<i>Grave-Bitume (EB-GB)</i>	10-20 <sup>(2)</sup>
<i>Enrobé à Module Elevé (EB-EME)</i>	10-14-20 <sup>(2)</sup>
<i>Béton Bitumineux Mince (EB-BBMC)</i>	10
<i>Béton Bitumineux Très Mince (BBTM), Béton Bitumineux Drainant (BBDr)</i>	6-10 <sup>(1)</sup>
<sup>(1)</sup> É possível utilizar a peneira de 8mm (Norma Européia)	
<sup>(2)</sup> É possível utilizar a peneira de 16mm (Norma Européia)	

Os *Bétons Bitumineux Minces* (EB-BBM) do tipo A se caracterizam por uma discontinuidade entre 2 e 6mm, os de tipo B se caracterizam por uma discontinuidade entre 4 e 6mm. (MANUEL LPC, 2007).

Assim como a textura, a angularidade das britas desempenha um papel importante na camada de rolamento porque estas características devem ser tidas em consideração para as misturas destinadas a este uso. Esta é medida segundo a norma EN 933-5.

### 2.3.6 Os aditivos

Compreende os melhoradores de adesividade (DOPE) e os aditivos orgânicos, minerais, e químicos destinados a modificar as características físicas e mecânicas das misturas.

Na Europa, as empresas utilizam uma série de aditivos como as fibras minerais ou orgânicas, pigmentos, ceras, etc., que não são cobertos por uma norma europeia ou uma agência técnica europeia. As normas produzidas permitem a utilização destes materiais para serem utilizados na fabricação das misturas asfálticas.

### 2.3.7 Curva granulométrica

A matriz granular é a mistura de diferentes tipos de frações granulares determinados pelos tamanhos nominais mínimos e máximos ( $d/D$ ). Cada fração é caracterizada por uma curva granulométrica com uma serie de peneiras normalizadas.

Atualmente muitas entidades rodoviárias fixam as granulometrias das misturas asfálticas em faixas granulométricas para enquadramento. Estas faixas granulométricas apresentam padrões pouco restritivos e permitem variedade de curvas muito alta dentro dos mesmos limiares estabelecidos, o que se traduz numa mudança do comportamento mecânico e reológico das misturas asfálticas, mesmo estando dentro do padrão estabelecido pela norma.

A escolha da curva granulométrica depende de vários aspectos, entre eles; formação rochosa, sistema de britagem, centrais de peneiramento adequadas, função da mistura no campo, do volume de tráfego no período de projeto e das características intrínsecas do material. Existem diretrizes para a curva granulométrica para cada tipo de mistura (Tabela 2.9). Estas diretrizes balizam os tipos de misturas que estão sendo utilizadas nas formulações, as quais podem ser ajustadas pelo projetista em razão às condições próprias do projeto (BARRA, 2010).

As curvas granulométricas teóricas podem ser calculadas com o uso da Equação 2.1. Se o expoente  $n$  da curva granulométrica estiver situado entre  $0,55 < n < 0,75$  é a mistura é considerada de graduação aberta e se estiver entre  $0,35 < n < 0,55$  é considerada de graduação densa DNIT(2006),.

$$\%p = a \left( \frac{d}{D} \right)^n \quad (2.1)$$

Onde:

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

Tabela 2.9 - Especificações à peneira de 2mm (MANUEL LPC, 2007)

MISTURAS	%P na peneira de 0,063mm	%P na peneira de 2mm	D %	1,4 D %
EB10	2,0 a 12,0	10 a 60	90 a 100	100
EB14	0,0 a 12,0	10 a 50 10 a 60 para aeroportos	90 a 100	100
EB20	0,0 a 11,0	10 a 50 10 a 60 para aeroportos	90 a 100	100
BBTM6A	7,0 a 9,0 (11)	25 a 35	90 a 100	100
BBTM6B	4,0 a 6,0	15 a 25	90 a 100	100
BBTM10A	7,0 a 9,0	25 a 35	90 a 100	100
BBTM10B	4,0 a 6,0	15 a 25	90 a 100	100
BBDr	2,0 a 10,0	2,0 a 10,0	90 a 100	100

### 2.3.8 Teor de Betume e Módulo de Riqueza

O teor de betume pode ser calculado em função do módulo de riqueza mínimo especificado para cada tipo de mistura asfáltica é a referência de partida. O módulo de riqueza representa a espessura da película de ligante que encobre os granulares. Existem referências mínimas para os diversos tipos de misturas asfálticas (Tabela 2.10).

Tabela 2.10 - Valores mínimos de teores de betume – Módulo de riqueza (MANUEL LPC 2007)

Mistura asfáltica	Teor de ligante mínimo		Módulo de riqueza mínimo K
	Empírica	Fundamental	
EB10-BBSG <sup>2</sup>	TL <sub>MIN5,2</sub>	3,00%	3,4
EB14-BBSG <sup>2</sup>	TL <sub>MIN5,0</sub>	3,00%	3,2
EB10-BBAC (Continua) <sup>2</sup>	TL <sub>MIN5,4</sub>	3,00%	3,6
EB14-BBAC (Continua) <sup>2</sup>	TL <sub>MIN5,2</sub>	3,00%	3,5
EB10-BBAD (Descontinua) <sup>2</sup>	TL <sub>MIN5,2</sub>	3,00%	3,4
EB14-BBAD (Descontinua) <sup>2</sup>	TL <sub>MIN5,0</sub>	3,00%	3,2
EB10-BBM	TL <sub>MIN5,0</sub>	-	3,3
EB14-BBM	TL <sub>MIN5,0</sub>	-	3,2
BBDr6 tipo 1	TL <sub>MIN4,0</sub>	-	3,4
BBDr6 tipo 2	TL <sub>MIN4,0</sub>	-	3,2
BBDr10 tipo 1	TL <sub>MIN4,0</sub>	-	3,3
BBDr10 tipo 2	TL <sub>MIN4,0</sub>	-	3,1
BBTM6	TL <sub>MIN5,0</sub>	-	3,5
BBTM10	TL <sub>MIN5,0</sub>	-	3,4
EB-GB1 <sup>1</sup>	(TL <sub>MIN3,4</sub> )	-	-
EB-GB2 <sup>2</sup>	TL <sub>MIN3,8</sub>	3,00%	2,5
EB-GB3 <sup>2</sup>	TL <sub>MIN4,2</sub>	3,00%	2,8
EB-GB4 <sup>2</sup>	-	3,00%	2,9
EB-EME1 <sup>2</sup>	-	3,00%	2,5
EB-EME1 <sup>2</sup>	-	3,00%	3,4
EB10-BBME <sup>2</sup>	-	3,00%	3,5
EB14-BBME <sup>2</sup>	-	3,00%	3,3

Nota 1: GB1 não esta definida na normalização francesa  
Nota 2: A abordagem fundamental segundo EN 13108-1 impõe um valor mínimo de 3%, independentemente do tipo de formula

### 2.3.9 O ligante asfáltico

Diversos tipos de ligantes podem ser usados nas misturas asfálticas, caracterizados pelos ensaios de Penetração (AFNOR NF EN 1426,2007), e de ponto de amolecimento (AFNOR NF EM 1427, 2007),(MANUEL LPC, 2007):

- Betumes puros, que compreendem os betumes normalizados na norma NF EN 12591 e os betumes especiais encontrados na norma NF EN 13924) e betumes de susceptibilidade melhorada.
- Betumes modificados, onde as propriedades do ligante são modificadas com o emprego de um agente que modifica a

estrutura química e o comportamento mecânico e reológico (NF EN 14023).

- Betumes pigmentáveis. Uma característica importante neste tipo de betumes é que o teor de asfaltenos é muito baixo e a coloração é feita com óxidos de metal de 2,5% a 6% em peso com relação à mistura asfáltica.
- Ligantes sintéticos. São obtidos por frações de petróleo e petroquímica sem asfaltenos. A presença deste na mistura permite manter a coloração do agregado assim como pode ser colorido pela adição de pigmentos em 2% em peso.
- Ligantes betuminosos com cargas minerais. Estes são produzidos na usina com a mistura de um betume puro e de cargas minerais, como, por exemplo, a cal. E o teor de ligante é diferente do teor de betume.
- Ligantes de origem agroquímico. São produzidos a partir de materiais vegetais sem materiais derivados do petróleo.
- Betumes anti-querozene, projetados para reduzir o risco à dissolução ao contato com o combustível. Pode ser utilizado em estacionamentos, estradas e aeroportos.

### 2.3.10 Teor de ligante

A determinação do teor de partida para a realização dos testes é dado em percentagem em relação ao módulo de riqueza e pode ser expresso como teor de ligante interno ( $TL_{INT}$ ) ou teor de ligante externo ( $TL_{EXT}$ ), ou seja, tomando o conjunto da matriz granular como um todo (equivalente a 100%) para teor de ligante externo ou assumindo a mistura asfáltica como o 100% (granulares + ligante) para o teor de ligante interno.

Estes valores podem ser representados pela Equação 2.2 para o teor de ligante externo e Equação 2.3 para o teor de ligante interno:

$$TL_{EXT} = 100 * \frac{\text{Massa do Betume}}{\text{Massa dos granular essecos}} \quad (2.2)$$

$$TL_{INT} = 100 * \frac{\text{Massa do Betume}}{\text{Massa dos granulares secos} + \text{massa do betume}} \quad (2.3)$$

Estas equações, a sua vez, podem ser expressas, uma em função da outra, com o uso das equações 2.4 e 2.5.

$$TL_{EXT} = \frac{100 * TL_{INT}}{100 - TL_{INT}} \quad (2.4)$$

$$TL_{INT} = \frac{100 * TL_{EXT}}{100 + TL_{EXT}} \quad (2.5)$$

### 2.3.11 Módulo de riqueza (K)

O módulo de riqueza K é uma constante que representa a espessura do filme de ligante que envolve o granular. O valor de K é independente da massa volumétrica da mistura granular e pode ser relacionada diretamente com o teor de ligante externo ( $TL_{EXT}$ ) com a Equação 2.6.

$$TL_{EXT} = K \cdot \alpha \cdot \sqrt[5]{\Sigma} \quad (2.6)$$

Onde:

$\Sigma$  Superfície específica expressada em  $m^2/kg$ .

K Módulo de riqueza

$\alpha$   $\frac{2,65}{\rho_g}$  e  $\rho$  é a massa volumétrica dos granulares em  $gr/cm^3$ .

A superfície específica pode ser encontrada com o uso da Equação 2.7

$$100\Sigma = 0,25 G + 2,3 S + 12s + 150 f \quad (2.7)$$

Onde:

G Proporção de elementos superiores a 6,3mm

S Proporção de elementos entre 6,3 e 0,25mm

s Proporção de elementos entre 0,25 e 0,063mm

f Proporção de elementos inferiores a 0,063

De igual maneira, também é possível a obtenção do teor de ligante interno com a Equação 2.8.

$$TL_{INT} = \frac{100.K.\alpha^5\sqrt{\Sigma}}{100+(K.\alpha^5\sqrt{\Sigma})} \quad (2.8)$$

Assim módulo de riqueza é definido em função do teor de ligante interno com a utilização da Equação 2.9.

$$K = \frac{\left(\frac{100.TL_{INT}}{100-TL_{INT}}\right)}{\alpha^5\sqrt{\Sigma}} \quad (2.9)$$

### 2.3.12 Volume de vazios (%V)

A percentagem de vazios é parâmetro importante para a formulação das misturas asfálticas e é um indicador da compacidade do material; a qual depende dos materiais (granulares – ligante) e do processo de compactação. Este é um requisito para as misturas asfálticas e está relacionado com as características desejadas *in situ*. No campo, a mistura asfáltica é submetida a um processo de compactação por amassamento, similar ao que é simulado no ensaio da PCG, que fornece a evolução da percentagem de vazios durante o teste.

### 2.3.13 Composição volumétrica

Os parâmetros volumétricos que caracterizam as misturas asfálticas são:

- Volume aparente (VT): Esta característica descreve o volume total do corpo de prova e depende da metodologia que foi aplicada para a sua medição.
- Volume de vazios (%V): Corresponde ao volume dos poros e é intrínseco da mistura.
- Volume de materiais sólidos (Vr): Este volume compreende o volume ocupado pela matriz granular.
- Volume de vazios no esqueleto mineral (VMA): Representa a soma do volume ocupado pelo betume livre e do volume de vazios. Expressa o espaço disponível na matriz granular.

- Volume de betume (Vb): Estabelece o volume total de betume na mistura betuminosa.
- Volume de betume absorvido pelos granulares (Vba); Expressa o volume de betume que penetra nos poros dos granulares. Pode ser expresso usando a massa volumétrica real calculada e a massa volumétrica real medida na mistura asfáltica.
- Volume de betume livre (Vbl): Expressa o volume de betume que não penetra nos poros dos granulares.
- Porcentagem de vazios ocupados pelo ligante (VFB): Corresponde ao volume do ligante em relação ao volume de vazios da matriz granular.

### 2.3.14 Massa Volumétrica Real

A massa volumétrica real é medida diretamente sob a mistura asfáltica com o método A (à água) descrito na norma NF EN 12697-5. Este método é referência para a NF EN 13108-20 para a determinação da percentagem de vazios dos corpos de prova e para o ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório. O valor da densidade dos granulares ( $\rho_g$ ) também pode ser calculado a partir do conhecimento da MVR, da densidade do ligante ( $\rho_b$ ) e do teor de ligante da mistura asfáltica a traves da Equação 2.10 para o teor de ligante externo e 4.11 para o teor de ligante interno.

$$\rho_g = \frac{MVR}{1 + \frac{TL_{ext}}{100} \left( 1 - \frac{MVR}{\rho_b} \right)} \quad (2.10)$$

$$\rho_g = \frac{MVR(100 - TL_{int})}{100 - MVR - \frac{TL_{int}}{\rho_b}} \quad (2.11)$$

Independentemente, a massa volumétrica dos granulares pode ser medida separadamente segundo a norma P 18-559, com estes valores e seus pesos respectivos na mistura e com os dados da massa volumétrica e o teor de ligante, pode ser calculada a Massa Volumétrica Real. Existem duas maneiras de calcular a Massa Volumétrica Real; uma é diretamente sobre a mistura asfáltica seguindo os parâmetros



estabelecidos na norma NF EM 12697-5 e a outra é calculada com a Equação 2.12 e 2.13.

Para o cálculo da MVR tendo em conta o teor de ligante externo:

$$MVRc = \frac{100 + TL_{EXT}}{\frac{\%G_1}{\rho_{G1}} + \frac{\%G_2}{\rho_{G2}} + \dots + \frac{\%G_n}{\rho_{Gn}} + \frac{TL_{EXT}}{\rho_b}} \quad (2.12)$$

Para o cálculo da MVR tendo em conta o teor de ligante interno:

$$MVRc = \frac{100}{\frac{\%G_1}{\rho_{G1}} + \frac{\%G_2}{\rho_{G2}} + \dots + \frac{\%G_n}{\rho_{Gn}} + \frac{TL_{INT}}{\rho_b}} \quad (2.13)$$

Onde:

$\%G_i$  Corresponde à percentagem das frações granulares.

$\rho_i$  Corresponde as Massas Volumétricas dos mesmos.

$\rho_b$  Corresponde a Massa Volumétrica do betume.

### 2.3.15 Massa volumétrica aparente

Este valor é simplesmente determinado pela relação entre a massa do corpo de prova e o volume aparente do mesmo. Este volume pode ser determinado diretamente medindo as dimensões do mesmo ou por pesagem hidrostática parafinada ou não (NF EM 12697-6).

A massa volumétrica aparente do esqueleto mineral pode ser calculada com a expressão 2.14:

$$MVA_g = MVA \left( 1 - \frac{TL}{100 + TL} \right) \quad (2.14)$$

Onde:

MVA<sub>g</sub> Massa volumétrica aparente do esqueleto mineral (g/cm<sup>3</sup>)

MVA Massa volumétrica aparente da mistura (g/cm<sup>3</sup>)

TL Teor de ligante (%)

### 2.3.16 Percentagem de vazios e compacidade

Utilizando os valores obtidos de massa volumétrica real (MVR) e de massa volumétrica aparente (MVA) pode ser calculada a percentagem de vazios e a compacidade com o uso das equações 2.15 e 2.16.

$$C\% = 100 * \frac{MVA}{MVR} \quad (2.15)$$

$$V\% = 100 * \left[ 1 - \frac{MVA}{MVR} \right] \quad (2.16)$$

Os corpos de prova destinados à realização dos ensaios nos diferentes níveis de formulação devem atender as especificações normativas no referente à percentagem de vazios. Este pode ser determinado segundo a norma EN 12697-7 ou NF P98-250-5, por outro lado, a percentagem de vazios pode ser medida pelo método geométrico. Os principais valores das percentagens de vazios estão resumidos na Tabela 2.11.

Tabela 2.11 - Características dos corpos de prova  
(MANUEL LPC 2007)

	Ornierage		Fatiga / Módulo	
	Espessura da placa mm	Percentagem de vazios	Espessura da placa mm	Percentagem de vazios
EB-BBSG e EB-BBME	100	5 a 8	120	5 a 8
EB-BBMA	50	7 a 10		
EB-BBA (se não EB10-BBA D)	100	4 a 7	120	4 a 7
EB10-BBAD	50	4 a 7	120	4 a 7
EB-BBMB e EB-BBMC	50	8 a 11		
EB-GB2	100	8 a 11	120	7 a 10
EB-GB3	100	7 a 10	120	7 a 10
EB-GB4	100	5 a 8	120	5 a 8
EB-EME 1	100	7 a 10	120	7 a 10
EB-EME 2	100	3 a 6	120	3 a 6
BBTM10	50	9 a 16		
BBTM6	50	16 a 22		
	A massa volumétrica aparente das duas placas utilizadas para determinar a profundidade da trilha de roda de um material não deve passar mais de +-1% em relação à massa volumétrica média.			

### 2.3.17 Relações entre os parâmetros

- **Percentagem de vazios e compacidade;** Estes dois são parâmetros complementários como pode ser apreciado na Equação 2.11.

- **Volume de vazios preenchidos pelo ar e pelo betume;** Esta variável é expressa em percentagem com a Equação 2.17.

$$\%v_o = 100 \left( \frac{MVRg - MVAg}{MVRg} \right) \quad (2.17)$$

## 2.4 Desenvolvimento das Misturas Asfálticas

Os procedimentos de preparação das misturas asfálticas consistem, basicamente, em dois conjuntos: os procedimentos que avaliam propriedade ditas empíricas, isto é, que avaliam as misturas asfálticas em relação a parâmetros que não são usados no dimensionamento do pavimento e os procedimentos que avaliam as propriedades fundamentais ao dimensionamento da estrutura do pavimento (Figura 2.7), estabelecidas em 4 níveis:



Figura 2.7 - Níveis de formulação de ensaios (MANUEL LPC 2007)

### Nível 0

No nível realizam-se procedimentos de seleção e caracterização dos granulares (incluindo a curva granulométrica), ligantes e aditivos, de definição dos teores de ligantes a avaliar. (MANUEL LPC 2007)

### Nível 1

No nível 1 realizam-se os procedimentos de avaliação da mistura asfáltica a habilidade de compactação (ensaio de compactação por cisalhamento giratório - PCG), e à resistência à ação da água (ensaio de Duriez).

Analisa-se a habilidade à compactação com o ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG) e a suscetibilidade na água da mistura asfáltica com o ensaio de Duriez (NF 12697-12, método B em compressão). (MANUEL LPC, 2007). Na Tabela 2.12 estão resumidas as especificações relativas à percentagem de vazios para o ensaio da PCG e na Tabela 2.13 para o ensaio de Duriez.

### **Nível 2**

Neste nível realiza-se o procedimento de avaliação da resistência da mistura asfáltica aos riscos de ocorrência dos afundamentos de deformação permanente (*Orniérage*) nas misturas que superaram as restrições dos procedimentos do nível 1. As especificações para este nível se encontram resumidas na Tabela 2.14.

### **Nível 3**

Este nível compreende os procedimentos de Módulo Complexo aplicados às misturas que não foram rejeitadas nos níveis de procedimentos anteriores. É procedimento de determinação de parâmetro fundamental ao dimensionamento da estrutura do pavimento. Este ensaio é feito a diferentes frequências de solicitação (1Hz a 30Hz) e de temperaturas de condicionamento (-10°C a 40°C). Na França, os valores de módulo a 15°C e 10Hz ou 0,2 segundos são os utilizados diretamente nos modelos de cálculo de dimensionamento (MANUEL LPC, 2007).

Os valores mínimos de módulos são apresentados na Tabela 2.15 e para certas aplicações os valores máximos podem ser prescritos.

### **Nível 4**

No nível 4 realizam-se os procedimentos de determinação da resistência à fadiga nas misturas que superaram as restrições até o nível 2 (MANUEL LPC, 2007). Este ensaio é particularmente importante para o caso de pavimentos de elevada categoria no país. As especificações relativas à resistência a fadiga estão estabelecidas na Tabela 2.16.

Tabela 2.12 - Especificações relativas à percentagem de Vazios  
(MANUEL LPC 2007)

Tipo de mistura	Especificações PCG a n giros			Especificações a 10 giros %	
	Número de giros	Percentagem de vazios %			
EB10-BBSG	60	5 a 10	$V_{\min 5} - V_{\max 10}$	≥11	$V10G_{\min 11}$
EB14-BBSG	80	4 a 9	$V_{\min 4} - V_{\max 9}$		
EB10-BBME	60	5 a 10	$V_{\min 5} - V_{\max 10}$	≥11	$V10G_{\min 11}$
EB14-BBME	80	4 a 9	$V_{\min 4} - V_{\max 9}$		
BBTM 6 A	25	12 a 20	$V_{\min 12} - V_{\max 20}$	-	
BBTM 6 B		21 a 25	$V_{\min 12} - V_{\max 25}$		
BBTM 10 A		10 a 18	$V_{\min 10} - V_{\max 18}$		
BBTM 10 B		19 a 25	$V_{\min 19} - V_{\max 25}$		
EB-BBMA	40	6 a 11	$V_{\min 6} - V_{\max 11}$	≥11	$V10G_{\min 11}$
EB-BBMB		7 a 12	$V_{\min 7} - V_{\max 12}$		
EB-BBMC		8 a 13	$V_{\min 8} - V_{\max 13}$		
BBDr tipo 1	40	20 a 25	$V_{\min 20} - V_{\max 25}$	-	
	200	>15	$V_{\min 15}$		
BBDr tipo 2	40	25 a 30	$V_{\min 25} - V_{\max 30}$		
	200	>20	$V_{\min 20}$		
EB10-EME1	80	<10	$V_{\max 10}$	-	
EB10-EME2		<6	$V_{\max 6}$		
EB14-EME1	100	<10	$V_{\max 10}$		
EB14-EME2		<6	$V_{\max 6}$		
EB20-EME2	120	<6	$V_{\max 6}$		
EB14-GB2	100	<11	$V_{\max 11}$		
EB14-GB3		<10	$V_{\max 10}$		
EB14-GB4		<9	$V_{\max 9}$		
EB20-GB2	120	<11	$V_{\max 11}$		
EB20-GB3		<10	$V_{\max 10}$		
EB20-GB4		<9	$V_{\max 9}$		
EB10-BBA C	60	Rolamento: 3 a 7	$V_{\min 3} - V_{\max 7}$	>10	$V10G_{\min 10}$
		Ligação: 4 a 8	$V_{\min 4} - V_{\max 8}$	>11	$V10G_{\min 11}$
EB14-BBA C	80	Rolamento: 3 a 7	$V_{\min 3} - V_{\max 7}$	>10	$V10G_{\min 10}$
		Ligação: 4 a 8	$V_{\min 4} - V_{\max 8}$	>11	$V10G_{\min 11}$
EB10-BBA D	40	5 a 9	$V_{\min 5} - V_{\max 9}$	>9	$V10G_{\min 9}$
EB14-BBA D	60	5 a 9	$V_{\min 5} - V_{\max 9}$	>10	$V10G_{\min 10}$

Tabela 2.13 - Especificações relativas ao comportamento na água  
(MANAL LPC 2007)

<b>Tipo de mistura</b>	<b>ITSR (I/C) % Método B em compressão</b>
EB-BBSG	ITSR <sub>70</sub>
EB-BBME	ITSR <sub>80</sub>
EB-BBA rolamento	ITSR <sub>80</sub>
EB-BBA ligação	ITSR <sub>70</sub>
BBDr	ITSR <sub>80</sub>
BBTM	ITSR <sub>80</sub>
EB-BBME	ITSR <sub>70</sub>
EB-EME	ITSR <sub>70</sub>
EB-GB	ITSR <sub>70</sub>

Tabela 2.14 - Especificações relativas ao ensaio de deformação permanente (MANAL LPC 2007)

<b>Tipo de mistura</b>	<b>Classe</b>	<b>Numero de ciclos</b>	<b>Especificação</b>	
EB-BBSG EB-BBME	1	30000	≤10%	P <sub>10</sub>
	2		≤7,5%	P <sub>7,5</sub>
	3		≤5%	P <sub>5</sub>
EB-BBA	1	10000	≤10%	P <sub>10</sub>
	2		≤7,5%	P <sub>7,5</sub>
	3		≤5%	P <sub>5</sub>
EB-BBM	1	3000	≤15%	P <sub>15</sub>
	2	10000	≤15%	P <sub>15</sub>
	3	30000	≤10%	P <sub>10</sub>
BBTM10	A e B	3000	≤15%	P <sub>15</sub>
BBTM6	A e B		≤20%	P <sub>20</sub>
EB-GB	2 e 3	10000	≤10%	P <sub>10</sub>
	4	30000	≤10%	P <sub>10</sub>
EB-EME	1 e 2	30000	≤7,5%	P <sub>7,5</sub>

Tabela 2.15 Especificações relativas ao módulo (MANAL LPC 2007)

Tipo de mistura	Classe	Módulo 15°C 10Hz ou 0,02s Mpa	
BBSG	1	5500	S <sub>5500</sub>
	2 e 3	7000	S <sub>7000</sub>
BBME	1	9000	S <sub>9000</sub>
	2 e 3	11000	S <sub>11000</sub>
GB	2 e 3	9000	S <sub>9000</sub>
	4	11000	S <sub>11000</sub>
EME	1 e 2	14000	S <sub>1400</sub>
BBA	1 e 2	5500	S <sub>5500</sub>
	3	7000	S <sub>7000</sub>

Tabela 2.16 - Especificações relativas à resistência a fadiga (MANAL LPC 2007)

Tipos de misturas	Classe	Especificação em fadiga E6 10°C, 25Hz µdef
EB-BBSG	1 a 3	ε6 - 100
EB-BBME	1	ε6 - 100
	2 e 3	ε6 - 100
EB-GB	2	ε6 - 80
	3	ε6 - 90
	4	ε6 - 100
EB-EME		ε6 - 100
		ε6 - 130
EB-BBA	1	ε6 - 130
	2	ε6 - 115
	3	ε6 - 100

## 2.5 ENSAIOS EMPÍRICOS DE PREPARAÇÃO DAS MISTURAS

### 2.5.1 Ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG, AFNOR NF P 98-252, 1999)

Este ensaio verifica a habilidade à compactação da mistura asfáltica, através de uma compactação lenta e isotérmica sob baixa compressão estática, executada por um movimento cisalhante ou giratório de uma das suas faces em torno ao eixo de simetria do corpo de prova aplicando um ângulo  $\alpha$ . Este ensaio relaciona o número de giros com a altura do corpo de prova, com a qual é determinada a percentagem de vazios. Estipula-se uma altura mínima do corpo de prova calculada com 0% de vazios, isto é relacionando a MVR e a MVA (Figura 2.8).

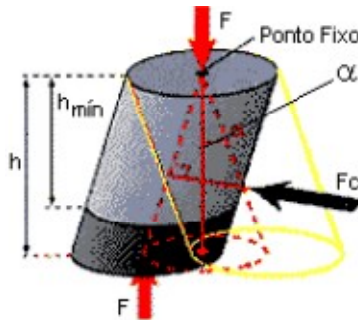


Figura 2.8 - Esquema ilustrativo do funcionamento da PCG (MANUEL LPC, 2007)

Onde:

- $h_{\min}$  Altura mínima para 0% de vazios
- $h$  Altura aparente para N giros
- $F$  Força axial
- $F_c$  Força de cisalhamento
- $\alpha$  ângulo de inclinação

O número mínimo de corpos de prova amostra é de 3 corpos de prova, adotando-se a média dos três valores.

A altura mínima dos corpos de prova está estabelecida em 150mm para moldes com diâmetro interno de  $150\text{mm} \pm 0,1\text{mm}$  ou altura 160mm para moldes de  $160\text{mm} \pm 0,1\text{mm}$ . O tamanho dos moldes depende do tipo da PCG utilizada. As massas dos corpos de prova são calculadas para atingir um corpo de prova final com uma altura de 150mm ou 160mm e com a Massa Volumétrica Real da mistura solta



seca (AFNOR NF EN 12697-5,2003) (BARRA, 2010). Para isto são aplicadas as fórmulas 2.18 e 2.19.

$$M=2,651.MVR \text{ para um diâmetro } \varnothing \text{ de 150mm} \quad (2.18)$$

$$M=3,016.MVR \text{ para um diâmetro } \varnothing \text{ de 160mm} \quad (2.19)$$

Onde:

M Massa do corpo de prova em Kg;

MVR Massa Volumétrica Real da mistura solta seca.

Para a realização do ensaio, devem ser preparados os moldes e os materiais a serem utilizados durante o ensaio. Os passos estabelecidos para este processo são:

- Os moldes e as pastilhas devem ser colocados na estufa por um período de duas horas à temperatura do ensaio. Esta temperatura depende do tipo de betume utilizado, que especifica a temperatura de compactação da amostra.
- Untar os moldes com óleo mineral
- Pesar a massa da mistura a ser colocada.
- Colocar a massa nos moldes, e o conjunto colocá-los na estufa por um período entre 30 minutos e duas horas.

Após os processos de condicionamento do conjunto (materiais e moldes) este é colocado na PCG para o ensaio. Aplica-se o procedimento de pré-carregamento entre 150N a 3000N sem exceder uma faixa de  $\pm 250$ N por um período inferior a 30s. O pré-carregamento é aplicado axialmente sem nenhum outro condicionamento (rotação ou inclinação). Em sequência, inicia-se o processo de rotação e em menos de um semigiro é feito o condicionamento com um ângulo de aplicação da força ( $\alpha$ ) definitivas do ensaio.

A força aplicada no momento do ensaio deve estar ente 11,5KN e 13,5KN, para as PCG equipadas com moldes de diâmetro interno de  $160 \pm 0,1$ mm e entre 10KN e 12KN para as que possuem moldes de  $150 \pm 0,1$ , o que se traduz em uma tensão vertical em torno de 0,6MPa.

Para o caso de verificação a cada giro do eixo, este não pode variar fora da faixa estabelecida de  $\pm 1200N$  ao longo do ensaio (BARRA, 2010).

No referente à rotação do eixo da máquina, não se especifica nada para o caso de que a velocidade seja inferior a 12 giros por minuto. Para uma velocidade de giro ente 12 e 32 giros, deverá ter uma rotação progressiva e de duração entre 10s e 30s respectivamente. Sendo assim, a velocidade de rotação estabelecida deve ser inferior a 32 giros por minuto e com uma precisão de  $\pm 10\%$  (BARRA, 2010).

As alturas para os corpos de prova são expressas em milímetros com uma precisão de  $\pm 0,2mm$ , e são medidas para 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 70, 80 e 100 giros, no mínimo. Ocasionalmente podem ser medidas para 120, 150, 200, 250, 300, 400, e 500 giros (BARRA, 2010).

Com estes dados, calcula-se a percentagem de vazios com a Equação 2.20.

$$\%v = 100 \left( \frac{H_{(ng)} - H_{min.}}{H_{(ng)}} \right) \quad (2.20)$$

Onde:

$\%v$  Percentagem de vazios das misturas asfálticas

$H_{(ng)}$  Altura média dos três ensaios por número de giros especificado das misturas asfálticas (mm)

$H_{(min.)}$  Altura mínima dos corpos de prova (mm)

Com os resultados obtidos gera-se um gráfico de percentagem de vazios no eixo y em escala normal e de número de giros no eixo x em escala logarítmica. A mistura que apresente valores fora das especificações estabelecidas pela norma AFNOR NF P 98-130 a 141 (1993) é considerada como rejeitada. Uma apresentação das restrições estabelecidas para este ensaio é apresentada na Figura 2.9.

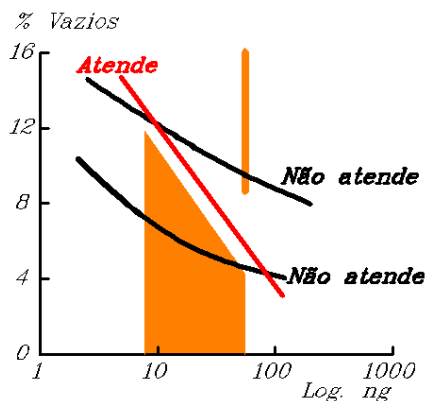


Figura 2.9 - Exemplo de interpretação do ensaio da PCG  
(MANUEL LPC, 2007)

### 2.5.2 O ensaio de Duriez (AFNOR NF P 98-251-1)

Este ensaio permite avaliar a sensibilidade à água da mistura asfáltica tendo em conta a perda da resistência por ação da mesma. Isto é feito a partir da ruptura a compressão simples de 10 ou de 12 Corpos de Prova. As dimensões destes Corpos de Prova dependem do diâmetro máximo nominal da mistura asfáltica estudada. Dependendo do tamanho máximo nominal da mistura asfáltica, o peso para uma mistura com um  $D_{\text{máx.}} \geq 14,0\text{mm}$  é de 3,5kg, com moldes de  $120,0 \pm 0,1\text{mm}$  de diâmetro interno e uma altura mínima de 270mm, para este tamanho devem ser feitos como mínimo 10 corpos de prova. Para um  $D_{\text{máx.}} < 14,0\text{mm}$ , os moldes para este tamanho tem um diâmetro interno de  $80\text{mm} \pm 0,1\text{mm}$  e uma altura mínima de 190mm, neste caso devem ser feitos como mínimo 12 corpos de prova.

Para a realização do ensaio a mistura preparada e os moldes devem ser condicionados na estufa na temperatura de compactação, depois, a mistura deve ser colocada dentro do molde, e com uma prensa de compactação a duplo pistão (com diâmetros externos de  $119,8 \pm 0,05\text{mm}$  para  $D_{\text{máx.}} \geq 14,0\text{mm}$  e  $79,8 \pm 0,05\text{mm}$  para  $D_{\text{máx.}} < 14,0\text{mm}$ ), com uma velocidade de avanço de  $1 \pm 0,1\text{mm/s}$  até atingir uma carga preestabelecida (180kN para  $D_{\text{máx.}} \geq 14,0\text{mm}$  e de 60kN para  $D_{\text{máx.}} < 14,0\text{mm}$ ) a qual é mantida por um período de 5 minutos. As especificações dos moldes e da mistura se encontram resumidas na Tabela 2.17. Depois da compactação dos corpos de prova são calculados os valores das percentagens de vazios, a massa volumétrica aparente, o teor de vazios ocupados pelo ar e pelo betume e os vazios cheios com betume.

Tabela 2.17 - Especificações dos moldes para o ensaio de Duriez  
(MANAL LPC 2007)

Diâmetro máximo nominal (mm)	Diâmetro interno do molde (mm)	Altura do molde (mm)	Pistão (mm)	Massa dos CP (Kg)	Carga de compactação (KN)	No. do CP
D≤14	80±1	190	79,75±0,05	1	60	12
D≥14	120±1	270	119,8±0,05	3,5	180	10

Antes do processo de condicionamento, os corpos de prova são deixados em repouso sobre uma superfície plana por um período de 24 horas. Após este processo, os corpos de prova são divididos em 3 grupos, tendo em conta que a massa volumétrica aparente entre eles não pode ter uma variação superior a 1%. Para o ensaio, é geralmente realizado o condicionamento em duas condições: a seco e após imersão na água por sete dias a uma temperatura de  $18\pm 1^{\circ}\text{C}$ .

Existem varias alternativas de condicionamento para os corpos de prova a ser rompidos a seco (BARRA, 2010):

- Para os ensaios feitos a  $18\pm 1^{\circ}\text{C}$ , os corpos de prova são colocados em uma câmara com controle de umidade do ar ( $50\pm 10\%$ ) por sete dias consecutivos;
- Para os ensaios realizados a  $50\pm 1^{\circ}\text{C}$ , os corpos de prova são conservados a uma temperatura de  $18\pm 1^{\circ}\text{C}$ , com controle de umidade do ar ( $50\pm 10\%$ ), por um período de seis dias consecutivos, e posteriormente a  $50\pm 1^{\circ}\text{C}$  e a mesma umidade por um período de 24 horas;
- Para os testes feitos entre  $0^{\circ}\text{C}$  e  $1^{\circ}\text{C}$ , os corpos de prova são conservados nesta temperatura por um período de 7 dias consecutivos.

Os corpos de prova a serem submetidos ao condicionamento na água, quer seja a  $18\pm 1^{\circ}\text{C}$  ou  $50\pm 1^{\circ}\text{C}$ , devem passar por um processo de desobstrução dos vazios depois de um período de repouso de 24 horas

após a desmoldagem. A desobstrução dos corpos de prova consiste responde a um processo simples:

- Lavar os corpos de prova;
- Aplicação de uma pressão residual a vácuo de 350mmHg±5% por 1 hora ±5min;
- Imersão dos corpos de prova em água e aplicação de uma pressão residual de 350mmHg±5% por duas horas.

Nas diferentes etapas da realização do ensaio são calculadas as diferentes percentagens de saturação com a Equação 2.21.

$$W_{j+k} = 100 \left( \frac{M_{j+k} - M}{M} \right) \quad (2.21)$$

Onde:

- $W_{j+k}$  Percentagem de saturação aos j dias e k horas de imersão;  
 M Massa inicial do corpo de prova;  
 $M_{j+k}$  Massa do corpo de prova a j dias e k horas de imersão.

Durante o período de imersão da água devem ser registradas as massas dos corpos de prova no segundo, quarto e sétimo dia de condicionamento após uma rápida secagem do excesso de água.

Após os períodos de condicionamento, os corpos de prova são ensaiados a compressão axial com uma velocidade de avanço de  $1 \pm 0,1$  mm/s. Os valores resultantes tanto dos corpos de prova condicionados a seco como os condicionados na água devem ser comparados e verificados segundo a norma referente à sua classificação (AFNOR NF P 98-130 a 141, 1993)

### **2.5.3 Ensaio de deformação permanente ou *orniérage* (AFNOR NF P 98-253-1, 1993)**

Este ensaio mede a formação da trilha de roda em placas de misturas asfálticas de 150mm de largura, 500mm de comprimento e de 50 ou 100mm de espessura na passagem de um eixo com uma frequência constante de passo de 1Hz e uma temperatura de condicionamento de 60°C. Estas placas podem ser moldadas no

laboratório (AFNOR NF P 98-250-2, 1991) ver Figura 2.10 ou retiradas do campo.

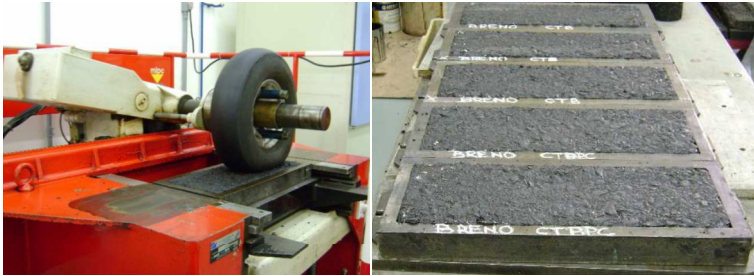


Figura 2.10 - Placas de misturas asfálticas durante (a) e após (b) o processo de moldagem (BARRA, 2009)

O ensaio de deformação permanente é realizado em duas placas simultaneamente e está subdividido em três sistemas principais:

- Uma câmara de condicionamento capaz de atingir uma temperatura de  $70^{\circ}\text{C}$ , mas para efeitos do teste, o condicionamento deve ser feito a  $60^{\circ}\text{C}$  durante todo o processo do ensaio. A fim de garantir a homogeneidade na temperatura das placas, estas são deixadas em condicionamento térmico por um período não inferior 4 horas;
- Um eixo que solicita as placas com uma frequência constante de 1Hz, o qual passa sempre pela mesma trilha. Os esforços produzidos pelo eixo são transmitidos às placas por pneus de borracha de textura lisa com uma carga de 5KN e uma pressão de inflação de 0,6MPa. Um ciclo de solicitação é considerado como uma passagem de ida e volta do eixo;
- Um sistema de medição de deslocamentos em 15 pontos diferentes das placas (ver Figura 2.11) após 0, 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 30000 ciclos, obtendo o afundamento gerado pela passagem do eixo após cada um dos ciclos.

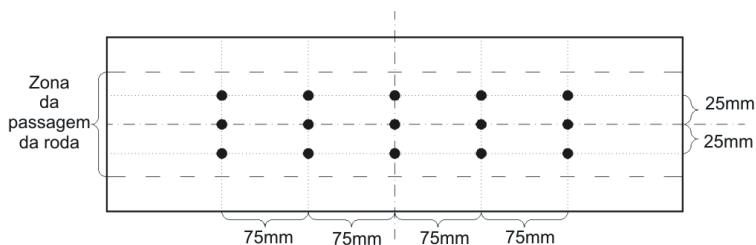


Figura 2.11 - Esquema do posicionamento das medições nas placas submetidas ao ensaio de deformação permanente (MANUEL LPC 2007)

O ensaio deve ser interrompido quando existe um afundamento superior ao 10% para as misturas classe 1, 7,5% para as misturas classe 2, e 5% para classe 3. As misturas que aprovam os parâmetros estabelecidos por norma, apresentam um bom comportamento no campo e não vão gerar problemas de deformação permanente.

As misturas asfálticas se encontram classificadas segundo a classe à qual pertencem para que sejam aplicados os parâmetros de severidade, os quais foram adotados tendo em conta as condições climáticas da França. Segundo BARRA (2010), em geral as misturas asfálticas para ter um padrão de severidade, nas misturas asfálticas se apresentam os seguintes cenários:

- Misturas Classe 1: São as destinadas a regiões com uma temperatura ambiente em torno de 15°C, temperatura que é considerada como equivalente na metodologia francesa.
- Misturas Classe 2: As condições climáticas das regiões nas quais são aplicadas as misturas apresentam um elevado gradiente térmico ao longo do ano.
- Misturas Classe 3: Este tipo de misturas é aplicado em condições de tráfego particulares, assim como quando se apresentam temperaturas ambiente constantemente elevadas.

Tendo em conta os parâmetros antes descritos, no Brasil, as classes mais comumente aplicadas são as Classes 2 e 3, dependendo da região em análise, sendo a classe 3 a mais apropriada para este caso em particular (BARRA, 2010).

Segundo MOMM (1998), quando uma mistura asfáltica apresente performances de acordo com os limites especificados para o ensaio de deformação permanente, no campo, não apresentará problemas de formação de trilha de roda.

Para o cálculo das percentagens do afundamento em trilha de roda é utilizada a Equação 2.22.

$$Y = A \left( \frac{N}{1000} \right)^b \quad (2.22)$$

Onde:

- Y Profundidade do deslocamento a N ciclos
- A Profundidade do deslocamento a 1000 ciclos
- N Número de ciclos
- b Inclinação da reta em coordenadas logarítmicas

## 2.6 ESCOLHA DA FORMA DOS CORPOS DE PROVA PARA OS ENSAIOS FUNDAMENTAIS

Segundo Huet (1963) a geometria trapezoidal é a mais adequada à elaboração dos corpos de prova. Esta conclusão foi obtida a través do estudo de um perfil considerado de igual resistência ao perfil prismático com forma parabólica (Figura 2.12), sendo solicitada com a aplicação de uma carga no extremo livre. Ainda que seja possível a determinação do módulo complexo com a utilização de corpos de prova prismáticos, é conveniente que a seção submetida às tensões mais elevadas na qual se produzirá a ruptura esteja afastada dos engastes ou pontos de apoios, especialmente nos ensaios de fadiga. Nas proximidades dos pontos de apoios ou engastamento, não se sabe a distribuição e a intensidade exata das tensões. Pelo princípio de Saint Venant, a ruptura deve ocorrer fora da influência dos apoios. Por esta razão, é recomendável que a zona de engaste fique afastada da zona de ruptura, sendo que a área mais solicitada encontre-se na parte central do corpo de prova (HUET, 1963).



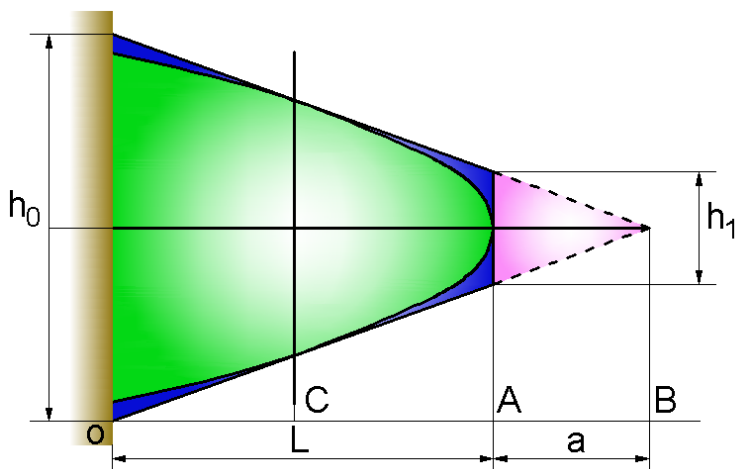


Figura 2.12 – Perfil trapezoidal dos corpos de prova (HUET, 1963)

A partir da forma parabólica apresentada na Figura 2.12 e complementando a figura a partir do prolongamento das tangentes laterais e a tangente traçada no topo da parábola apresentada, se observa a formação de uma Figura trapezoidal determinada pela dimensão  $L$  ( $\overline{OA}$ ) que representa a altura do trapézio, assim como a base maior ( $h_0$ ) e a base menor ( $h_1$ ). Tendo em conta o perfil parabólico, verifica-se que a zona de ruptura se encontra no ponto C, com uma distância simétrica com A e com B (HUET, 1963 apud BARRA, 2009).

## 2.7 ENSAIOS FUNDAMENTAIS DE PREPARAÇÃO DAS MISTURAS

### 2.7.1 Ensaio de Módulo Complexo (AFNOR NF P 98-260-2)

O ensaio de módulo complexo em misturas asfálticas determina a rigidez da mistura sob condicionamentos de frequências e temperaturas. Este ensaio é feito aplicando uma flexão alternada contínua (Figura 2.13). O deslocamento imposto para a realização do ensaio deve ser muito pequeno para impedir que os corpos de prova analisados entrem no fenômeno da fadiga do material.

No ensaio de Módulo, é feita a medição de dois parâmetros importantes, isto é; a força resultante de um deslocamento aplicado e o ângulo de defasagem entre a força e o deslocamento. A mistura asfáltica é um material visco-elástico. O deslocamento é retardado em relação à força; este retardo é definido como uma defasagem entre os sinais de

força e de deslocamento, é o chamando ângulo de fase. Este valor expressa a componente viscosa da rigidez da mistura asfáltica.

Com os valores da amplitude da força e do deslocamento e o ângulo de fase, calculam-se os valores do módulo viscoso ( $E_2$ ) e do módulo elástico ( $E_1$ ) da mistura asfáltica, nas diversas temperaturas e frequência de solitação.

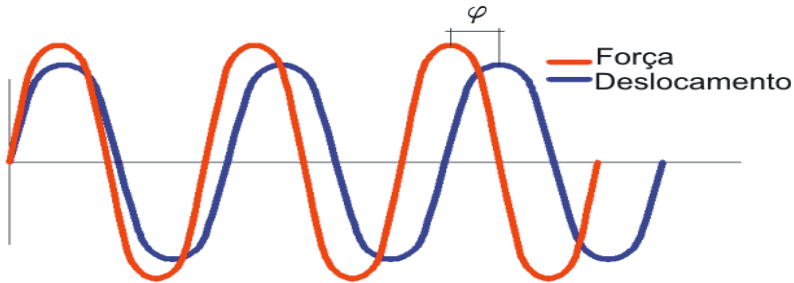


Figura 2.13 - Gráficos de força e deslocamento em corpos de prova viscoelásticos

Os ensaios de módulo complexo e de fadiga são realizados por solitação de sinal senoidal contínuo, em corpos de prova trapezoidais, com engastamento na base maior, com solitação na base inferior. Os corpos de prova solicitados provêm do corte de placas, que podem ser feitas no laboratório na máquina de compactação ou de campo. Os corpos de prova são cortados por serragem em ambiente molhado nas de 250mm de altura, 25mm de espessura, 70mm ou 56mm de base maior e de 25mm de base menor, todas as dimensões possuem uma precisão de  $\pm 1$ mm, ver Figura 2.14.

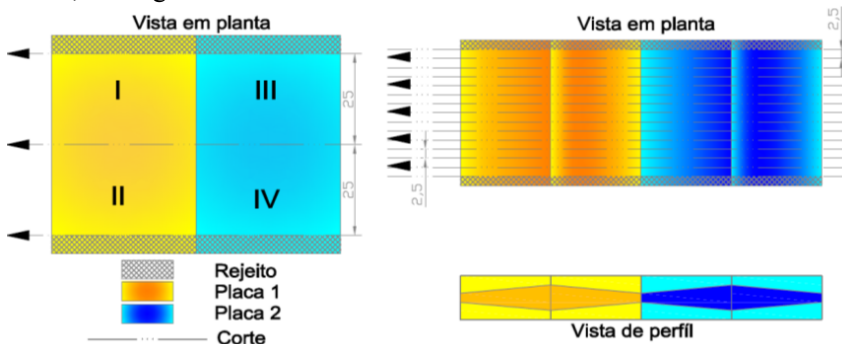


Figura 2.14 - Lógica do corte das placas (medidas em cm)

Os corpos de prova são retirados respeitando a direção de compactação e a direção de sollicitação.

Após do corte, os corpos de prova são deixados em um período de repouso de 15 dias a 3 meses a uma temperatura inferior a 30°C (18°C preferivelmente) para evitar deformações posteriores ocasionadas pelas altas temperaturas. Este período de repouso procura eliminar os efeitos higroscópicos ocasionados pelo processo de corte das placas. Processo que utiliza água em abundância para evitar o superaquecimento do ligante asfáltico e permitir a menor modificação possível nos corpos de prova finais quando comparados com seu estado dentro da placa original.

O seguinte processo é o de triagem para a seleção dos corpos de prova, o qual leva em consideração três critérios; um tendo em conta a geometria dos corpos de prova (dimensões), outro a percentagem de vazios dos mesmos e por último tendo em conta a Massa Volumétrica Aparente (MVA) da mistura.

As dimensões devem cumprir os parâmetros estabelecidos por norma para manter a homogeneidade nos corpos de prova que estão sendo testados. Com este intuito, a norma calcula os coeficientes de forma  $K_{\sigma}$ ,  $K_{\varepsilon}$  (Equações 2.23 e 2.24).

$$K_{\sigma} = \frac{3 \cdot h}{2 \cdot e \cdot b \cdot (B - b)} \quad (2.23)$$

$$K_{\varepsilon} = \frac{(B - b)^2}{8 \cdot b \cdot h^2 \cdot \left[ \frac{(B - b) \cdot (3 \cdot B - b)}{2 \cdot B^2} - \ln \frac{B}{b} \right]} \quad (2.24)$$

Onde:

$K_{\sigma}$  e  $K_{\varepsilon}$  Coeficientes relacionados às dimensões do corpo de prova ( $\text{mm}^{-1}$ )

h Altura do corpo de prova (mm)

B Base maior do corpo de prova (mm)

b Base menor do corpo de prova (mm)

e Espessura do corpo de prova (mm)

A triagem dos corpos de prova inicia com a seleção dos corpos que possuam as dimensões dentro dos padrões normatizados, quer dizer, cada uma das dimensões características dos corpos de prova prismáticos devem ter uma precisão de  $\pm 1$  mm. O desvio padrão do volume de vazios deve ser  $\leq 0,5\%$ , e a massa específica volumétrica em cada corpo de

prova não pode exceder 1% do valor da média do lote formado pelo menos de quatro corpos de prova.

Os corpos de prova trapezoidais utilizados para o ensaio do módulo complexo, respondem aos mesmos critérios de seleção dos ensaios de fadiga, onde são testados 2 grupos de 4 ou como mínimo 3 corpos para cada nível de deformação. No total são 3 níveis de deformação para o ensaio de fadiga, o que quer dizer que são utilizados 24 ou como mínimo 18 corpos de prova para o ensaio de fadiga e 4 para o ensaio do módulo. Os corpos de prova submetidos ao ensaio do módulo podem ser testados posteriormente no ensaio de fadiga, todo isto depende dos critérios de seleção e da disponibilidade dos mesmos.

Para cada lote de corpos de prova submetidos ao mesmo nível de deformação o valor do coeficiente  $K_e$  obtido a partir da Equação 2.24, deve ser  $\leq 1\%$ .

Após o processo de seleção dos corpos de prova (dos quais 4 são testados para módulo complexo) é feita uma aferição do deslocamento fornecido com o uso de corpos de prova de material elástico, os quais possuem uma impedância de  $350 \pm 50 \text{ N/mm}$  (duralumínio geralmente). O deslocamento imposto no corpo de prova deve produzir uma deformação na ordem das microdeformações para não sair do domínio lineal da mistura asfáltica. As flechas de deslocamento e as amplitudes das deformações devem ser inferiores a  $65 \mu\text{m}$  e a  $50 \mu\text{def}$ , respectivamente. As tensões são calculadas com o uso da Equação 2.25.

$$\sigma_{\text{máx.}} = K \sigma \cdot F \quad (2.25)$$

Onde:

- $\sigma_{\text{máx}}$  Tensão máxima no Corpo de Prova
- $K \sigma$  Coeficiente relacionado às dimensões do CP ( $\text{mm}^{-1}$ )
- $F$  Força aplicada na base menor do Corpo de Prova (N)

As deformações são calculadas com o uso da Equação 2.26.

$$\varepsilon_{\text{máx.}} = K \varepsilon \cdot f(h) \quad (2.26)$$

Onde:

- $\varepsilon_{\text{máx}}$  Deformação máxima no corpo de prova ( $10^{-6}$ )
- $K \varepsilon$  Coeficiente relacionado às dimensões do CP ( $\text{mm}^{-1}$ )

f(h) Flecha de deslocamento aplicada na base menor do CP ( $\mu\text{m}$ )

Os corpos de prova selecionados após a triagem são colados nos suportes, superior e inferior (Figura 2.15), e permanecem em repouso por um período não inferior a 24 horas.

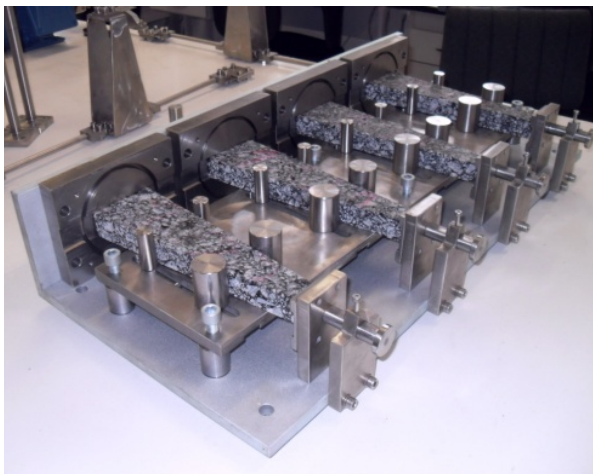


Figura 2.15 - Colagem dos corpos de prova nos suportes metálicos

Após o processo de colagem, cada um dos corpos de prova (com os seus respectivos suportes) são localizados e fixados na máquina de fadiga, e mantidos em condicionamento térmico (geralmente realizados, mas não limitados a  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $0^{\circ}\text{C}$ ,  $10^{\circ}\text{C}$ ,  $15^{\circ}\text{C}$ ,  $20^{\circ}\text{C}$ ,  $30^{\circ}\text{C}$  e  $40^{\circ}\text{C}$ ) por no mínimo 6 horas na temperatura inicial da sequência escolhida, sempre iniciando pela menor. Sequencialmente, para as próximas temperaturas, o período de condicionamento térmico é de 4 horas.

No ensaio de módulo complexo, os corpos de prova também são submetidos a várias frequências de solicitação, para o caso, geralmente são testadas a 1, 3, 10, e 30Hz, mas podem ser inclusas outras frequências para serem analisadas, dependendo do critério do projetista.

No processo do ensaio, são obtidos os dados de força e deslocamento no topo do corpo de prova durante um período de 30 segundos consecutivos de solicitação, este procedimento é realizado para cada temperatura e frequência de condicionamento. Para os

cálculos são utilizados unicamente os últimos 10 segundos de sollicitação.

Neste momento, a Universidade Federal de Santa Catarina se encontra no processo de desenvolvimento do único modelo brasileiro para os ensaios de fadiga e de módulo complexo, baseado nos princípios conceptivos franceses. Neste modelo, as forças são obtidas com células de carga e os deslocamentos com sensores de efeito hall. Para efeitos de condicionamento, a máquina conta com duas câmeras, uma cumpre a função de condicionamento dos corpos de prova na temperatura do ensaio e a outra faz um pré-condicionamento do ar que vai servir de suprimento para a câmara de condicionamento principal. A sollicitação é fornecida por um motor de indução de eixo duplo comandado por um frequencímetro pré-programado. A rotação do motor é traduzida em deslocamento horizontal por um excêntrico, e este deslocamento é transmitido a um oscilador encarregado de reduzir significativamente este mesmo. (ver Figura 2.16).

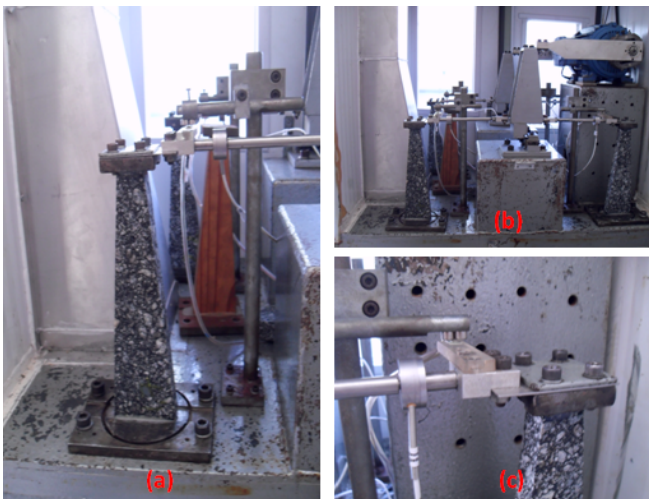


Figura 2.16 - (a) Localização do CP na máquina. (b) Vista do motor, excêntrico, oscilador e hastes de transmissão. (c) Célula de carga e sensor de efeito Hall.

Após a obtenção dos dados, é possível calcular a defasagem (ângulo de fase) entre a tensão aplicada e a deformação resultante, e a partir destes dados, a obtenção do módulo complexo das misturas (HUET, 1963).

Uma maneira mais simples de definir o módulo complexo é apresentado na Equação 2.27 (DE LA ROCHE, 1996).

$$E^*=E_1+iE_2 \quad (2.27)$$

Onde:

$E_1$  Parte real que representa a energia armazenada no material e que pode ser recuperada

$E_2$  Parte imaginária que representa a energia perdida por atrito interno do material, correspondente ao comportamento viscoso irreversível.

No final do ensaio do módulo complexo, resultam uma planilha com os valores de temperatura e frequência de condicionamento, módulo elástico ( $E_1$ ), módulo viscoso ( $E_2$ ), defasagem ( $\phi$ ), o módulo complexo ( $E^*$ ).

### **2.7.2 Ensaio de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993)**

O ensaio de fadiga, assim como o ensaio de módulo complexo na metodologia francesa, é realizado a flexão alternada contínua em corpos de prova trapezoidais, com as mesmas especificações estabelecidas no ensaio anterior.

O condicionamento térmico dos corpos de prova é realizado a uma temperatura de 10°C, temperatura na qual a maioria das misturas asfálticas que utilizam CAPs convencionais possuem a parcela imaginária mais alta. A frequência de solitação esta estipulada em 25Hz.

Para a realização do ensaio de fadiga existem 3 maneiras diferentes de estabelecer a solitação; a primeira é a deslocamento controlado, e desta maneira vai ser medida a força necessária para produzir o deslocamento imposto. Logicamente, no transcurso do ensaio, a força necessária para produzir o deslocamento diminui; A segunda forma é com força controlada, e desta maneira vão ser tiradas as medições do deslocamento produzido com a força imposta, no transcurso do ensaio, a força necessária para atingir o deslocamento imposto aumenta; E a terceira maneira de realizar o ensaio é com

energia controlada. No laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) é realizado o ensaio de fadiga com deslocamento controlado.

Para o ensaio de fadiga os corpos de prova são separados em 3 grupos (respondendo a critérios estabelecidos na triagem), cada grupo esta composto de 8 corpos de prova ou como mínimo 6. Quer dizer, que para o ensaio são utilizados 24 corpos de prova ou como mínimo 18.

Para cada grupo é assinado um nível de deformação pré-calculado estando dois destes na faixa de  $10^4$  e  $10^6$  ciclos e com um ciclo acima de  $10^6$ .

No ensaio de fadiga, os corpos de prova são submetidos a condicionamento; térmico de  $10^{\circ}\text{C}$ ; de solicitação de 25Hz; e no caso dos ensaios realizados no laboratório de pavimentação da UFSC, um deslocamento controlado, que produz uma deformação igualmente controlada. Desta maneira, os dados de leitura do ensaio são os de força, os quais são registrados em conjunto com o tempo do ensaio. O lapso de tempo transcorrido entre o início do teste e o final do mesmo (considerado quando se alcança a metade da força inicial aplicada ao corpo de prova), permite estabelecer o número de ciclos de solicitação que o corpo de prova resiste. Sendo assim, os parâmetros finais para o ensaio, por cada corpo de prova estudado são; deformação aplicada e número de ciclos de duração do ensaio até completar a sua vida em fadiga.

O diagrama de esforços presentes no corpo de prova quando submetido a uma solicitação sinusoidal no topo do mesmo, preconizam a ruptura no terço meio. Isto evita a influencia das bordas durante o ensaio. Consequentemente, a ocorrência da ruptura ocasionada pelo ensaio de fadiga deve estar preferencialmente localizada no terço médio do corpo de prova, onde se encontra a região mais solicitada.

Existem casos nos quais a falha pode estar localizada nos terços localizados nos extremos do corpo de prova, para o qual, outros fatores (além da própria fadiga do material) podem ter produzido a falha. Sendo assim, cada caso deve ser analisado separadamente, ou, em caso de dúvidas sobre o processo, o resultado da amostra deve ser descartado.

Com os dados de deformação e numero de ciclos obtidos para cada corpo de prova, de cada nível de deformação, é realizada uma análise estatística prevista na norma AFNOR NF P 98-261-1 (1993) para a verificação da normalidade da série de dados obtidos, para conhecer se a função logarítmica de fadiga calculada satisfaz a distribuição dos



pontos. E o desvio padrão dos resíduos indica o grau de afastamento dos resultados

com relação à reta da fadiga, sendo melhores quanto mais próximos estiverem.

Para a análise estatística dos resultados obtidos no ensaio de fadiga, também é calculada a hipérbole com 95% de confiança. Ademais desta hipérbole, é determinada a variação da deformação admissível e a variação admissível ( $\Delta\varepsilon_6$ ) que esta deformação pode atingir dentro das hipérbolas para  $10^6$  ciclos.

Logo após, calcula-se a força inicial aplicada aos corpos de prova necessária para produzir os deslocamentos ao longo dos ensaios. Com isto, somado aos dados obtidos anteriormente, é possível estimar o módulo da mistura testada, e a tensão estimada a ser aplicada nos corpos de prova para  $10^6$  ciclos ( $\sigma_6$ ) é calculada com a expressão 2.38.



### **Capítulo 3 PARÂMETROS FUNDAMENTAIS PARA O DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO**

#### **3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

Os pavimentos rodoviários em concreto asfálticos são estruturas constituídas de materiais diversos construídas em diversas camadas e espessuras de modo a resistir às solicitações das cargas repetitivas e itinerantes do tráfego no horizonte de planejamento. Como qualquer estrutura em engenharia, as dimensões das camadas do pavimento devem ser definidas por métodos racionais, isto é, que utilizem os parâmetros fundamentais, o módulo de rigidez e a deformação admissível obtida a partir do ensaio de fadiga.

No caso concreto, estes parâmetros das camadas de concreto asfálticos devem ser determinados no domínio dos materiais viscoelásticos, das temperaturas do ambiente e das velocidades das solicitações das cargas, das modelações matemáticas que tem em conta a viscoelasticidade dos materiais sob o regime de solicitação verificado em campo. Acrescente-se ainda, estes parâmetros determinados em laboratório devem ser relacionados com a situação de campo com auxílio de fatores laboratório/campo bem conhecidos.

Este capítulo ocupa-se da atualização conceitual destes dois parâmetros das misturas asfálticas: o módulo complexo e a fadiga.

#### **3.2. O MÓDULO COMPLEXO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS**

O módulo complexo exprime a rigidez dos materiais viscoelásticos. Revela, no domínio linear, o caráter viscoso e o caráter elástico, cuja determinação depende das condições ambientais (temperaturas, umidade...), do tipo de solicitação (temporal, frequencial, flexão, tração, torção..., alternado, contínuo, intermitente...), do tamanho da solicitação (domínio das pequenas deformações...).

O caráter visco-elástico linear das misturas asfálticas provoca, nas solicitações de flexão alternada, no domínio das pequenas deformações, um retardo da resposta do material, a deformação, em relação ao carregamento aplicado, a tensão aplicada, designado como ângulo de fase entre os dois sinais. Se o material é puramente elástico, este ângulo de defasagem aproxima-se do valor  $0^\circ$  e se o material é puramente viscoso aproxima-se do valor de  $90^\circ$  (HUET, 1963). A figura

3.1 ilustra esta defasagem entre a força e deslocamento no carregamento senoidal de um material viscoelástico.

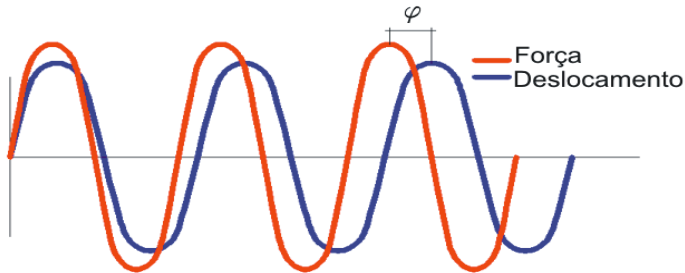


Figura 3.1 – Gráficos de força e deslocamento sob solicitação senoidal dos materiais viscoelásticos.

De maneira simples, o módulo complexo pode ser definido pela seguinte equação (MOMM, 1998; de la ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996; BARRA, 2009) (Equação 3.1)

$$E^* = E_1 + iE_2 \quad (3.1)$$

Onde:

$E^*$  Módulo complexo;

$E_1$  Parte real que representa a energia armazenada no material e que pode ser recuperada ou a parte elástica, este valor está associado ao comportamento elástico do material.

$E_2$  Parte imaginária que representa a energia perdida por atrito interno do material (comportamento viscoso irreversível). Este valor representa a energia produzida por atrito interno do material (RIVIERE, 1996);

$i$  Número complexo definido por  $i^2 = -1$

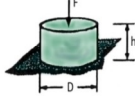
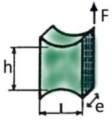
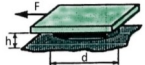
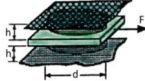
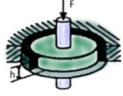
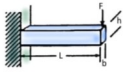
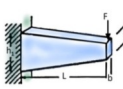
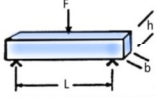
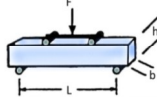
O módulo complexo é definido pela soma da parcela real e da parcela viscosa no domínio do número complexo. A norma do módulo fica definida pela equação da distância cartesiana (equação 3.2) entre a origem e as coordenadas do ponto em referência ( $E_1$  e  $E_2$ ) (OTTO, 2009).

$$|E^*| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (3.2)$$

Existem vários ensaios que permitem medir o módulo complexo, diferentes formas e sentidos de aplicação do carregamento, diferentes sinais de carregamento aplicado, forma do corpo de prova, assim como diferentes forma de engastamento, etc. (Tabela 3.1).

Os ensaios de módulo complexo podem ser feitos segundo o estado de esforços; a tração-compressão, flexão com 2, 3 e 4 pontos de apoio e cisalhamento. Estes, por sua vez, podem ser divididos em dois grupos (DI BENEDETTO e De La ROCHE, 1998): os ensaios ditos homogêneos, para os quais obtêm diretamente as tensões e deformações; os ensaios ditos não homogêneos, para os quais a obtenção das tensões e deformações dá-se considerando a estrutura geométrica do corpo de prova (BARRA, 2009).

Tabela 3.1 – Principais ensaios de módulo complexo existentes  
(FRANKEN et al, 1996 apud de la ROCHE, 1996)

Ensaio	Esquema do princípio	Fator de forma $\phi_{\gamma}$	Fator de massa	Referência
Tração compressão, com ou sem confinamento		$\frac{h}{\pi D}$	-	(CHARIF, 1991) (DOUBBANEH, 1995)
Cisalhamento		$\frac{l}{he}$	-	(ASSI, 1981)
Cisalhamento a altura constante		$\frac{h}{\pi D^2}$	-	(KENNEDY 48L 48L, 1994)
Shearing Test Machine		$\frac{h}{\pi D^2}$	-	(LEMPE 48L 48L, 1992)
Co-Axial Shear Test		$\frac{\ln \frac{d}{D}}{2\pi D^2}$	-	(GÜBLER, 1990)
Flexão 2 Pontos		$\frac{4l^3}{bh^3}$	$\frac{M}{4} + m$	(FRANKEN 49L 49L, 1994)
Flexão 2 Pontos		$\frac{12L^3}{b(h_1 - h_2)} \left[ \left( 2 - \frac{h_2}{h_1} \frac{h_2}{h_1} - \frac{3}{2} - \ln \frac{h_2}{h_1} \right) \right]$	$0,135M + m$	(HUET, 1963) (CHAUVIN, 1992)
Flexão 3 Pontos		$\frac{24L^3}{4\pi bh^3}$	$0,5M + m$	(MYRE, 1992)
Flexão 4 Pontos		$\frac{2L^3 - 3Ll^2 + L^3}{8bh^3}$	$,5M + m$	(PRONK, 1996)

\* M Massa do corpo de prova

m Massa do equipamento motor

No ensaio de cisalhamento, o fator de forma é dado pelo cálculo de G

O módulo complexo é a relação entre a amplitude complexa da tensão senoidal de pulsação  $\omega$  aplicada ao material na forma da equação 3.3 e a amplitude complexa da deformação senoidal que resulta num regime constante. Esta função expressa o caráter viscoelástico linear das misturas asfálticas na ordem das pequenas deformações, em que a resposta possui uma defasagem em relação às tensões aplicadas, razão que permite calcular o ângulo de fase ou defasagem  $\varphi$  entre os sinais (tensão aplicada e deformação produzida) da forma expressa na equação 3.4.

$$\sigma = \sigma_0 \sin(\omega t) \quad (3.3)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \sin(\omega t - \varphi) \quad (3.4)$$

Sendo assim, o módulo complexo pode ser definido pelas equações 3.5 a 3.8 (RIVIÈRE, 1996; de la ROCHE, 1996; MOMM, 1998; CASTAÑEDA, 2004; BARRA, 2009).

$$\sigma(t) = \text{Im}[\sigma_0 e^{i\omega t}]; \text{ com } \sigma^*(t) = \sigma_0 e^{i\omega t} \quad (3.5)$$

$$\varepsilon(t) = \text{Im}[\varepsilon^*(t)]; \text{ com } \varepsilon^*(t) = \varepsilon_0 e^{i(\omega t - \varphi)} \quad (3.6)$$

$$E^*(t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0 e^{-i\varphi}} = |E^*| e^{i\varphi} \quad (3.7)$$

$$\omega = 2\pi f \quad (3.8)$$

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;
- $\sigma^*$  Valor da tensão complexa no tempo  $t$ ;
- $\varepsilon^*$  Valor da deformação complexa no tempo  $t$ ;
- $\sigma$  Valor da tensão no tempo  $t$ ;
- $\varepsilon$  Valor da deformação no tempo  $t$ ;
- $\omega$  Pulsação do sinal
- $f$  Frequência de solitação
- $\varphi$  Retardo da resposta da deformação em relação à tensão aplicada (ângulo de fase ou defasagem)

Nos ensaios de módulo complexo com utilização de corpos de prova trapezoidais os valores das parcelas elásticas (E1), das parcelas viscosas (E2), bem como das tensões e deformações máximas, são calculados com base nas características geométricas dos mesmos com o uso das equações 3.9 a 3.12 (de la ROCHE, 1996; CASTAÑEDA, 2004).

$$\varepsilon_{m\acute{a}x} = \frac{(h_1 - h_2)^2}{8L^2 h_2 \left( \ln \frac{h_1 (h_1 - h_2) (3h_1 - h_2)}{2h_1^2} \right)} D \quad (3.9)$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{2L}{2eh_1(h_2 - h_1)} F \quad (3.10)$$

$$E_1 = \gamma \left( \frac{F}{D} \cos \varphi + \mu \omega^2 \right) \quad (3.11)$$

$$E_2 = \gamma \left( \frac{F}{D} \sin \varphi \right) \quad (3.12)$$

Onde:

- $\varepsilon_{m\acute{a}x}$  Deformação máxima;
- $\sigma_{m\acute{a}x}$  Tensão máxima;
- h1 Base maior do corpo de prova;
- h2 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.
- $\omega$  Pulsação do sinal;
- $\gamma$  Fator de forma, dependente das dimensões do corpo de prova
- $\mu$  Fator de massa, leva em consideração se necessário, a massa do corpo de prova M e, a massa móvel do equipamento m
- $\varphi$  Ângulo de fase ou de retardo (defasagem) da deformação em relação à tensão aplicada.

HUET (1963) desenvolveu um método de impedância de comportamento viscoelástico de materiais hidrocarbonetos (misturas asfálticas), e destacou a importância dos ensaios de módulo complexo e fadiga a flexão alternada (sinal de carregamento senoidal), aplicada de forma contínua.



### 3.2.1. Representações gráficas do ensaio de módulo complexo

Existem várias maneiras de representar, graficamente, módulo complexo das misturas asfálticas, dentre as quais destaca-se: Curvas isócronas, curvas isotérmicas, curva de equivalência frequência temperatura, plano Cole-Cole, espaço de Black (BARRA, 2009; DONGMO,2005; CASTAÑEDA, 2004; MOMM, 1998; De La ROCHE,1996).

As curvas isócronas (figura 3.2) relacionam o módulo de rigidez complexo com a temperatura nos diferentes níveis de frequências do ensaio. As curvas isócronas evidenciam a susceptibilidade térmica da mistura asfáltica.

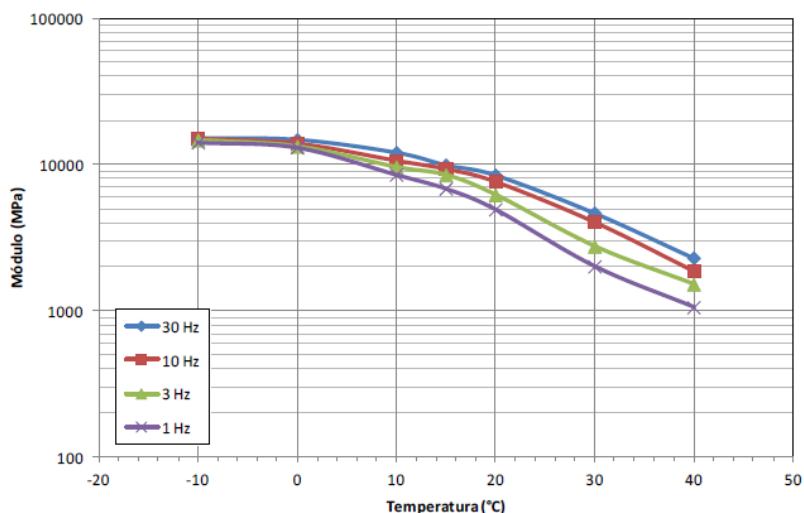


Figura 3.2 – Curvas isócronas do módulo (JUNKO, 2012)

As curvas isotérmicas (figura 3.3) relacionam os valores do módulo de rigidez complexo com os diferentes níveis de frequência em função da temperatura de teste. Este gráfico avalia a susceptibilidade cinética (comportamento observado com a variação da frequência) da mistura asfáltica observando a variação da inclinação das curvas em cada uma das temperaturas ensaiadas.

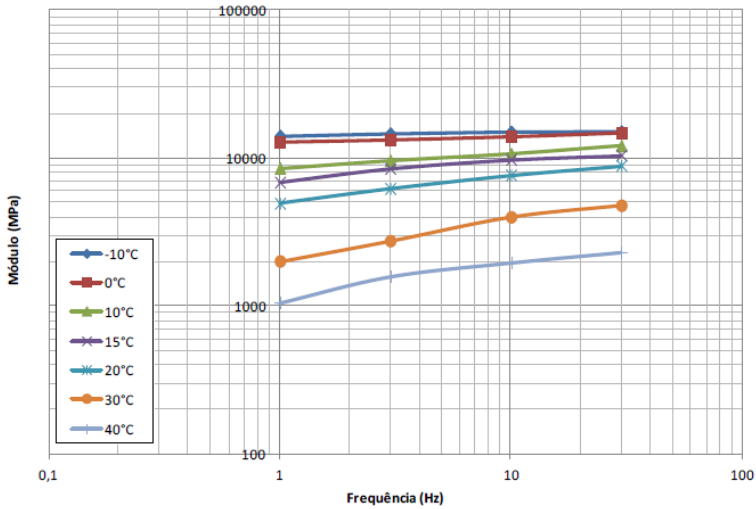


Figura 3.3 – Curvas isotérmicas do módulo (JUNCO, 2012)

Com a finalidade de apreciar mais facilmente o comportamento da mistura asfáltica ante a variação da frequência, as diferentes curvas produzidas no ensaio podem ser trasladadas tomando como base uma temperatura de referência ( $T_R$ ), esta temperatura é escolhida para a construção de uma única curva representativa, isto é, com a utilização de diversos modelos de ajuste (William Landel, Arrhenius ou gráfico) para a translação das curvas de forma paralela ao eixo das abscissas. Esta curva é conhecida como curva mestre de frequência temperatura (figura 3.4).

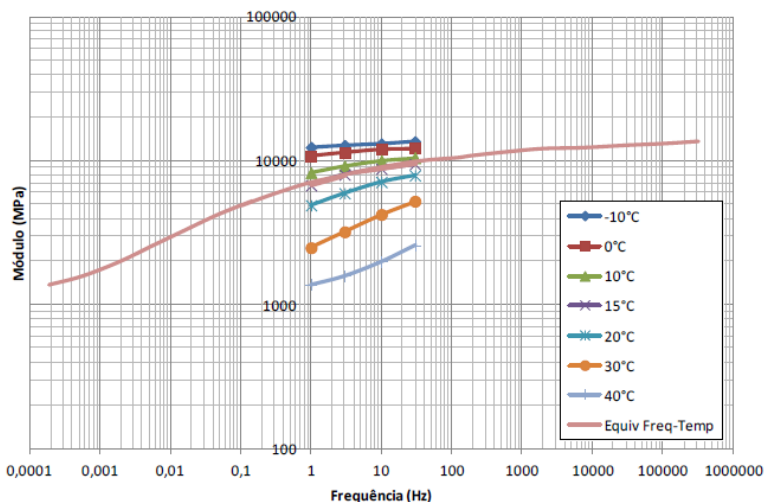


Figura 3.4 – Curva mestre de frequência temperatura (JUNKO, 2012)

Da análise do gráfico da curva mestre, pode-se inferir que esta curva caracteriza a evolução do comportamento viscoelástico das misturas asfálticas. Desta forma, uma curva próxima da vertical representa um material muito suscetível cineticamente, quer dizer, muito suscetível às mudanças de frequência e de temperatura, e uma curva horizontal representa um material puramente elástico. Por outro lado, da análise da figura 3.4 pode-se obter valores modulares aproximados para frequências e temperaturas não ensaiadas (de la ROCHE, 1996).

A translação de uma curva com respeito a outra escolhida ( $T_R$ ) é realizada a partir dos coeficientes de translação ( $a_T$ ), de tal forma que se satisfaça a equação 3.13.

$$E^*(\omega, T) = E^*(\omega \cdot a_T, T_R) \text{ com } a_T = 1 \text{ e } \omega = 2\pi f \text{ (pulsação)} \quad (3.13)$$

Para a determinação dos coeficientes de translação ( $a_T$ ), foram desenvolvidas várias equações. Entre as equações geradas, as que mais se destacam são as de William Landel and Ferry (equação 3.15), de Arrhenius (equação 3.16) e a través do método gráfico (equações 3.17 a 3.20 e Figura 3.5).

$$\log a_t = \frac{-C_1(T-T_R)}{(T-T_R)+C_2} \quad (3.15)$$

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.

$$\log a_t = \frac{\delta H}{R} \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_R} \right) \quad (3.16)$$

Onde:

- $a_T$  Coeficiente de translação de uma curva isotérmica;
- $\delta H$  Energia aparente de ativação característica do material (@ 50kl/mol);
- $R$  Constante universal dos gases perfeitos (8,31 j/mol/°K);
- $T$  Temperatura de uma dada curva isotérmica, em °K;
- $T_R$  Temperatura de referência de uma curva isotérmica, em °K.

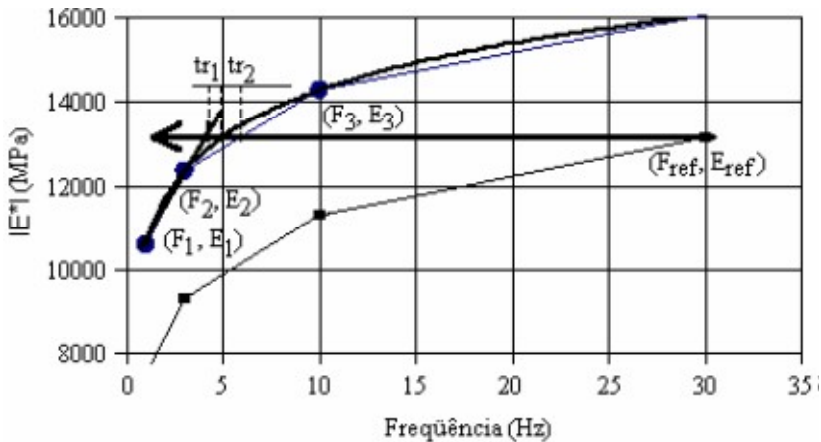


Figura 3.5 – Translação de curvas isotérmicas pelo método gráfico (MOMM, 1998)

$$tr_1 = \exp\left(\frac{\ln(F_1) + \ln\left(\frac{F_2}{F_1}\right)}{\ln\left(\frac{E_2}{E_1}\right)}\right) \ln\left(\frac{E_{ref}}{E_1}\right) \quad (3.17)$$

$$tr_2 = \exp\left(\frac{\ln(F_2) + \ln\left(\frac{F_3}{F_2}\right)}{\ln\left(\frac{E_3}{E_2}\right)}\right) \ln\left(\frac{E_{ref}}{E_2}\right) \quad (3.18)$$

$$tr_m = \frac{tr_1 + tr_2}{2} \quad (3.19)$$

$$\ln a_t = \ln\left(\frac{F_{ref}}{tr_m}\right) \quad (3.20)$$

Onde:

- $tr_1, tr_2$  Coeficientes de ajuste da translação;
- $tr_m$  Coeficiente de ajuste da translação médio;
- $F_{1,2,3}$  Frequência de um dado ponto  $i = 1,2,3$ ;
- $E_{1,2,3}$  Módulo de um dado ponto  $i = 1,2,3$ ;
- $F_{ref}$  Frequência 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 (figura 3.6) relaciona a parte real ( $E_1$ ) e imaginária ( $E_2$ ) do módulo complexo ( $E^*$ ), em função da temperatura e frequência de ensaio. Este plano caracteriza a evolução viscoelástica no domínio linear das misturas asfálticas. A função Damping (figura 3.6) é expressa através da tangente do ângulo de fase e demonstra a evolução do retardo na resposta entre a tensão exercida e a deformação produzida das misturas asfálticas, tendo em conta a variação da temperatura e da frequência (BARRA, 2009; MOMM, 1994).

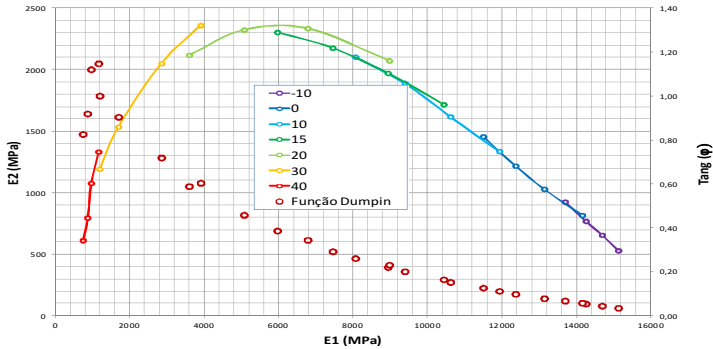


Figura 3.6 – Plano Cole-Cole e função Dumping

O espaço de Black (Figura 3.7) relaciona o ângulo de fase (eixo x) com a norma do módulo (eixo y). Este gráfico permite visualizar a região dos módulos de valores pequenos para elevadas temperaturas onde se apresenta uma diminuição do ângulo de fase e no valor da norma do módulo.

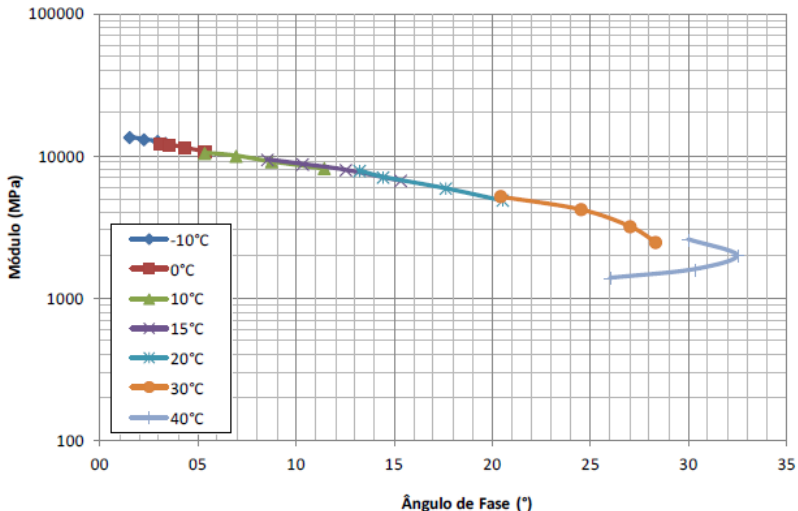


Figura 3.7 – Curva no espaço de Black do módulo complexo.

### 3.3. MODELOS DE COMPORTAMENTO REOLÓGICO

A partir dos resultados obtidos no ensaio de módulo complexo é possível modelar o comportamento específico do material analisado, a partir de equações constitutivas, possibilitando uma análise mais fácil e

exata do comportamento ante as diferentes temperaturas de condicionamento e frequências de sollicitação. Sendo assim, os modelos reológicos se apresentam como uma ferramenta útil que simula o comportamento ante as variáveis envolvidas no processo. Uma das aplicações dos modelos de comportamento é aplicada comparativamente a partir de suas impedâncias teóricas (valores obtidos a través do modelo) com os resultados experimentais do ensaio de módulo complexo (obtidos a diferentes temperaturas e frequências). Isto pode ser feito a través dos gráficos do plano Cole-Cole (figura 3.6) e do espaço de Black (figura 3.7) (HECK, 2001).

A modelagem do comportamento dos materiais viscoelásticos procura através da combinação de modelos reológicos simples: molas (elementos estáticos) e amortecedores (elementos viscosos newtonianos) fundados na associação de elementos analógicos, caracterizar o comportamento ante diferentes frequências e temperaturas (MILLARD, 2005; PERRET, 2003; OLARD, 2003; DOGMO, 2005). Para este intuito existem diversos modelos de comportamento que tentam descrever o desempenho dos materiais visco-elásticos.

### 3.3.1. Modelo de Maxwell

Este modelo descreve o comportamento através da associação dos elementos (molas e amortecedores) posicionados em serie (líquido viscoelástico), onde  $\sigma$  é a tensão aplicada sobre o corpo e  $E$  e  $\eta$  são as constantes dos elementos de comportamento elástico (mola) conhecido também como módulo de elasticidade e viscoso (amortecedor) respectivamente (figura 3.8), mas estes não descrevem corretamente o desempenho dos materiais viscoelásticos. Porém, a través de associações mais complexas pode se encontrar um modelo que se ajuste adequadamente ao comportamento do material (OLLARD, 2003).



Figura 3.8 – Modelo de Maxwell (MAILLARD, 2005)

Sendo assim, se a condição inicial considerada for  $\varepsilon=\varepsilon_0$  para um instante de tempo  $t=0$  então,  $\sigma_0=E*\varepsilon_0$ . Desta forma, a tensão em função do tempo (função relaxação) pode ser conhecida com a equação 3.21 (PRAT e GENS, 2000; BARRA, 2009).

$$\sigma(t) = E \cdot \varepsilon_0 \cdot \exp\left(-\frac{E}{\eta} * t\right) \quad (3.21)$$

Onde:

- $\sigma(t)$  Tensão resultante da aplicação de uma deformação constante sobre um corpo em função do tempo;  
 $E$  Constante do elemento elástico linear ou módulo de elasticidade;  
 $\varepsilon_0$  Deformação constante aplicada ao corpo de prova durante a solitação;  
 $\eta$  Constante do elemento viscoso linear;  
 $t$  Instante de aplicação do carregamento em função de um determinado referencial.

A figura 3.9 descreve a situação apresentada por Maxwell no seu modelo a través da equação 3.21.

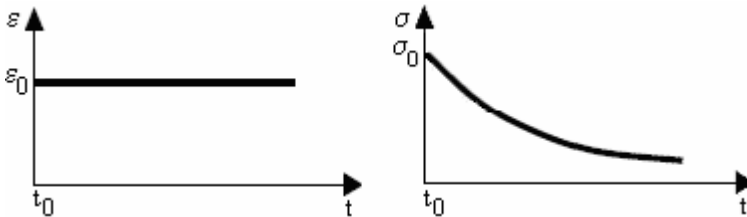


Figura 3.9 – Representação gráfica do modelo de Maxwell  
(BARRA, 2009)

As respostas ante a aplicação de carregamentos nos materiais viscoelásticos são mais complexas do que em materiais elásticos, sendo assim, com o intuito de descrever o comportamento do material analisado (mistura asfáltica) houve uma modificação ao modelo original apresentado por Maxwell, na qual acrescentava uma mola de rigidez  $E_0$  em paralelo ao modelo original para considerar a deformação elástica instantânea inicial na condição de  $t=0$ , e adicionou um numero  $n$  de modelos em paralelo. Este modelo modificado é conhecido como o modelo de Maxwell generalizado e está apresentado na figura 3.10.



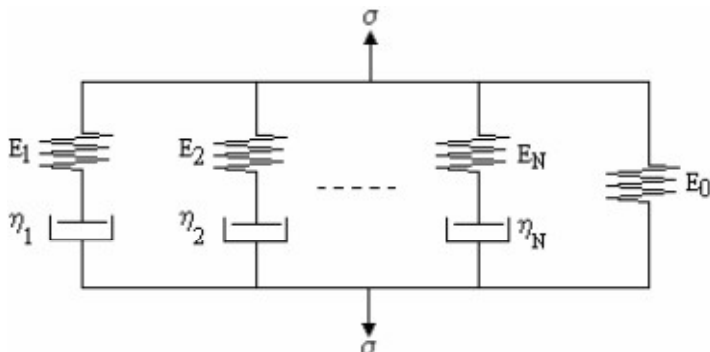


Figura 3.10 – Modelo de Maxwell generalizado (BARRA, 2009)

A representação gráfica do modelo de Maxwell generalizado (figura 3.11), onde se observa a deformação inicial no momento  $t=0$ , onde a tensão manifesta o valor mais elevado, que diminui em função do tempo, quer dizer que é necessário um menor esforço para causar o mesmo nível de deformação, o que é conhecido como relaxação, característica intrínseca dos materiais viscoelásticos no domínio linear ou das pequenas deformações.

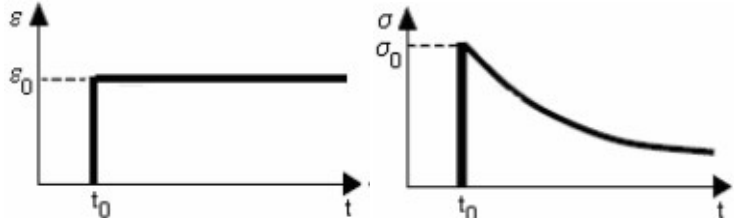


Figura 3.11 – Representação gráfica do ensaio de relaxação com base no princípio do modelo de Maxwell generalizado (BARRA, 2009).

### 3.3.2. Modelo de Kelvin Voigt

Da mesma forma que o modelo de Maxwell, o modelo de Kelvin Voigt utiliza molas e amortecedores, mas ao contrário do modelo apresentado por Maxwell, Kelvin Voigt utiliza a mola e o amortecedor em paralelo. Neste caso,  $\sigma$  é a tensão aplicada sobre o corpo,  $E$  é a rigidez da mola (elemento elástico) e  $\eta$  é a constante do amortecedor (elemento viscoso). O modelo de Kelvin Voigt está representado na figura 3.12.

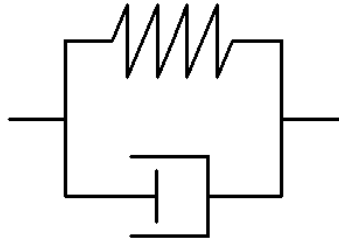


Figura 3.12 – Modelo de Kelvin Voigt

Sendo assim, se a condição inicial considerada for  $\varepsilon=0$  para um instante de tempo  $t=0$ , tem-se a relação  $\sigma_0/E$ . Desta forma, a deformação em função do tempo (fluência) pode ser conhecida a través da equação 3.22 (PRAT e GENS, 2000).

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E} \left( 1 - \exp\left(-\frac{E}{\eta}t\right) \right) \quad (3.22)$$

Onde:

- $\varepsilon(t)$  Deformação resultante da aplicação da tensão em um corpo de prova em função do tempo;
- $\sigma_0$  Tensão aplicada ao corpo de prova em função do tempo;
- $E$  Constante do elemento elástico linear que representa a rigidez do material (módulo de elasticidade);
- $\eta$  Constante do elemento viscoso linear;
- $t$  Instante inicial de aplicação da carga em função de um dado referencial.

Se a partir de um instante de tempo  $t=t_1$  a tensão aplicada for reduzida até tender a zero pode se obter a solução apresentada na equação 3.22 e representada na figura 3.13.

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_1 \exp\left(-\frac{E}{\eta}(t - t_1)\right) \quad (3.22)$$

Onde:

- $\varepsilon(t)$  Deformação resultante da aplicação da tensão em um corpo de prova em função do tempo;
- $\varepsilon_1$  Deformação correspondente ao instante de tempo  $t_1$  quando a tensão começa a ser reduzida;

- E Constante que representa a rigidez do corpo de prova (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 ao início da redução da tensão aplicada sobre o corpo de prova.

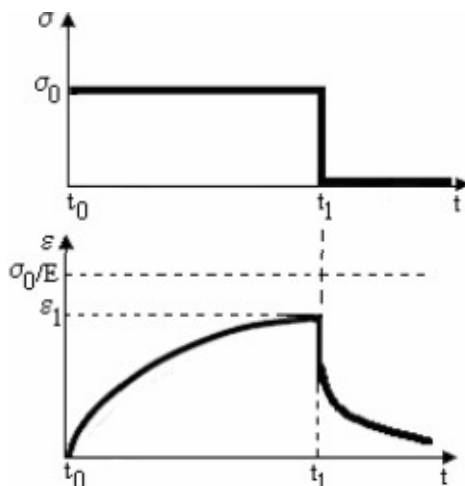


Figura 3.13 - Representação gráfica do ensaio de fluência com base no princípio do modelo de Kelvin Voigt (BARRA, 2009).

Assim como aconteceu com o modelo de Maxwell, o modelo de Kelvin Voigt também foi modificado com o intuito de representar de melhor maneira o comportamento viscoelástico do material. Isto é, acrescentando uma mola de rigidez  $E_0$  (elemento elástico) que considera a deformação elástica instantânea inicial, representando desta maneira, uma melhor aproximação à função fluência dos materiais viscoelásticos. Este modelo ficou conhecido como o modelo generalizado de Kelvin Voigt e pode ser apreciado nas Figuras 3.14 e 3.15.

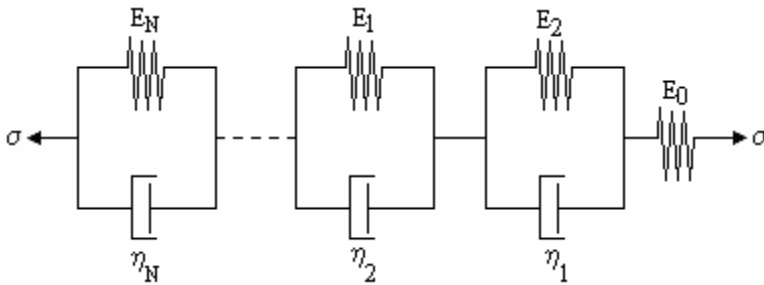


Figura 3.14 – Modelo generalizado de Kelvin Voigt

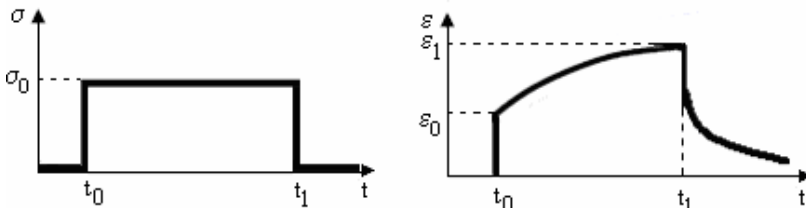


Figura 3.15 – Representação gráfica do ensaio de fluência com base no princípio do modelo generalizado de Kelvin Voigt.

### 3.3.3. Modelo de Huet

O modelo de Huet é feito a partir de uma evolução dos modelos generalizados de Maxwell e de Kelvin-Voigt, que tornam o modelo mais próximo do comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas (de la ROCHE, 1996). No entanto, neste modelo faltam elementos que descrevam corretamente ou mais adequadamente o comportamento viscoelástico do material, especialmente à função fluência e relaxação (simultaneamente). HUET (1963) apresentou um modelo (figura 3.16) para representar o comportamento reológico das misturas asfálticas, constituído por dois amortecedores com constantes  $h$  e  $k$  e uma mola de rigidez  $E_{\infty}$ .

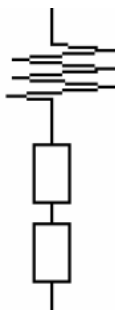


Figura 3.16 – Modelo de Huet (1963)

O modelo proposto por Huet em 1963 está constituído por uma mola de rigidez  $E_{\infty}$  (elemento elástico), dois amortecedores de função de fluência tipo parabólica (elementos viscosos) com constantes  $h$  e  $k$ , e um parâmetro correspondente ao tempo de relaxação dos amortecedores que assemelha a defasagem ou retardo entre a tensão aplicada e a deformação resultante em função do tempo, o qual varia com a temperatura ( $\tau$ ). Este modelo é expresso na equação 3.23 (HUET, 1963; BARRA, 2009).

$$E^*(\omega) = \frac{E_{\infty}}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (3.23)$$

Onde:

- $i$  Número complexo definido por  $i^2 = -1$ ;
- $E_{\infty}$  Módulo instantâneo obtido quando  $\omega\tau$  tende ao infinito para elevadas frequências e baixas temperaturas;
- $\tau$  Tempo de relaxação dos amortecedores;
- $h, k$  Constantes dos elementos parabólicos do modelo (para misturas asfálticas estes valores se encontram no intervalo  $(0 < k < h < 1)$ );
- $\delta$  Constante adimensional em função da natureza do ligante e da curva granulométrica;
- $\omega = 2\pi f$  É a pulsação, em que  $f$  é a frequência de solitação

Segundo vários autores (CASTAÑEDA, 2004; HUET, 1963; BARRA, 2009) o parâmetro  $\tau$  é descrito satisfatoriamente por um polinômio de terceira ordem (equação 3.24) para descrever a variação na faixa de temperaturas.

$$\tau(\theta) = e^{A_0 + A_1\theta + A_2\theta^2} \quad (3.24)$$

Onde:

$\tau(\theta)$  É o tempo de relaxação dos amortecedores que estão em função do tempo e que tem semelhança a um tempo de retardo, em que o valor varia com a temperatura ( $\theta$ );  
 $A_1, A_2, A_3$  Constantes calculadas por regressão linear.

Com o intuito de obter a maior aproximação possível com os resultados experimentais o ajuste dos parâmetros do modelo ( $h$ ,  $k$ ,  $\delta$  e  $E_\infty$ ) pode ser feito graficamente. No plano Cole-Cole os valores de  $h$  e  $k$  podem ser obtidos pela medição dos ângulos da curva com referencia ao eixo horizontal (parte real) (figura 3.17). Isto é feito a partir das equações 3.25 e 3.26.

$$h = \frac{2\hat{B}}{\pi} \quad (3.25)$$

$$k = \frac{2\hat{A}}{\pi} \quad (3.26)$$

Onde:

$h, k$  Parâmetros parabólicos do modelo ( $0 < k < h < 1$ )  
 $\hat{A}$  ângulo formado pela tangente da curva do modelo com o eixo horizontal em relação ao valor do módulo instantâneo ( $E_\infty$ ) no plano Cole-Cole;  
 $B$  ângulo formado pela tangente da curva do modelo com o eixo horizontal em relação à parte real ( $E_1$ ) no plano Cole-Cole.

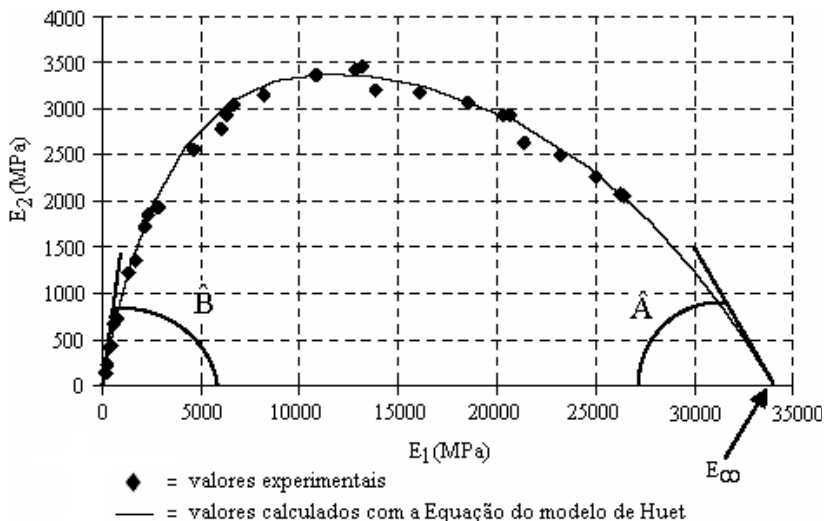


Figura 3.17 – Calagem no plano Cole-Cole entre os valores experimentais e o modelo de Huet (1963).

Observando a figura 3.17 que representa tanto os valores experimentais como o modelo estabelecido por Huet (1963), poderia se dizer que existe uma boa calagem entre os valores. No entanto, ao observar os resultados no gráfico no espaço de Black (figura 3.18) que correlaciona os valores da norma do módulo com o ângulo de fase, se observa que os resultados para elevadas temperaturas fogem da modelagem.

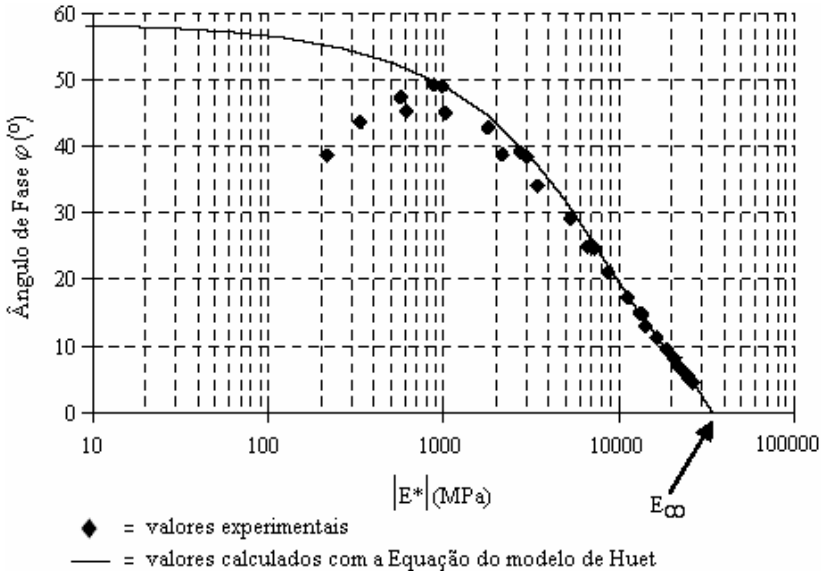


Figura 3.18 – Calagem no espaço de Black entre o modelo de HUET (1963) e os valores experimentais (HECK, 2001)

Da figura 3.18 pode-se concluir que o modelo de HUET (1963) não considera o decréscimo do ângulo de fase por causa dos materiais granulares presentes na mistura asfáltica nas condições de solitação de elevadas temperaturas. Sendo assim, este modelo é mais adequado para descrever o comportamento viscoelástico dos ligantes betuminosos do que das misturas asfálticas (HECK, 2001; De La ROCHE, 1996; BARRA, 2009).

### 3.3.4. Modelo de Huet Sayegh

Tendo em conta as deficiências encontradas no modelo de HUET (1963), SAYEGH (1965) incorpora uma mola em paralelo de pouca rigidez representada por  $E_0$ , o que corresponderia a uma evolução do modelo de base estabelecido por Huet.

Com a incorporação de uma mola pode se ter em conta o comportamento das misturas asfálticas quando são solicitadas a baixas frequências e elevadas temperaturas, ou seja, o comportamento estático das misturas, razão pela qual,  $E_0$  é conhecido como módulo estático (CASTAÑEDA, 2004; MOMM, 1998; de la ROCHE, 1996; RIVIÈRE,



1996; BARRA, 2004). O modelo de Huet-Sayegh se encontra apresentado na figura 3.19 e determinado com a equação 3.27.

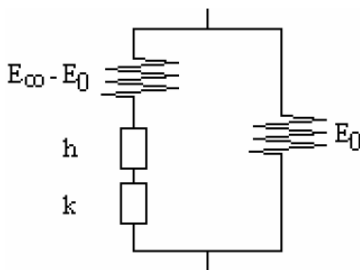


Figura 3.19 – Modelo de Huet-Sayegh

$$E^*(\omega) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (3.27)$$

Onde:

- $i$  Número complexo definido por  $i^2 = -1$ ;
- $E_0$  Módulo estático para situações de baixas frequências e elevadas temperaturas;
- $E_\infty$  Módulo instantâneo obtido quando  $\omega\tau$  tende ao infinito para elevadas frequências e baixas temperaturas;
- $\tau$  É o tempo de relaxação dos amortecedores que estão em função do tempo e que tem semelhança a um tempo de retardo, em que o valor varia com a temperatura ( $\theta$ );
- $h, k$  Constantes dos elementos parabólicos do modelo (para misturas asfálticas estes valores se encontram no intervalo  $(0 < k < h < 1)$ );
- $\delta$  Constante adimensional em função da natureza do ligante e da curva granulométrica;
- $\omega = 2\pi f$  É a pulsação, em que  $f$  é a frequência de solitação

O cálculo do valor do  $\tau$  (tempo de relaxação dos amortecedores) obedece de igual maneira aos princípios estabelecidos no modelo de Huet, aplicando a equação 3.24. De igual forma, o modelo de Huet-Sayegh pode ser representado gráficamente nos planos Cole-Cole e espaço de Black, como foi feito para o modelo de Huet. No entanto, o modelo de Huet-Sayegh se apresenta mais acorde com os dados experimentais nas baixas frequências elevadas temperaturas. Isto pode ser constatado na figura 3.20.

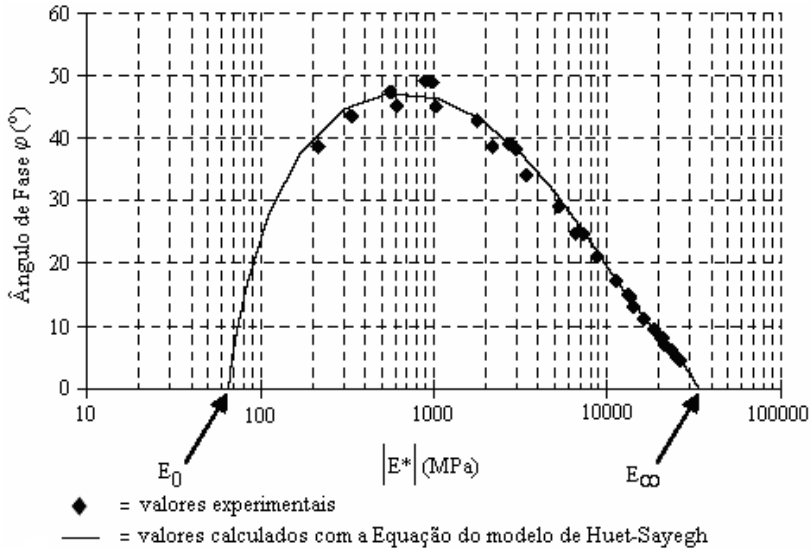


Figura 3.20 – Calagem no espaço de Black entre o modelo de Huet-Sayegh (1965) e Huet (1963)

### 3.4. FADIGAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Quando a camada asfáltica é solicitada com a passagem do veículo, a carga gera uma deformação com magnitude inferior à resistência limite correspondente à ruptura instantânea do material. A passagem de um número elevado deste tipo de solicitações gera um processo de dano progressivo que conduz à ruptura, o que é conhecido como dano por fadiga da mistura asfáltica (BARRA, 2009; DOMEQ, 2005; BAAJ, 2002; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

Durante a vida útil, na estrada, a duração do carregamento à qual são submetidas as camadas de revestimento asfáltico durante a passagem do eixo é pequena. Desta maneira, o pavimento é submetido a esforços de flexão alternada no sentido longitudinal do carregamento. As tensões de tração na flexão, então, surgem na base das camadas e se repetem com a passagem dos veículos (BARRA, 2009; MAILLARD, 2005, BAAJ, 2002; De La ROCHE e ODEON, 1993; PERRET, 2003).

O dano ocasionado na estrutura do pavimento ante a passagem de um veículo não provoca uma ruptura imediata do material, no entanto, a repetição prolongada destes carregamentos resulta em um efeito acumulativo que se traduz em um processo de fissuração conhecido como dano por fadiga. O comportamento à fadiga das misturas asfálticas varia de mistura a mistura, dependendo de diversos fatores; teor e tipo de betume, curva granulométrica, tipo e origem dos grãos, aditivos, etc. (BARRA, 2009; DOMEK, 2005; MOMM, 1998; PERRET, 2003).

O dano por fadiga é o principal fenômeno de dano nos pavimentos de concreto asfáltico e principalmente na camada de revestimento, onde o processo de fissuração pode conduzir ao colapso da estrutura das camadas do pavimento (BARRA, 2009; DOMEK, 2005; RUDENSKY, 1997). Este tipo de dano é progressivo e leva a ruptura depois de um elevado número de solicitações.

Segundo DOMEK (2005), a orientação da trajetória das fissuras depende da rigidez e da espessura das camadas asfálticas. Sendo assim, a deformação na base das camadas pode ser máxima no sentido transversal provocando as fissuras longitudinais e no sentido longitudinal provocando fissuras transversais. Ainda que tradicionalmente considera-se que o dano por fadiga se propaga em direção ascendente, ou seja, da fibra inferior à superfície, existem pesquisas que evidenciam o caso contrário ou ainda a ocorrência dos dois fenômenos simultaneamente (MOLENAAR, 2004).

A grande vantagem de estudar qualquer tipo de fenômeno no laboratório é que as condições do ensaio podem ser controladas, e ainda que o ensaio de fadiga seja feito de uma maneira similar o que acontece no campo, reproduzir com exatidão este fenômeno em particular é bastante difícil.

A mistura asfáltica é um material heterogêneo, e com o intuito de ter em conta este fator, se faz necessário ter em conta um número suficiente de corpos de prova com a finalidade de contornar esta particularidade do material. Sendo assim, tendo em conta estas variáveis e com o intuito de conhecer e fazer mais estreita possível a relação laboratório campo, é necessário a execução de testes comparativos no laboratório e no campo simultaneamente.

No laboratório, os testes de comportamento à fadiga em concretos asfálticos são realizados com o uso de um carregamento cíclico e os corpos de prova usados podem apresentar diferentes geometrias. Nas provas, os ensaios podem ser feitos controlando a força, ou o deslocamento e até a energia (força e deslocamento) (BARRA, 2009; BODIN, 2002; BAAJ, 2002; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

No ensaio com deslocamento controlado, o deslocamento é mantido constante durante o transcurso do ensaio. Então, vai se apresentar uma redução da força ao longo do teste até a ruptura. Ao contrário do deslocamento controlado, no ensaio de força controlada, a força permanece constante e a deformação é a que varia no transcurso do ensaio.

Como resultado dos ensaios de fadiga, é obtida uma curva representativa da vida em fadiga da mistura em número de ciclos em relação à amplitude do tipo de carregamento aplicado (deslocamento controlado ou força controlada), é a curva de Wohler (BARRA, 2009; BODIN, 2002; De La ROCHE, 1996; HUET, 1963).

#### **3.4.1. Modo de solicitação**

O intuito de um ensaio de laboratório consiste em reproduzir ou tentar reproduzir as condições existentes no campo, isto é, tendo o controle do maior número de variáveis possíveis. No entanto, reproduzir no laboratório o sinal encontrado no campo (figura 3.21) a través do ensaio de fadiga é um processo difícil devido a que os sinais de solicitação são dependentes de vários fatores derivados da natureza do veículo (peso do veículo, velocidade, tipo de eixos, etc), do ambiente (temperatura, umidade, etc.), do material (forma, textura e tamanho dos grãos, teor e tipo de ligante utilizado, etc).

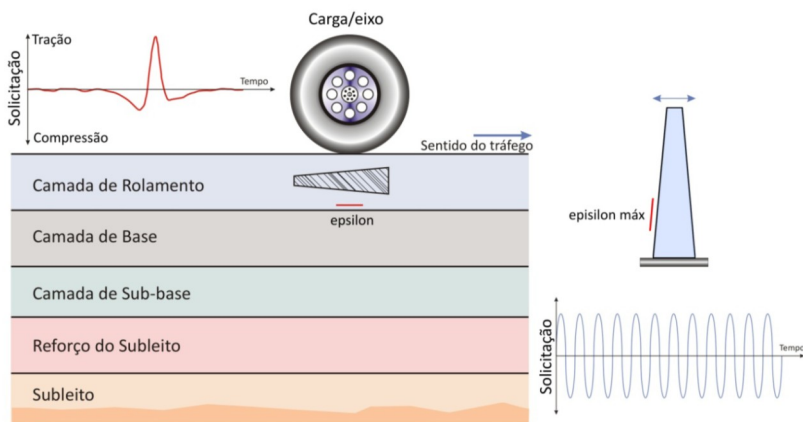


Figura 3.21 – Princípio de comportamento dos pavimentos asfálticos. (OTTO, 2009)

No entanto, a través da análise do sinal encontrado no campo e com o uso das séries de Fourier, observou-se que um sinal senoidal se aproxima de forma adequada ao sinal encontrado no campo (figura 3.22).

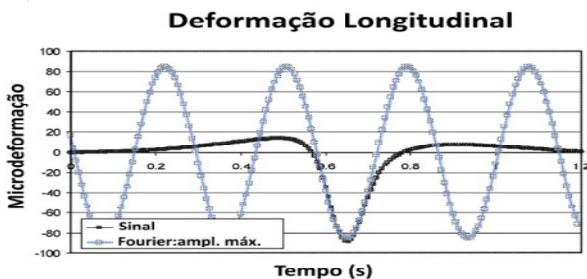


Figura 3.22 – Sinal de deformação e decomposição em séries de Fourier (PERRET, 2003)

A figura 3.23 apresenta os principais sinais de solicitação usados no ensaio de fadiga, sendo o sinal senoidal o aplicado nesta pesquisa.

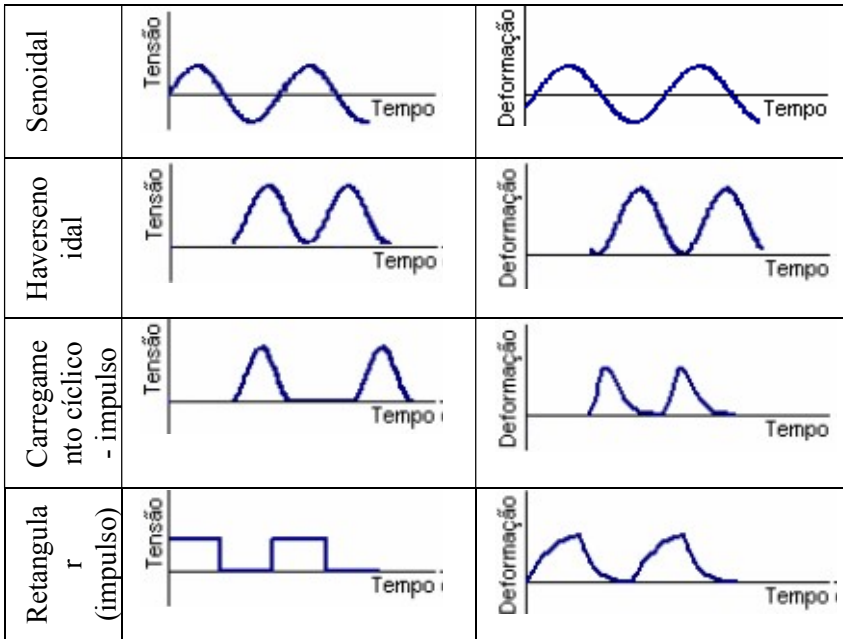


Figura 3.23 – Formas do sinal de solicitação (SAÏD, 1998)

Para a realização dos ensaios de fadiga a solicitação aplicada aos corpos de prova pode ser imposta tradicionalmente com deslocamento controlado ou com força controlada (DI BENEDETTO et al, 2003; BAAJ, 2002; de la ROCHE, 1996), ou incluso com força e deslocamento controlado a través do loop de histerese.

No entanto, no medio científico são mais difundidos os métodos de força e deslocamento controlado. Para estes dois métodos de solicitação e partindo de um mesmo nível de deformação inicial a resistência à fadiga das misturas asfálticas solicitadas com deslocamento controlado pode ser até 10 vezes maior quando comparados com os resultados obtidos a força controlada (SAID, 1988 apud BARRA, 2009). Estes dois métodos de solicitação estão explicados a seguir:

- **Deslocamento controlado:** Neste método, se controla o deslocamento que é imposto sobre os corpos de prova e é mantido constante ao longo do ensaio. Sendo assim, tendo o

conhecimento deste valor, se conhece a deformação imposta e se mede o valor da força necessária para alcançar este deslocamento. Logicamente, tendo em conta o material, a magnitude da força diminui ao longo do teste apresentando uma forma similar a apresentada nas figuras 3.21 e 3.22. Na figura 3.22 se observam 3 fases diferentes, uma primeira fase onde se evidencia um decréscimo acelerado no valor da força, uma segunda fase onde o valor da força se estabiliza e uma terceira fase onde se apresenta novamente um decréscimo acelerado da força até a ruptura do material. Estas fases se encontram apresentadas na figura 6.3. O critério de falha é considerado quando a força necessária para produzir o deslocamento alcança a metade da força inicial (DIAKHATE, 2007; DOMEK, 2005; BAAJ, 2002; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

- **Força controlada:** Nesta situação a força é mantida constante e o deslocamento imposto por esta força é medido. Tendo em conta o comportamento das misturas asfálticas as figuras 3.24 e 3.25 apresentam o comportamento típico das leituras obtidas no ensaio de fadiga a força controlada. Da mesma forma como com o ensaio a deslocamento controlado, no gráfico de força controlada podem ser encontradas 3 fases, uma primeira fase onde se encontra um aumento acelerado do deslocamento, uma segunda fase onde o deslocamento produzido pela força se estabiliza e uma terceira fase onde novamente se apresenta um aumento acelerado do deslocamento até a ruptura do material. O critério de falha se considera quando o deslocamento produzido corresponde ao dobro do deslocamento inicial (DIAKHATE, 2007; DOMEK, 2005; BAAJ, 2002; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

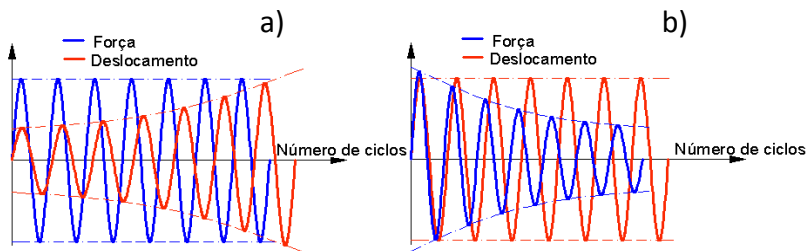


Figura 3.24 – Evolução da força e o deslocamento durante o ensaio a força controlada (a) e a deslocamento controlado (b)

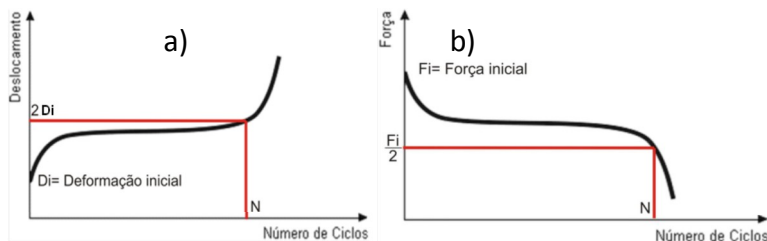


Figura 3.25 – Evolução da força durante o ensaio a deslocamento controlado (a) e evolução do deslocamento durante o ensaio a força controlada (b) (GUERRERO, 2009)

Na tendência encontrada nos ensaios de fadiga podem ser identificadas 3 fases apresentadas na figura 3.28 para o ensaio a deformação controlada e força controlada (DOMEC, 2005; DI BENEDETO, 2003; BARRA, 2009;

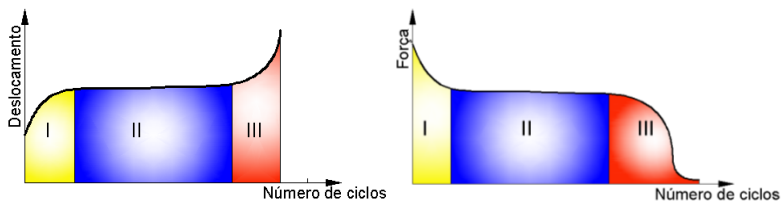


Figura 3.26 – Fases de evolução das leituras obtidas durante os ensaios de fadiga a deslocamento controlado.

Segundo BARRA (2009), estas fases podem ser definidas da seguinte forma:



- **Fase 1 ou fase de adaptação:** Esta fase não só é ocasionada pelo fenômeno da fadiga, também intervêm algumas variáveis referentes às solicitações no domínio visco-elástico linear como a tixotropia, o aquecimento interno do material por atrito interno viscoso, e os efeitos causados pelo sistema de medição (acomodação do sistema mecânico e da estrutura do corpo de prova).
- **Fase 2 ou quase estacionária:** Nesta fase, os efeitos ocasionados pelas variáveis mencionadas na fase anterior também apresentam influência, no entanto, a menor escala. Nesta etapa o comportamento é quase linear com inclinação negativa, e há um aumento pequeno na temperatura interna. Nesta fase, começa a formação de microfissuras e estas começam a se propagar na medida em que a rigidez vai diminuindo.
- **Fase 3 ou fase de falha:** Nesta fase aparecem as microfissuras (ou rupturas) na região de maior solicitação (no caso da metodologia francesa, aparece preferencialmente no terço médio dos corpos de prova) o que desencadeia em uma falha global que se traduz no colapso do corpo de prova.

Segundo HUET (1963), MOMM (1998), BARRA (2009) a deformação é a variável que rege o comportamento à fadiga da mistura asfáltica no campo, isto devido a que a propagação das fissuras resultantes da solicitação alternada na fibra inferior da camada betuminosa no campo é a que conduz à ruptura do material.

### 3.4.2. Dispersão dos resultados:

Como é amplamente conhecido, as misturas asfálticas são materiais extremamente heterogêneos, que derivam seu comportamento tanto mecânico quanto reológico, a muitos fatores derivados dos seus constituintes, como por exemplo; tipo de ligante utilizados, curva granulométrica empregada, forma e textura dos grãos, processo de compactação, temperatura, velocidade e frequência de carregamento, etc.

O próprio fenômeno de fadiga fornece resultados muito dispersos (de la ROCHE, 1996), onde os valores podiam variar em uma relação de 1 a 30 no final dos anos 70 (SOLIMAN, 1976), mas

atualmente esta relação se encontra reduzida a de 1 a 10, a causa da evolução das técnicas usadas para a sua medição (FRANCKEN et al, 1996)

Tendo conhecimento destes aspectos, e com o intuito de fazer mais precisos os resultados derivados dos ensaios de fadiga, se faz necessário um grande número de corpos de prova para ter em conta esta heterogeneidade. Na prática são executados ensaios em vários corpos de prova para cada nível de sollicitação (de la ROCHE, 1996).

### 3.4.3. Ângulo de fase:

O ângulo de fase ou defasagem é medido com a diferença entre a tensão aplicada e o deslocamento produzido. Esta variável tem o valor de 0 para os materiais netamente elásticos ou 90 para materiais viscosos. No ensaio de fadiga, tanto para a sollicitação com controle do deslocamento quanto a sollicitação com controle da força, quando realizado em misturas asfálticas, existe um retardo (ângulo de fase ou defasagem) entre o sinal de deslocamento e o sinal de força, devido a que as misturas asfálticas são um material visco-elástico na ordem das pequenas deformações. Durante o ensaio de fadiga o ângulo de fase aumenta com ao longo do ensaio (DIAKHATE, 2007; BAAJ, 2002; BARRA, 2009; MOMM, 1998; de la ROCHE, 1996; CASTAÑEDA, 2004; DOMEQ, 2006, OTTO, 2009), esta evolução pode ser dividida em 3 etapas (DIAKHATE, 2007; BAAJ, 2002), estas etapas ou fases podem ser correlacionadas com as descritas anteriormente:

- **Etapa 1:** Se apresenta um aumento rápido do ângulo de fase;
- **Etapa 2:** O aumento do valor do ângulo se apresenta de forma moderada;
- **Etapa 3:** Se apresenta novamente um aumento rápido na magnitude do ângulo de fase.

Após a ruptura do material no ensaio de fadiga se observa um comportamento um pouco caótico dos valores do ângulo de fase

(figura 3.27), com acréscimo e decréscimos sucessivos nos valores por causa do dano produzido no corpo de prova. Em ambos os modos de sollicitação (tensão e deslocamento controlada) a tendência da magnitude do ângulo de fase é de aumentar, no entanto, existe uma diferença entre eles que acontece principalmente na segunda fase onde os valores do ângulo de fase são maiores nos ensaios realizados com força controlada do que com deslocamento controlado. No entanto, o ângulo de fase é um parâmetro fortemente relacionado ao dano por fadiga das misturas asfálticas (BAAJ, 2002).

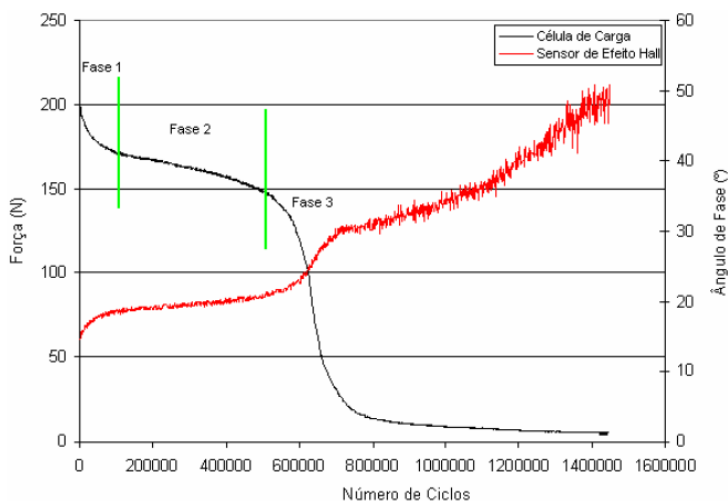


Figura 3.27 - Exemplo da evolução das três fases do fenômeno de fadiga e do ângulo de fase (BARRA, 2009)

### 3.4.4. Representação gráfica do ensaio de fadiga

O estudo do fenômeno da fadiga no laboratório geralmente é realizado aplicando uma sollicitação contínua (para evitar o fenômeno da autorreparação) de sinal senoidal. No ensaio, a força imposta no corpo de prova gera um sinal  $S^*$  para a qual existe um sinal de resposta  $R^*$ . Na medida em que o ensaio avança, começa a aparecer uma diferença entre os sinais da força aplicada e os sinais da deformação produzida, esta diferença ou retardo na resposta é conhecida como ângulo de fase ou defasagem, calculados a partir das equações 3.29 e 3.29.

$$S^* = S_m \cdot E^{(i\omega\tau)} \quad (3.28)$$

$$R^* = R_m \cdot e^{(i\omega\tau - \varphi)} \quad (3.29)$$

Onde:

$S^*$  Solicitação senoidal;

$R^*$  Resposta senoidal;

$S_m$  e  $R_m$  Amplitudes da solicitação e da resposta;

$\omega$  Pulsuação;

$\varphi$  Ângulo de fase ou defasagem entre a solicitação e a resposta.

Com os dados obtidos a partir do ensaio de fadiga (número de ciclos de duração) em vários corpos de prova e em diferentes níveis de deformação se obtêm a curva representativa da vida em fadiga de um material até a ruptura em número de ciclos. Esta curva é conhecida como a curva de Wöhler (figura 3.28) (BODIN, 2002; De La ROCHE, 1996; HUET, 1963; BARRA, 2009; MOMM, 1998; DOMEQ, 2005; OTTO, 2009).

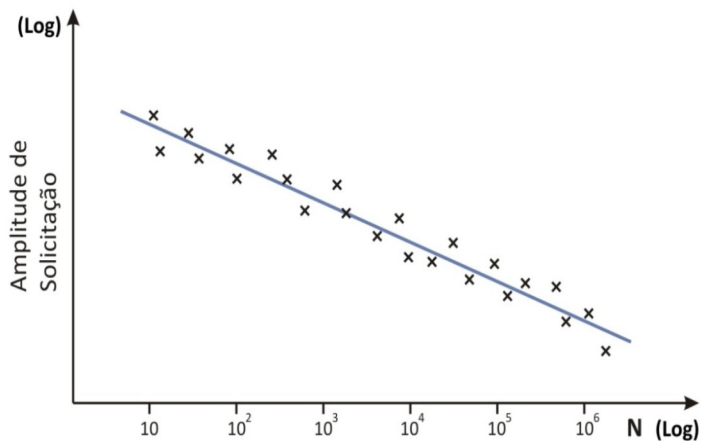


Figura 3.28 – Curva de Wöhler (de la ROCHE, 1996)

A vida em fadiga de um material depende do nível de solicitação imposto, e em certos casos é possível encontrar um limite onde valores de solicitação inferiores a este não ocasiona o rompimento do corpo de prova ante um número infinito de condicionamentos. Esta

magnitude de solicitação é denominada como **limite de fadiga** ou **limite de resistência do material** (DE LA ROCHE, 1996). Experimentalmente até agora não tem sido encontrado este limite para misturas asfálticas.

Tradicionalmente a curva de fadiga é determinada a partir da equação 3.30 que é estabelecida em coordenadas semi-logarítmicas. Onde o eixo referente ao número de ciclos de vida útil se encontra em escala logarítmica (DOMEQ, 2005; BAAJ, 2002; BARRA, 2009; OTTO, 2009; MOMM, 1998).

$$\text{Log}(N) = \text{Log}(a) - b \cdot \text{Log}(s) \quad (3.30)$$

Onde:

N Vida em número de ciclos;

S Solicitação

b Constante que indica a inclinação da reta e, por conseguinte a suscetibilidade da mistura asfáltica à solicitação.

a Constante obtida por regressão linear

Uma curva de fadiga ilustrativa a deslocamento controlado se encontra apresentada na figura 3.29.

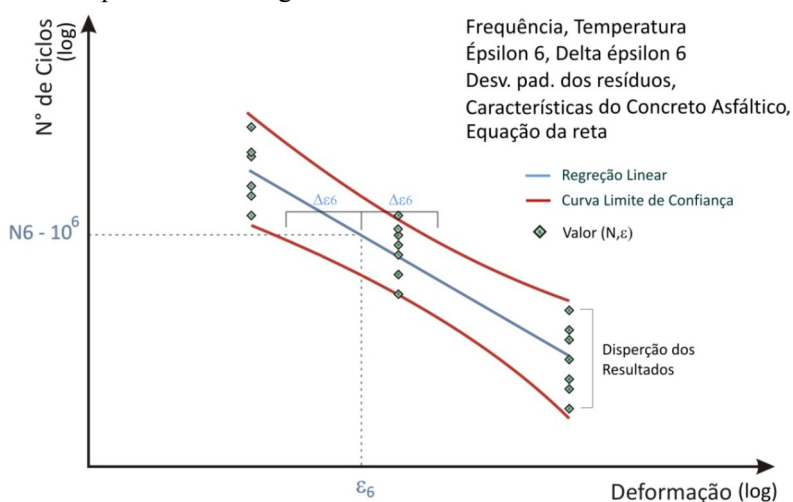


Figura 3.29 – Curva de fadiga ilustrativa (OTTO, 2009)

Os resultados do ensaio de fadiga são representados pela curva de Wöhler. Na escala Log-Log os seguintes parâmetros são relevantes:

- **Inclinação da reta (b):** Com este valor pode se conhecer o grau de suscetibilidade da mistura asfáltica à solicitação imposta. No caso do ensaio a deslocamento controlado, suscetibilidade à deformação.
- **Magnitude da solicitação para um milhão de ciclos:** Este valor é utilizado como referencia nos programas de dimensionamento de estruturas de pavimento em concretos asfálticos, e indica a magnitude da solicitação para que o material tenha uma vida em fadiga de um milhão de ciclos.
- **Desvio padrão dos resíduos:** Mostra o grau de heterogeneidade do material, ou seja a dispersão dos resultados obtidos durante o ensaio.
- $\Delta\epsilon$ : Mostra intervalo em que provavelmente pode ser encontrada a solicitação para um milhão de ciclos no intervalo de confiança (95%).

No laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina se conta com uma máquina de fadiga que utiliza a solicitação com sinal senoidal a flexão alternada continua com dois pontos de contato (PB), e com deslocamento controlado. Os corpos de prova utilizados possuem forma trapezoidal e são submetidos a uma frequência de 25Hz e condicionados a uma temperatura de 10°C. Isto seguindo a normatividade francesa para este ensaio (AFNOR NF P 98-261-1, 1993) o que permite utilizar a relação laboratório campo que oscila entre  $\pm 1,1$  a 1,15 (MANUEL LPC, 2007).

### 3.4.5. Fenômenos decorrentes do ensaio de fadiga.

Existem vários fenômenos resultantes do processo de solicitação contínua imposta no ensaio de fadiga. Estes fenômenos são resultantes das características próprias do material, neste caso, as misturas asfálticas. Sendo assim, pesquisadores como STÉFANI (1981), de la ROCHE (1996), RIVIERE (1996), SOLIMAN (1968), SAUNIER (1968), realizaram pesquisas para conhecer estes fenômenos, que podem influenciar direta ou indiretamente os resultados obtidos durante o

ensaio. Entre os fatores decorrentes durante o ensaio de fadiga podem ser encontrados:

### 3.4.5.1. Dissipação térmica por atrito interno do corpo de prova:

Este fenômeno é causado pela sollicitação do material e consequentemente pelo atrito interno, o que resulta em energia térmica (aumento de temperatura na região de maior sollicitação). Este fenômeno é conhecido como efeito de histerese do material. Este aumento na temperatura na região de maior sollicitação ocasiona uma diminuição localizada da rigidez (módulo) (SAUNIER, 1968).

O aquecimento do corpo de prova nos diferentes estágios da vida em fadiga do material foi estudado por STÉFANI (1981) apud de la ROCHE (1996), onde se apresentam medidas com um termógrafo infravermelho.

Da figura 3.30 pode se observar que o aquecimento inicia-se em dois pontos laterais localizados no terço médio do corpo de prova, e na medida em que transcorre o ensaio, o aquecimento vai aprofundando até abarcar toda a zona de ruptura.

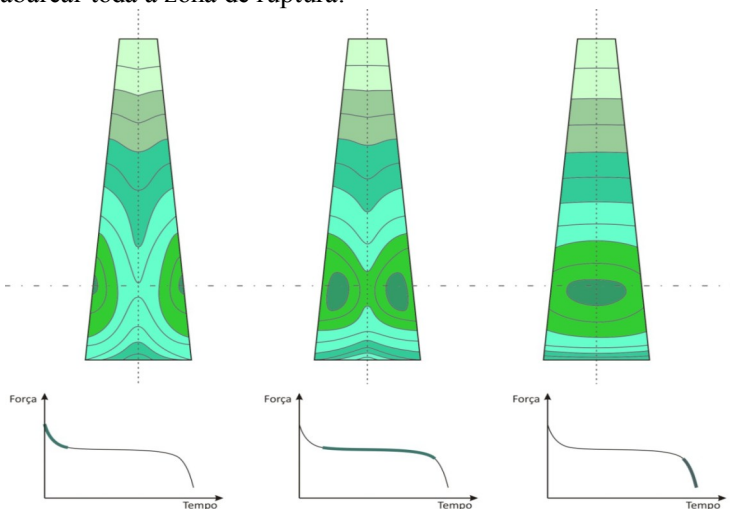


Figura 3.30 – Imagem de dispositivo termográfico infravermelho em tons de verde (RIVIERE, 1996 apud OTTO, 2009).

O valor do ângulo de fase (retardo entre a resposta e a sollicitação dos sinais) está compreendido entre  $0^\circ$  e  $90^\circ$  para materiais viscoelásticos (sendo 0 para materiais elásticos e  $90^\circ$  para materiais

viscosos). Esta hipótese implicitamente admite supor, que a defasagem é pouco influente na microfissuração e o registro do ângulo de fase durante o ensaio apresenta uma idéia da energia dissipada em forma de calor (RIVIERE, 1996).

#### **3.4.5.2. Dilatação do Corpo de Prova**

Durante o ensaio o material é submetido a uma série de solicitações a flexão alternada, quer dizer, que as superfícies laterais durante a solicitação são deformadas até formar uma superfície côncava nos picos das tensões a compressão e convexas nos picos de tensões a tração. Sendo assim, durante o ensaio as tensões a tração se acumulam e acarretam o alongamento do material. Desta forma, o material apresenta uma fluência vertical devido à dinâmica do ensaio pelo acúmulo das deformações por esforços de tração na zona de maior solicitação (SOLIMANI, 1975 apud RIVIERE, 1996). No processo de dano no ensaio de fadiga, bem seja no modo de solicitação contínuo ou descontinuo se apresentam alongamentos verticais (altura) e horizontais (espessura)

#### **3.4.6. Auto-reparação:**

A auto-reparação provém da propriedade de “cicatrização” do ligante, sendo assim, este fenômeno está ligado à componente viscosa do módulo do ligante (SAUNIER, 1968 apud RIVIERE, 1996). Em estudos realizados por SOLIMAN (1968) apud de la ROCHE (1996), os corpos de prova solicitados a tração até a sua ruptura e posteriormente reconstituídos e mantidos sobre uma pressão determinada, após diferentes tempos de repouso, os corpos de prova reconstituídos apresentaram resistência a tração entre o 80% e o 100% dos valores iniciais.

No entanto, no laboratório, quando o ensaio de fadiga é realizado com uma solicitação contínua apresenta diferenças entre os resultados experimentais e os obtidos em campo, isto se deve em parte ao fenômeno de auto-reparação das misturas asfálticas (de la ROCHE, 1996)



## **Capítulo 4: METODOLOGIA FRANCESA DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS**

### **4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

As metodologias atualmente aplicadas nos países latino-americanos para dimensionamento de pavimentos possuem cunho empírico ou empírico-mecânico. Neste contexto, o que tem se verificado é que a experiência prática de realização de obras, na maioria das situações obstante à utilização da técnica adequada, une-se aos ensaios laboratoriais (como Marshall e Índice de Suporte Califórnia) e as equações que descrevem modelos de comportamento dos materiais pouco ou não representativos, expressos via de regra a partir de ábacos. No entanto, estes parâmetros não são representativos do comportamento mecânico da estrutura do pavimento, dado que os carregamentos impostos sobre as rodovias, respondem a carregamentos dinâmicos distintos aos impostos nos ensaios mecânicos empíricos tradicionais.

O dimensionamento de uma estrutura de pavimento exige do engenheiro projetista mais do que uma simples inserção de dados em uma Equação, ou, a apreciação de um resultado constante em um ábaco; mas, a compreensão real do comportamento das diferentes camadas que a compõe, em resposta aos efeitos do tráfego, tendo em conta os efeitos das condicionantes particulares a cada caso.

O investimento aportado para a construção de uma rodovia, em qualquer um dos níveis jurisdicionais (municipal, estadual ou federal), justifica um estudo detalhado das condições de análise e de execução de cada obra, a fim de que se atinja o horizonte de projeto estimado sem intervenções precoces em grande escala.

A forma como são abordados os projetos de dimensionamento das estruturas de pavimentos asfálticos em países como o Brasil, deve ser modificada em seu cerne conceitual, pois devem garantir que suportem as tensões e deformações resultantes da solicitação do tráfego. É preciso também, que no momento da análise tenha-se em conta as características próprias dos materiais constituintes de cada camada.

Parâmetros importantes como o efeito do tráfego e as cargas impostas por ele, devem ter especial ênfase nos projetos de dimensionamento, tendo em conta parâmetros reais de circulação, e não simplesmente dados hipotéticos com cargas que não correspondem às condições práticas de solicitação dos pavimentos.

O concreto asfáltico por ser um material termo-viscoelástico, indica a existência de componentes elásticas e viscosas na constituição do seu comportamento mecânico, suscetíveis às variações de temperatura ambiente e de sollicitação. Logo, tem-se que a metodologia de dimensionamento atualmente aplicada no Brasil (DNIT, 2006), possui grave deficiência técnica ao omitir esta condição em seu processo de concepção, sobretudo pelo fato do Brasil ter dimensões continentais e uma diversidade de climas e temperaturas entre regiões.

Em contrapartida, a metodologia francesa se apresenta com princípios conceptivos racionais, e é caracterizada pela formulação de modelos de comportamento dos materiais que descrevem da forma mais próxima possível a resposta dos materiais quando solicitados em condições práticas, além de dispor de uma comprovada e estreita relação campo/laboratório forjada ao longo de décadas de pesquisa. Logo, este capítulo discorre sobre o seu conteúdo para fins de dimensionamento de estruturas de pavimentos de concreto asfáltico

No Brasil, ressalta-se o fato de que há mais de uma década, a metodologia de formulação e de dimensionamento de pavimentos de concretos asfálticos francesas vêm sendo estudadas por MOMM (1998), nas instalações do Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), em que diversas dissertações de mestrado (BARRA, 2005; GUERRERO, 2009; OTTO, 2009; QUINTERO, 2011; SHINOHARA, 2011; LEANDRO, 2012), e a tese de doutorado de BARRA (2009), foram desenvolvidas no escopo das técnicas mencionadas. Da mesma forma, pesquisas realizadas em outras instituições brasileiras abordam aspectos da metodologia francesa, como as executadas por RAMOS (2003) e NUNES (2006), que estudou as misturas de concreto asfáltico tipo *Béton Bitumineux Très Mince* (BBTM - concreto betuminoso muito delgado). Recentemente, BARRA et al (2012) abordaram princípios da metodologia francesa com fins de aplicação no Brasil e na América Latina.

Neste capítulo, a metodologia francesa é abordada de forma sucinta, com a finalidade de expor os seus princípios conceptivos para o dimensionamento de estruturas de pavimentos de concreto asfáltico.

Desta forma, a partir dos resultados do ensaio de módulo complexo (AFNOR NF EM 12697-26, 2004) feito na ordem das pequenas deformações, no domínio da linearidade, e com o uso do modelo de HUET-SAYEGH (1965) é possível modelar o comportamento da mistura asfáltica ante diferentes frequências de sollicitação e temperaturas de condicionamento. Tendo esta informação,

a frequência de solicitação na simulação (associada à velocidade de carregamento), e à temperatura de condicionamento, é possível verificar qual é o módulo elástico em função da viscoelasticidade linear, associado às características particulares do caso analisado, para o seu uso nas simulações elásticas lineares (DUHAMEL, 2005; CHABOT, 2009; BARRA, 2010).

#### **4.2 FUNDAMENTOS DA METODOLOGIA FRANCESA DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO**

As referências básicas e principais que abordam a metodologia francesa de dimensionamento de estruturas de pavimentos de concreto asfáltico são as seguintes: *Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée: Guide Technique* (LCPC/SETRA, 1994) e *Catalogue des Structures Types de Chaussées Neuves: Réseau Routière National* (LCPC/SETRA, 1998). Esta metodologia pode ser aplicada tanto para fins construtivos de novas rodovias como de manutenção da malha existente, em função de duas grandes categorias:

- Vias Estruturante (VRS), em que são dimensionadas para uma vida útil de 30 anos. Esta categoria compreende as vias rápidas urbanas (VRU), as rodovias não concedidas (ARNC), as ligações que asseguram a continuidade da rede rodoviária (LACRA) e algumas grandes ligações de ordenamento do território (GLAT)
- Vias Não Estruturantes (VRNS), que são dimensionadas para uma vida útil de 20 anos, e nesta categoria podem ser inclusas as demais rodovias de ligações de ordenamento do território (GLAT) assim com as que não estejam inclusas nas categorias mencionadas anteriormente.

Segundo BARRA et al (2010) a metodologia francesa está fundamentada em equações analíticas com aproximações, devido à impossibilidade de realizar uma definição totalmente analítica até o momento, para todas as condicionantes de comportamento dos materiais constituintes das estruturas de pavimento de concreto asfáltico. Por este motivo, a metodologia é conhecida como de caráter racional. Sendo que, as equações que descrevem o comportamento mecânico e reológico dos materiais utilizados nas diferentes camadas da estrutura do pavimento são cada vez mais aprimoradas.

A teoria da elasticidade linear é utilizada para todos os tipos de materiais (inclusive os concretos asfálticos), estando fundamentada no modelo multicamadas de BURMISTER (1943), o qual considera os materiais como homogêneos, isotrópicos e lineares com o intuito de calcular as tensões e deformações das camadas do pavimento. Para poder incluir as misturas asfálticas dentro destes parâmetros, as deformações nos concretos asfálticos dentro da estrutura do pavimento devem ser encontradas no domínio das pequenas deformações, conseqüentemente na ordem da linearidade, sob a passagem de carregamentos dinâmicos, tendo em conta as a temperatura de condicionamento e frequência de solicitação críticas, fatores influentes no comportamento dos materiais visco-elásticos (De La ROCHE, 1996; RIVIERE, 1996; MOMM, 1998; PERRET, 2003; Di BENEDETTO et al., 2003; BARRA, 2009).

#### **4.2.1 Considerações referentes à rigidez do material**

A rigidez do material nos concretos asfálticos é uma característica derivada das condições nas quais esta sendo solicitado, isto implica uma ampla gama de resultados dependentes das temperaturas de condicionamento e da frequência de solicitação (isto é no domínio da linearidade na ordem das pequenas deformações). Isto pode ser visto na Figura 4.1 que apresenta o comportamento da norma do módulo ante diferentes frequências de solicitação e temperaturas de condicionamento com o uso das curvas isócronas obtidas a partir do ensaio de módulo complexo.

Sendo assim, a determinação das tensões e deformações nas camadas de comportamento visco-elástico nas simulações utilizadas durante o dimensionamento de pavimentos são realizadas com a utilização unicamente da norma do módulo (assim o comportamento das camadas seja visco-elástico), isto só é possível a través da determinação do módulo especificamente para uma temperatura de condicionamento e uma frequência de solicitação (condição crítica). De outra maneira, considerar o módulo obtido para uma frequência de solicitação e uma temperatura de condicionamento, um resultado global de comportamento (para todos os casos), seria abordar o comportamento do material de forma errônea e inadequada para a análise dentro da estrutura do pavimento.

### Curvas Isócronas

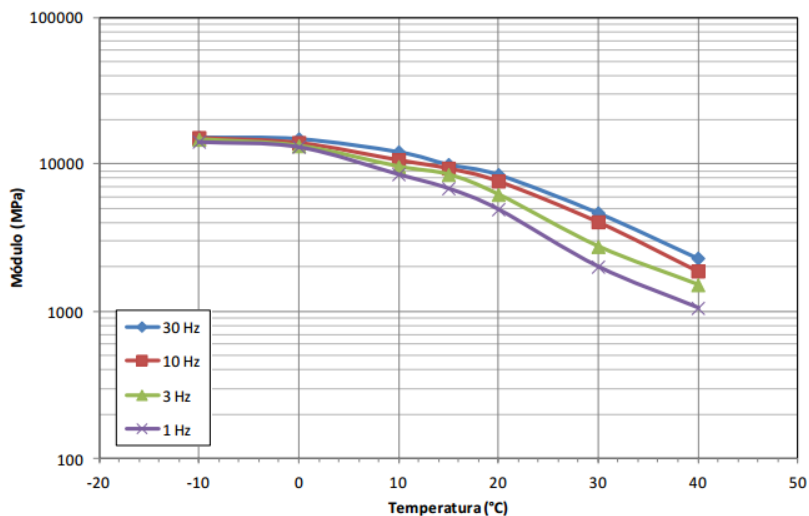


Figura 4.1 – Curvas isócronas do módulo (JUNCO, 2011)

Segundo DOMEK (2005) um fator proveniente da velocidade de carregamento em função da velocidade de trânsito, é a frequência de solicitação, mas este parâmetro não pode ser obtido diretamente a partir de análises simples e diretas correlacionando à velocidade de carregamento. Este parâmetro (frequência) é oriundo de uma análise do sinal encontrado na fibra inferior da camada analisada (Figuras 4.2 e 4.3). Isto é feito a partir do estudo da amplitude do sinal de deformação na estrutura para que desta maneira possa ser calculada a frequência de solicitação, a qual corresponde à velocidade de da passagem do carregamento durante os processos de simulação da estrutura do pavimento.

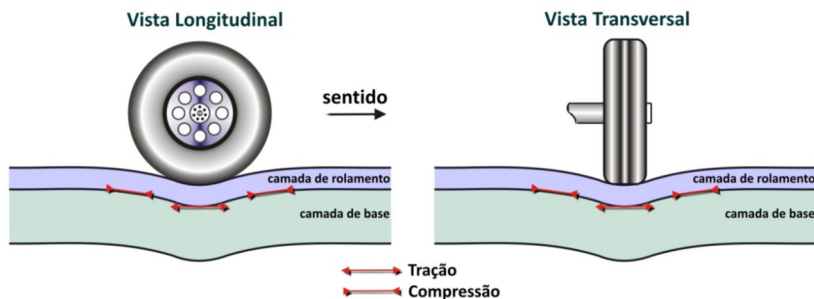


Figura 4.2 – Deformações no pavimento pela passagem de uma carga em movimento (PERRET, 2003)

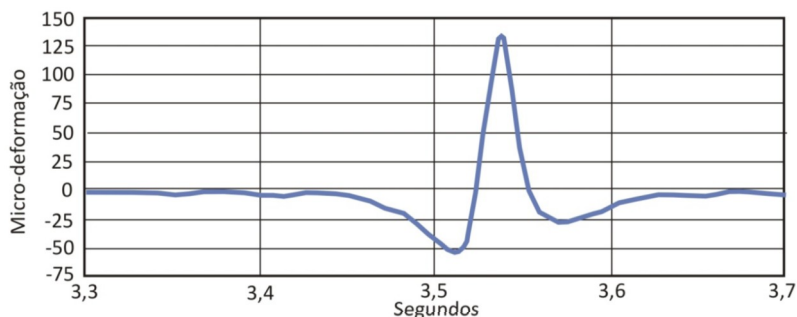


Figura 4.3 – Sinal de deformação longitudinal sob a passagem de um veículo (PERRET, 2003)

#### 4.2.2 Considerações referentes à resistência à fadiga das misturas asfálticas

O sinal de deformação medido na fibra inferior das camadas betuminosas do pavimento se apresenta como ilustrado na Figura 4.3, proporcionando um sinal senoidal (contração-distensão-contração). Este processo sendo solicitado repetitivamente em uma estrutura de pavimento pode levar ao colapso da estrutura. Este fenômeno é conhecido como fadiga das misturas asfálticas. Segundo vários autores (HUET, 1963; RUDENSKY, 1997; MOMM, 1998; DOMEQ, 2005; BARRA, 2009), a fadiga é o principal fenômeno que conduz os concretos asfálticos ao colapso, daí a importância no seu correto conhecimento. Isto tem sido demonstrado em diversos estudos realizados de forma experimental e prática (HUET, 1963; SAYEGH,

1965; DOAN, 1977; De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996; HECK, 2001; PERRET, 2003; DOMEQ, 2005).

Atualmente para a execução dos ensaios em laboratório de fadiga e de módulo complexo, a flexão alternada é feita a través de um sinal senoidal devido à impossibilidade de reproduzir com exatidão o sinal encontrado no campo, mas este sinal se aproxima ao sinal obtida nas medições *in-situ*. A Figura 4.4 apresenta a superposição dos sinais obtidos no campo no sentido longitudinal e transversal, junto com um sinal senoidal obtido por aproximação em series de Fourier.

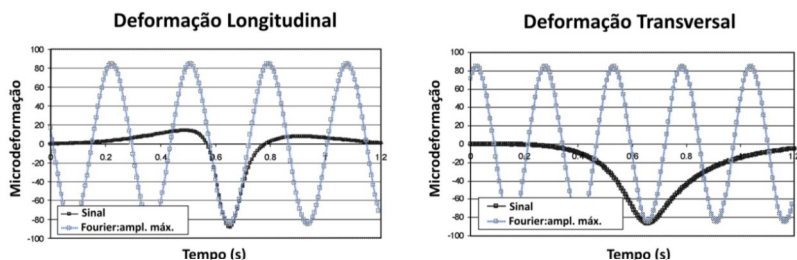


Figura 4.4 – Sinal de deformação e decomposição em series de Fourier (PERRET, 2003)

Sendo assim, com o uso destes princípios, a metodologia francesa aplica os ensaios de módulo complexo e fadiga a deslocamento controlado, para que possa ser determinado o comportamento reológico e a vida útil da mistura asfáltica, tendo em conta os condicionamentos térmicos e de solicitação de cada ensaio.

No ensaio de fadiga é determinada a vida útil do material (tendo em conta os critérios normativos) ante diferentes níveis de deformação a partir de análises estatísticos dos resultados fornecidos, onde se encontra a deformação para uma vida de  $10^6$  de ciclos ( $\epsilon_f$ ) e a inclinação da curva obtida, parâmetros utilizados como critério para o dimensionamento da estrutura de pavimentos.

### 4.2.3 Considerações referentes aos esforços transmitidos às camadas subjacentes

As camadas superpostas constituintes de uma estrutura de pavimento são construídas com o intuito de proteger o terreno de fundação (subleito) ou a plataforma de fundação (PF) como considera a metodologia francesa, compreendendo o conjunto de camadas final de terraplenagem e de reforço.

Estas camadas visam distribuir e diminuir os esforços transmitidos à plataforma de suporte ou à plataforma de fundação. A aplicação repetitiva de esforços mecânicos devido aos carregamentos dinâmicos solicitantes gera um acúmulo de pequenas deformações irreversíveis ao longo do tempo que se constituem em deformações permanentes (LCPC/SETRA, 1994).

### **4.3 CRITÉRIOS DE ANÁLISE PARA OS CÁLCULOS DA METODOLOGÍA FRANCESA**

São abordados nos tópicos seguintes alguns dos parâmetros influentes na metodologia francesa de dimensionamento de pavimentos de concreto asfáltico, como: tráfego, coeficientes de risco calagem e heterogeneidade; definição da estrutura do pavimento e finalmente os critérios de avaliação do desempenho mecânico.

#### **4.3.1 Tráfego**

O tráfego é um parâmetro diretamente relacionado com a análise mecânica do comportamento à fadiga da estrutura de pavimentos. Desta forma, uma caracterização adequada do tráfego circulante na estrutura influencia diretamente na escolha dos materiais constitutivos que a comporá (BARRA, 2011). A definição da classe de tráfego é abordada a partir da contagem do volume médio diário (MJA pelas siglas em Francês) de caminhões pesados na faixa mais lenta da via mais solicitada. Atualmente, a França estabelece que os caminhões pesados para efeito de contagem são aqueles que comportam um peso total autorizado em carga a partir de 35kN (LCPC/SETRA, 1998).

Estas adequações sobre a definição do peso correspondente aos caminhões pesados estão relacionadas à configuração dos veículos com mais de dois eixos, ou a dois eixos, em que o eixo traseiro permite rodas duplas (AFNOR NF P 98-082, 1994). Em concordância com estes tipos de configuração foram executadas as contagens de tráfego difundidas pelo *Sérvise d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA – Serviço de Estudos Técnicos de estradas e Auto – Estradas) desde 1990. A Tabela 4.1 resume as classes de tráfego adotadas na França.



Tabela 4.1 – Classes de tráfego adotadas na França (LCPC/SETRA)

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

\*Terminologia utilizada pelo LCPC/SETRA (1994)

\*\*Terminologia utilizada pelo LCPC/SETRA (1998)

NOTA: quando as terminologias TC estiverem acompanhadas dos números 20 ou 30, significa que pertencem às classes de tráfego das redes não estruturante VRNS (20 anos) e estruturante VRS (30 anos), respectivamente.

O tráfego sobre o período de projeto inicial da estrutura é calculado a partir das Equações (4.1 a 4.3).

$$NE = N * CAM \quad (4.1)$$

$$N = 365 * MJA * C \quad (4.2)$$

$$C = \frac{(1+\tau)^p - 1}{\tau} \quad (4.3)$$

Onde:

- N Número acumulado de caminhões pesados para o período de projeto;
- CAM Coeficiente de agressividade média dos caminhões pesados em relação ao eixo de referência (no caso, simples de rodas duplas com 130kN);
- MJA Volume médio diário de caminhões pesados na faixa mais lenta da via mais solicitada;
- C Fator de acumulação do tráfego sobre o período p de projeto;
- $\tau$  Taxa de crescimento geométrico do tráfego no período de projeto

O coeficiente de agressividade (CAM) está diretamente relacionado à configuração dos eixos, das rodas e, das cargas, os quais são analisados de maneira isolada, e considerando uma contribuição individual ao dano, tendo em conta os materiais constitutivos da estrutura do pavimento.

A Tabela 4.2 apresenta os dados do tráfego em função da sua classe e do tipo de composição estrutural caso o projetista não tenha possibilidade de dados precisos de tráfego.

Tabela 4.2 - Coeficientes de agressividade média segundo o tráfego e o tipo de estrutura de pavimento de concreto asfáltico (LCPC/SETRA, 1994).

Tráfego	CAM	0,4	0,5	0,7	0,8
≤ TC3 (T3)	Classe	T5	T4 (TC2)	T3 (TC3)	T3* (TC3)
> TC3 (T3)	CAM				
	0,8 HT <sub>CB</sub> * ≤ 20cm			1,0 HT <sub>CB</sub> * > 20cm	

\*HT<sub>CB</sub> = espessura total de concreto asfáltico no pavimento

#### 4.3.2 Coeficientes utilizados (Risco, calagem e heterogeneidade).

Com estes coeficientes pretende-se definir o risco de ruptura de uma estrutura de pavimento durante o período de projeto. Isto não pode ser feito de maneira direta devido à grande quantidade de variáveis envolvidas que afetam diretamente à vida útil do pavimento no campo, sendo assim, o processo de deterioração pode acontecer de maneira aleatória (CORTÉ e GOUX, 1996). Sendo assim, o critério probabilístico é utilizado para se estimar estas ocorrências (Equações 4.4 e 4.5).

$$k_r = 10^{-ub\delta} \quad (4.4)$$

$$\delta = \left[ SN^2 + \left( \frac{c^2}{b^2} \right) Sh^2 \right]^{0,5} \quad (4.5)$$

Onde:

$k_r$  Coeficiente de risco;

$\delta$  Desvio-padrão associado à SN, b, Sh e c;

- SN Desvio-padrão dos ciclos suportados pelos concretos asfálticos no momento da ruptura,  $\log(N)$ ;
- u Fator estatístico da série normal associada ao risco ( $\log N/N_{50\%}$ );
- b Inclinação da reta de fadiga que abrange os ciclos à ruptura dos materiais testados (regressão linear);
- Sh Desvio-padrão da distribuição das espessuras das camadas na estrutura do pavimento;
- C Coeficiente que correlaciona a variação da deformação (ou tensão) no pavimento à variação aleatória da espessura  $\Delta h$  ( $\log \varepsilon = \log \varepsilon_0 - c \cdot \Delta h$ ), que para estruturas convencionais, é da ordem de  $0,02\text{cm}^{-1}$ .

Desta maneira, a determinação destes coeficientes deve ser realizada para cada caso em particular. No entanto, neste capítulo são informados os valores adotados para os pavimentos de concreto asfáltico para o nível de risco ( $K_r$ ) (Tabela 4.3), bem como para o valor do desvio padrão das espessuras das camadas do pavimento (Sh) (Tabela 4.4). Este procedimento é feito no caso de não se dispor de dados precisos sobre as condições da estrutura que vai ser aplicada no campo.

Tabela 4.3 – Valores de risco adotados para pavimentos de concreto asfáltico, em função do fator u (LCPC/SETRA, 1994).

Fator (u)	-0,84	-1,04	-1,28	-1,65	-2,05
Risco (%)	20	15	10	5	2

Tabela 4.4 - Valores de Sh adotados para pavimentos de concreto asfáltico, em função da espessura total das camadas betuminosas na estrutura (LCPC/SETRA, 1994).

Espessura (cm)	$e \leq 10$	$10 < e < 15$	$15 \leq e$
Sh (cm)	1	$1 + 0,3(e-10)$	2,5

O coeficiente de calagem ( $k_c$ ), visa estabelecer um ajuste entre os resultados do modelo de cálculo ao comportamento observado no campo das estruturas de pavimento do mesmo tipo. Dependendo da natureza dos materiais são adotados os seguintes valores: 1,3 para material granular tratado com betume para camada de ligação, base ou sub-base; 1,1 para mistura asfáltica usual, a qual é normalmente

destinada para camada de rolamento; e, 1,0 para mistura asfáltica de módulo elevado (LCPC/SETRA, 1994).

O coeficiente  $k_s$  é um coeficiente que diminui o efeito das heterogeneidades locais de suporte de uma camada de pouca rigidez no apoio das camadas tratadas, em que a relação entre elas é definida em função do valor do módulo correspondente à plataforma de suporte da estrutura de pavimento (PF). As relações utilizadas são: 1,0/1,2 para módulo da plataforma entre  $20\text{MPa} \leq E_{PF1} < 50\text{MPa}$ ; 1,0/1,1 para módulo da plataforma entre  $50\text{MPa} \leq E_{PF2} < 120\text{MPa}$  e; 1,0 para plataforma com módulo  $E \geq 120\text{MPa}$  (que abrange as situações de plataforma com módulo  $120\text{MPa} \leq E_{PF3} < 200\text{MPa}$  e,  $E_{PF4} \geq 200\text{MPa}$ ) (LCPC/SETRA, 1994).

### 4.3.3 Definição da estrutura de pavimento

Na França as estruturas de pavimento são consideradas como um sistema de multicamadas aplicadas sobre o terreno natural terraplanado conhecido no Brasil como subleito, o último metro de preparação é conhecido como Parte Superior de Terraplanagem (PST) e, sua superfície após tratamento como arado de terraplanagem (AR). Eventualmente pode ser utilizada uma camada de transição denominada *couche de forme*, ou regularização, constituindo a plataforma de suporte do pavimento (PF) (LCPC/SETRA, 1994).

A França classifica as partes superiores de terraplanagem (PST) segundo a natureza e o estado hídrico dos materiais que as constituem, levando em conta o contexto geral da estrutura do pavimento em serviço, considerando as condições nas quais irá a operar a estrutura, isto, referente às condições de contato e de tratamento da interação com a água.

Na metodologia francesa existem um ou mais tipos de arado de terraplanagem (AR) para cada parte superior de terraplanagem (PST) e os módulos de rigidez são determinados geralmente com o ensaio de Dynaplaque ou de placa vibratória, quais sejam (LCPC/SETRA, 1994): PST0 (AR0), PST1 (AR1), PST2 (AR1), PST3 (AR1, AR2), PST4 (AR2), PST5 (AR2, AR3) e PST6 (AR3, AR4). As faixas de módulo de rigidez que compreendem os AR são as seguintes: AR0 ( $< 20\text{MPa}$ ), AR1 ( $20 \leq \text{MPa} \leq 50$ ), AR2 ( $50 \leq \text{MPa} \leq 120$ ), AR3 ( $120 \leq \text{MPa} \leq 200$ ), AR4 ( $> 200\text{MPa}$ ).

A camada de transição ou camada de forma (*couche de forme*) é utilizada eventualmente para adequar a capacidade de suporte da

estrutura ao tráfego do projeto, bem durante o período de construção ou de abertura ao tráfego.

Os materiais que compõem a estrutura são selecionados tendo em conta a sensibilidade à água e ao frio, o tamanho máximo do granular e a resistência ao tráfego de equipamentos pesados da obra.

A relação modular das plataformas de fundação (PF) seguem a mesma faixa descrita para a camada de arado de terraplanagem (AR), com exceção de que não há PF0 e, e que a PF1 não pode ser utilizada na rede nacional da França (LCPC/SETRA, 1994).

O LCPC/SETRA (1998<sup>a</sup>) indica plataformas de fundação para as diferentes classes de tráfego da seguinte forma: (PF):  $\geq$  PF2 para  $\leq$  TC5<sub>20/30</sub> (T1);  $\geq$  PF3 para TC6<sub>30</sub> (T0);  $\geq$  PF2 para TC6<sub>20</sub> (T0);  $\geq$  PF3 para TC7<sub>20/30</sub> (TS) e TC8<sub>20/30</sub> (TEX). Estes mesmos dados podem ser utilizados para os casos em que só exista o AR na estrutura.

Na determinação dos módulos das camadas de AR ou PF podem ser utilizados: viga Benkelmann ou deflectógrafo Lacroix, no caso que os valores modulares ultrapassem os limiares dos equipamentos recomendados para tal finalidade (Dynaplaque ou de placa vibratória).

As camadas de assentamento (*couches d'assise*) são conformadas pelas camadas de base (*fondation*). As bases podem ser projetadas também com camadas betuminosas apoiadas diretamente sobre o AR ou à PF, adicionais das camadas de ligação, e de rolamento, as quais constituem a camada superficial (LCPC/SETRA, 1994).

Dependendo das características específicas de cada região os concretos asfálticos são caracterizados em 3 classes (LCPC, 2007), a classe 3 apresenta maior resistência e qualidade do que a classe 2 e esta a sua vez da classe 1. A Figura 4.5 apresenta uma estrutura de pavimento que contem todas as camadas mencionadas.

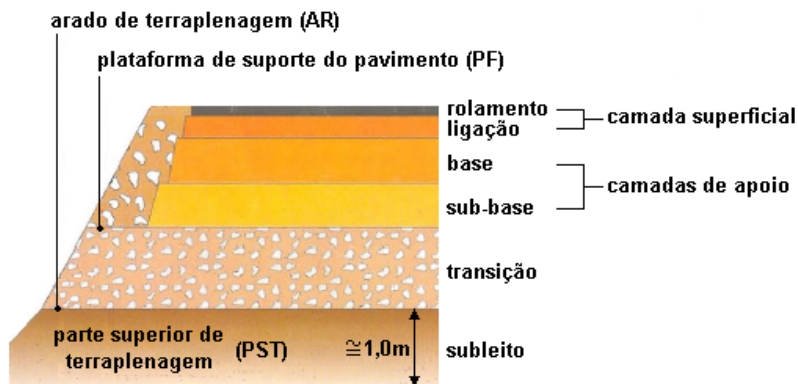


Figura 4.5 - Composição de uma estrutura de pavimento adotada na França (LCPC/SETRA, 1994).

#### 4.3.3.1 Estruturas de pavimentos consideradas

Nesta pesquisa são abordados estudos tendo em conta unicamente materiais betuminosos, da mesma forma, neste capítulo será abordado o tema de dimensionamento de estrutura de pavimentos unicamente para tais materiais, quer dizer, sem ter em conta os materiais tratados com cimento hidráulico.

Neste capítulo são apresentadas estruturas de pavimento de concreto asfáltico destinadas:

- Ao tráfego de leve a médio da rede não estruturante (VRNS) (*chaussée souple*);
- Ao tráfego pesado da rede não estruturante (VRNS) e a qualquer nível de tráfego da rede estruturante (VRS) (*chaussée bitumineuse épaisse*).

#### Estruturas de pavimento flexível tipo *Chaussée Souple*

As estruturas de pavimento tipo *chaussée souple* (Figura 4.6) estão limitadas ao seu uso na rede não estruturante (VRNS) com tráfego inferior a TC<sub>620</sub> (TO) e não podem ser utilizadas para a rede estruturante (VRS).

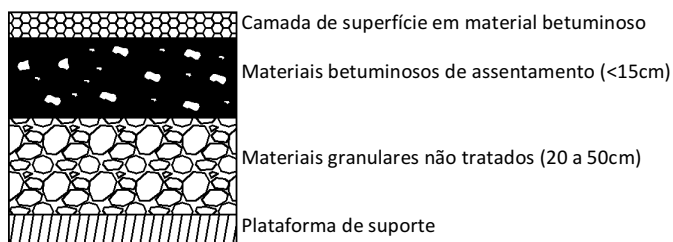


Figura 4.6 – Estrutura de pavimento tipo *chaussée souple* (LCPC/SETRA, 1994)..

Para a camada de rolamento pode ser utilizados concretos asfálticos convencionais, tais como *Béton Bitumineux* (BB - concreto betuminoso), *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG - concreto betuminoso semi-aberto), *Béton Bitumineux Mince* (BBM - concreto betuminoso delgado), *Béton Bitumineux Très Mince* (BBTM - concreto betuminoso muito delgado) e, *Béton Bitumineux Drainante* (BBDr - concreto betuminoso drenante). Ainda que a mistura tipo EME (*Enrobé à Module Élevé*) ou concreto asfáltico de módulo elevado pode ser utilizada, não é recomendável devido ao pouco tráfego circulante. A norma AFNOR NF EN 13108 (2007) define detalhadamente cada uma destas misturas.

Dependendo das características específicas do projeto (tráfego, fatores econômicos, materiais, etc.) o projetista pode escolher o tipo de material a ser utilizado para a execução do mesmo. No entanto, pode ser prevista uma camada de ligação para diminuir os custos de execução das camadas de suporte.

Na camada de base podem ser utilizados os concretos asfálticos tipo *Grave Bitume* de classe 3 (granulares britados tratados com betume) ou da mesma maneira, condicionado ao tipo de tráfego, podem ser utilizados os granulares não tratados (GNT) ou como são conhecidos no Brasil, as britas graduadas simples. A norma francesa AFNOR NF EM 13285 (2004) define os granulares não tratados como os materiais oriundos de processos de britagem e pouco argilosos, estes podem ser umidificados à base de água ou não.

A norma francesa AFNOR NF EN 13285 (2004) especifica que os granulares não tratados (GNT) possuem curvas granulométricas em função das dimensões dos granulares dependendo dos seguintes limites: 0/14, 0/20, 0/31,5 e 0/63 (esta apenas para a categoria A de GNT). Da mesma maneira, classifica os GNT em dois grandes grupos:

- Grupo A: De granulometria homogênea e sim inserção de água na sua formulação;
- Grupo B: De granulometria variada (pode compreender agregados graúdos, areias e, eventualmente finos), calculada e umidificada com água a um teor ótimo determinado a partir do ensaio de Proctor.

Dependendo do nível de exigência a categoria B pode ser subdividida em B1 ou B2 dependendo da compactidade determinada no teor ótimo ( $C_{OPM}$ ) do ensaio de Proctor (considerando a energia de compactação), e quanto ao desempenho mecânico (C1 a C4) a partir dos ensaios convencionais como o módulo de rigidez ( $E_c$ ) e a deformação permanente ( $\varepsilon_1^c$ ), a partir dos ensaios triaxiais cíclicos (LCPC/SETRA, 1998b; AFNOR NF P 98-125, 2009 apud BARRA 2011).

Segundo o LCPC/SETRA (1998b), as categorias de GNT mais recomendadas são: B1C1 ( $C_{OPM} \geq 80\%$ ,  $E_c \geq 500\text{MPa}$ ,  $\varepsilon_1^c \leq 25 \times 10^{-4}$ ) e B2C2 ( $C_{OPM} \geq 82\%$ ;  $E_c \geq 500\text{MPa}$  e  $25 \times 10^{-4} < \varepsilon_1^c \leq 60 \times 10^{-4}$ ;  $250 \leq E_c < 500\text{MPa}$  e  $\varepsilon_1^c \leq 60 \times 10^{-4}$ ). No entanto, o LCPC/SETRA (1998) apresenta critérios mais restritivos em quanto ao uso dos GNT, e prevê o uso dos tipos B2C1 ou B2C2, e apresenta a restrição para o seu uso em camadas de base com tráfego inferior a  $TC_{3_{20}}$ , e para camadas de sub base, podem ser utilizados para todas as classes de *chaussées souples*. Nos demais casos se utiliza materiais tipo *Grave Bitume* classe 3 (materiais granulares tratados com betume). Isto devido a que não é desejável a execução do projeto de uma estrutura de pavimento destinada à rede nacional com uma camada composta com materiais não tratado (GNT) de categoria A ou B1, devido a que a qualidade dos materiais é heterogênea, o que pode conduzir a um comportamento não desejado da estrutura (LCPC/SETRA, 1998).

Sendo assim, o uso dos granulares não tratados (GNT) ou brita graduada simples (BGS) como é conhecida no Brasil deve respeitar certas condições quanto à classe de tráfego e de plataforma de suporte do pavimento ( $\leq TC_{4_{20}}/T2$  sobre PF1 e,  $\leq TC_{5_{20}}/T1$  sobre  $\geq$  PF2) (LCPC/SETRA, 1994).

Na França tem sido executadas pesquisas no laboratório (inclusive em escala real) e no campo para verificar o comportamento dos granulares não tratados (GNT), os quais apresentam um comportamento muito deformável quando submetidos a tráfegos intensos, o que se



traduz na falta de estanqueidade da estrutura pela perda de capacidade de suporte das camadas subjacentes e ao seu comportamento não linear (BARRA et al, 2011). Seguindo este princípio, EL ABD (2006) demonstrou a deformabilidade destes materiais (GNT), apresentando a inversão dos planos principais de tensão (Figura 4.7) quando estão sujeitos sob a solicitação de carregamentos dinâmicos, inversão que pode ser reproduzida em escala com o ensaio de cilindro oco.

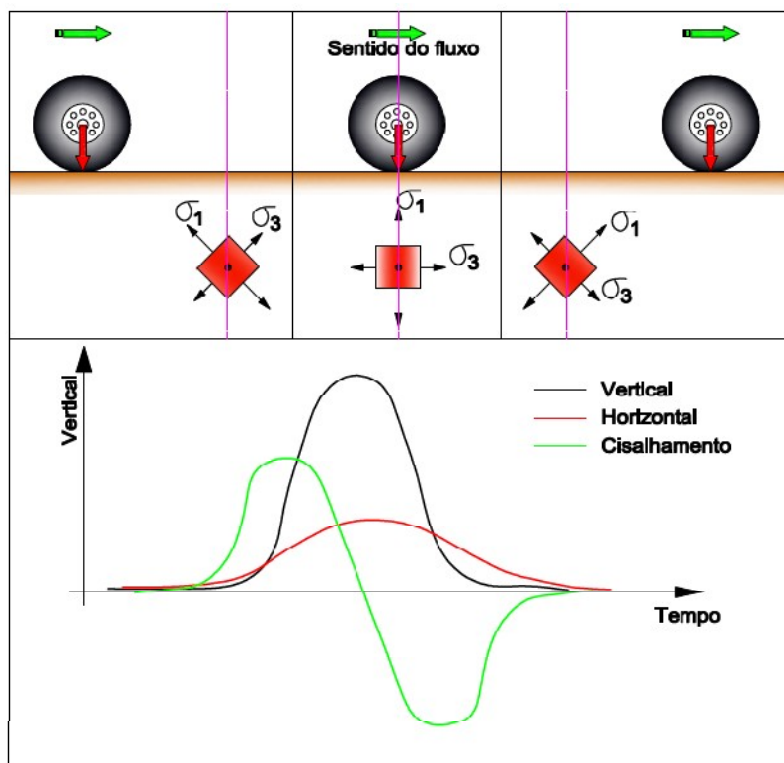


Figura 4.7 – Inversão dos planos principais no mesmo ponto de análise (EL ABD, 2006)

A camada de transição pode ser executada com granulares não tratados (GNT) dependendo do nível do tráfego e da rigidez exigida para a PF requerida (GTR, 2000; LCPC/SETRA, 1998b; BARRA et al., 2011). Mas, para que este material possa ser utilizado devem ser determinadas as características mecânicas em ensaios que permitam

descrever o comportamento quase reversível, assim como a evolução das deformações permanentes sob carregamento cíclico, o que normalmente é feito com os ensaios triaxiais cíclicos no laboratório.

Visando estabelecer uma progressão gradativa da rigidez estrutural até a camada de rolamento devem ser respeitadas as relações modulares de acordo com a posição da camada na estrutura do pavimento. Seguindo este princípio, as camadas de materiais granulares não tratadas (GNT) devem ser projetada com módulos o mais elevados possíveis, com o intuito que a camada de rolamento superficial seja o mais delgada possível.

Desta forma, o LCPC/SETRA (1994) estabelece que estes valores de módulo são inerentes das categorias dos granulares não tratados (GNT, do 1 a 3), que estão relacionados ao tipo de tráfego solicitante no período inicial do projeto e das propriedades físicas do material:

- 600MPa [categoria 1, tráfego  $TC_{320}/T3$  (0/20; Índice de Britagem  $I_c = 100$ ) e, tráfego  $< TC_{320}/T3$  (0/20; Índice de Britagem  $I_c \geq 60$ )];
- 400MPa [categoria 2, tráfego  $TC_{320}/T3$  (0/20; Índice de Britagem  $I_c \geq 60$ ) e tráfego  $< TC_{220}/T4$  a  $T5$  (0/31,5; Índice de Britagem  $I_c \geq 30$ )];
- 200MPa [categoria 3, tráfego  $< TC_{220}/T5$ ; até 0/60].

O índice de britagem ( $I_c$ ) é um indicativo da resistência do material ao real procedimento de britagem, e está definido como a percentagem de elementos superiores ao diâmetro máximo ( $D_{m\acute{a}x}$ ) do granular elaborado contido no material de origem submetido ao processo de britagem (NF P 18-101, 1990). Desta forma, entre maior seja esta percentagem, menos friável e mais resistente será este material.

Para o tráfego  $\leq TC_{320}$  (T3), os valores limite descritos se aplicam diretamente às camadas de base, sendo estes os valores finais máximos a ser atingidos em casa caso, tendo em conta uma progressão gradual do módulo proveniente das camadas inferiores, que depende da categoria do material disponível, e que possui coeficientes (k) multiplicadores relacionados (3 para a categoria 1; 2,5 para a categoria 2 e; 2 para a categoria 3) (BARRA et al. 2011).

Se a estrutura do pavimento for projetada com uma camada de base composta por GNT, as camadas de sub-base seguem a condição anterior no caso de que for a mais próxima da superfície formada por GNT em quanto aos valores máximos do módulo.

Para os tráfego TC4<sub>20</sub> (T2) a TC5<sub>20</sub> (T1), deve-se utilizar o coeficiente multiplicador 3 (que corresponde à categoria 1), com o intuito de se obter o módulo a ser atingido pela camada subsequente. No entanto, ao contrário do tráfego  $\leq$  TC3<sub>20</sub> (T3), o valor modular máximo a ser atingido na progressão é de 360MPa, pois haverá materiais com maior rigidez nas camadas superiores.

Tendo em conta a progressão dos valores do módulo, independentemente das condições de tráfego, no caso que o valor medido de uma determinada camada de material granular não tratado (GNT) já tenha atingido o valor máximo estipulado pela norma, a camada seguinte, no caso de que de igual maneira seja composta por granulares não tratados, será projetada com o mesmo valor de módulo máximo (sem ser ultrapassado). O projetista pode realizar ajustes ao projeto dependendo das condições particulares da obra (disponibilidade de materiais, por exemplo) desde que sejam atendidas as condições de suporte requeridas em cada caso.

(BARRA et al, 2011).

### **Estruturas de pavimento flexível tipo *Chaussée Bitumineuses Épaisses* (pavimentos betuminosos espessos)**

As estruturas de *Chaussée Bitumineuses Épaisses* (Figura 4.8) são destinados a qualquer nível de tráfego da rede estruturante (VRS) e para as classes de tráfego superiores a TC620 (TO) da rede não estruturante (VRNS). Os materiais utilizados na camada de rolamento e de ligação seguem o mesmo padrão descrito para *Chaussée Souple*. No entanto, para este tipo de pavimentos nas camadas de base e de sub-base são permitidos unicamente materiais tipo *grave bitume* de classe 2 ou 3 (GB2 ou GB3), ou inclusive misturas de concreto asfáltico de módulo elevado (*Enrobé à Module Élevé*) de classe 2 (EME2). Segundo o LCPC/SETRA (1998a), estes tipos de concretos asfálticos possuem boa resistência à fadiga, razão pela qual foram escolhidos para compor as camadas de base e de sub-base. Para o caso, os materiais granulares não tratados (GNT) não apresentam resistência aos esforços de tração. Sendo assim, como intuito de garantir a integridade da estrutura do pavimento os materiais granulares não tratados não podem ser utilizados.

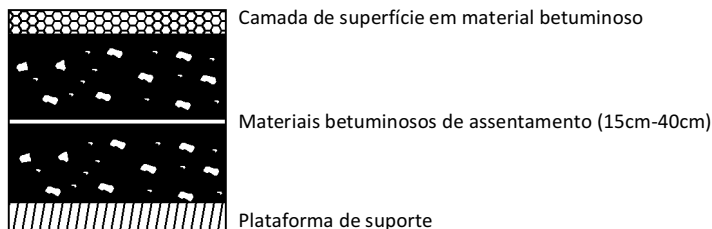


Figura 4.8 – Estrutura de pavimento tipo *chaussée bituminouses épaissés* (LCPC/SETRA, 1994).

#### 4.4 CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO DOS PAVIMENTOS

A metodologia de dimensionamento de pavimentos de concreto asfáltico francesa considera dois critérios principalmente para verificar o comportamento mecânico das estruturas projetadas. Estes critérios são:

- A deformação a tração no sentido longitudinal da passagem do carregamento na base das camadas betuminosas, e;
- A deformação vertical no topo das camadas subjacentes. Neste trabalho seriam constituídas por materiais não tratados.

Quando nas estruturas tipo *chaussée souple* se adotam soluções de projeto em que a camada superficial se encontra apoiada diretamente sobre as camadas inferiores (base, sub-base) compostas por GNT, o critério de avaliação da estrutura é feito pela deformação vertical admissível no topo da camada subjacente ( $\varepsilon_{z,ad}$ ) e não pela deformação a tração admissível na base da camada betuminosa ( $\varepsilon_{t,ad}$ ), sendo esta a condição normalmente observada.

Quando existe uma camada de transição entre o subleito e a sub-base, o critério para a estrutura passa a ser a verificação da deformação no topo da plataforma de suporte (PF) e não no topo da camada de subleito. Os cálculos podem ser feitos a partir das equações 4.6 e 4.7.

E, nas situações em que houver uma camada de transição (*couche de forme*) entre o subleito e a camada de sub-base, constituindo nestes casos o conjunto denominado plataforma de suporte do pavimento (PF), o critério passa a ser a verificação de  $\varepsilon_{z,ad}$  no topo da PF

e não mais no topo da camada de subleito. Estes cálculos podem ser realizados a partir das Equações 4.6 e 4.7.

$$\varepsilon_{z,ad} = 0,012NE^{-0,222}; \text{ para tráfegos} \geq TC3_{20/30} \text{ (T3)} \quad (4.6)$$

$$\varepsilon_{z,ad} = 0,016NE^{-0,222}; \text{ para tráfegos} > TC3_{20/30} \text{ (T3)} \quad (4.7)$$

Onde:

- $\varepsilon_{z,ad}$  Deformação vertical admissível no topo das camadas de subleito e não tratadas;  
 NE Número equivalente de passagens do eixo-padrão de 130kN (Equação 4.1).

No entanto, no caso que exista uma camada de base em concreto asfáltico, adicionalmente à observação da  $\varepsilon_{z,ad}$ , deve ser feita também a observação da  $\varepsilon_{t,ad}$  (Equação 4.8) na fibra inferior da camada de base e não na camada superficial. De igual forma é feito para os *chaussées bitumineuses épaisses* (pavimentos betuminosos espessos), e adicionalmente a deformação a tração  $\varepsilon_{t,ad}$  deve ser feita na fibra inferior da camada de sub-base.

$$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \varepsilon_6(10^\circ C, 25Hz) \left[ E^*(10^\circ C) / E^*(\theta_{eq}) \right]^{0,5} \left( \frac{NE}{10^6} \right)^b \cdot k_r \cdot k_s \cdot k_c \quad (4.8)$$

Onde:

- $\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$  Deformação admissível do concreto asfáltico, também chamada de  $\varepsilon_{t,ad}$ , após solicitação à flexão alternada em laboratório até a ruptura por NE ciclos, em função de uma dada temperatura equivalente ( $\theta_{eq}$ ) e frequência (f) de aplicação do carregamento;  
 $\varepsilon_6(\theta, f)$  Deformação para  $10^6$  ciclos de solicitação do concreto asfáltico, em função de uma dada temperatura e frequência (f) características de aplicação do carregamento, no caso da metodologia francesa,  $10^\circ C$  e 25Hz, respectivamente;  
 $(NE/10^6)^b$  Número de ciclos suportados pelo concreto asfáltico até à ruptura, em relação ao critério padrão metodológico de  $10^6$  ciclos de solicitação, face à

	inclinação $b$ da linearidade dos pontos obtidos a partir do cálculo da regressão;
$[E^*(\theta)/E^*(\theta_{eq})]^{0,5}$	Relação entre os módulos complexos nas temperaturas de referência (10°C) e, equivalente (15°C, na França);
$k_r$	Coefficiente de risco;
$k_s$	Coefficiente de minoração da heterogeneidade;
$k_c$	Coefficiente de calagem.

A temperatura equivalente é aquela correspondente ao dano acumulado sofrido pelo pavimento ao longo do ano, para uma determinada distribuição de temperatura, sendo igual ao dano que o pavimento sofreria sob a solicitação de um mesmo tráfego, no entanto, a uma temperatura constante ou temperatura equivalente. Sendo assim, o conceito de temperatura equivalente não é a temperatura ambiente observada numa determinada região do país (LCPC/SETRA, 1994).

O projetista define as espessuras das camadas da estrutura de pavimento tendo em conta as variáveis envolvidas (tipo de tráfego, tipo de material, desempenho mecânico, posição da camada na estrutura, etc.), no entanto para cada alternativa deve ser estudado cada um dos critérios de avaliação da estrutura, como mencionado anteriormente.

## **Capítulo 5:**

### **MATERIAIS E EQUIPAMENTOS DA PESQUISA**

Para o desenvolvimento desta pesquisa foram utilizados diversos materiais e equipamentos, que serão descritos no decorrer deste capítulo.

#### **5.1 MATERIAIS**

Neste item são descritos os materiais utilizados durante a execução da pesquisa. Esta descrição inclui tipo de material, origem e localização.

##### **5.1.1 Brita**

A brita utilizada foi fornecida pela empresa de mineração Santa Bárbara, localizada no município de Palhoça.

Este material é proveniente da suíte intrusiva de granito, localizada no município de Palhoça.

A seleção dos materiais para a formulação da mistura asfáltica, foi feita a partir dos tamanhos: brita  $\frac{3}{4}$ ", pedrisco, pó de pedra e o resíduo proveniente da retenção de material pelo filtro de mangas.

Maiores informações sobre as características deste material são detalhadas no item 9.2.1.

##### **5.1.2.1 Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura**

Com a finalidade de conhecer de melhor maneira o material estudado foram realizados ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) no Laboratório Central de Microscopia Eletrônica (LCME) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Com este ensaio pode ser conhecida a forma e a textura do material, a fim de determinar a morfologia das partículas.

Na Figura 5.1 pode ser observada a forma não esférica dos grãos com tendência à lamelaridade, circundados por arestas vivas. A textura superficial dos grãos apresenta uma aparência rugosa, que contribui para a aderência da partícula com o ligante betuminoso, fator que é fundamental ao bom comportamento mecânico do mástique asfáltico.

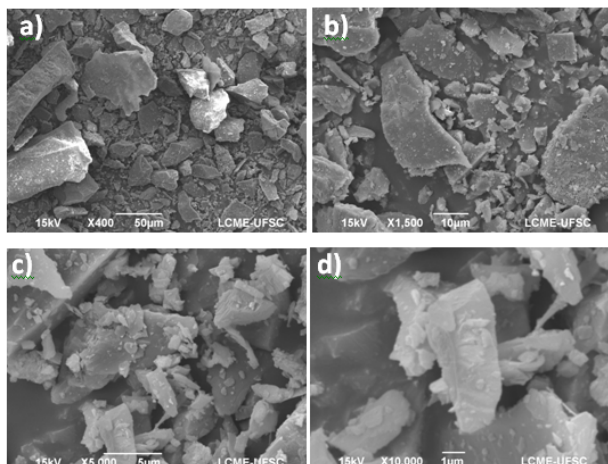


Figura 5.1 – Imagens microscópicas dos grãos de pó de brita ampliadas 400x (a), 1500x (b), 5000x (c) e 10000x (d).

Da mesma maneira foi realizado o espectro por microanálise de raios-X característicos por dispersão de energia ou EDS (*Energy-Disperse X-Ray Spectroscopy*) apresentado na Figura 5.2 e discriminado na tabela 5.1.

Escala completa de contagem 1431

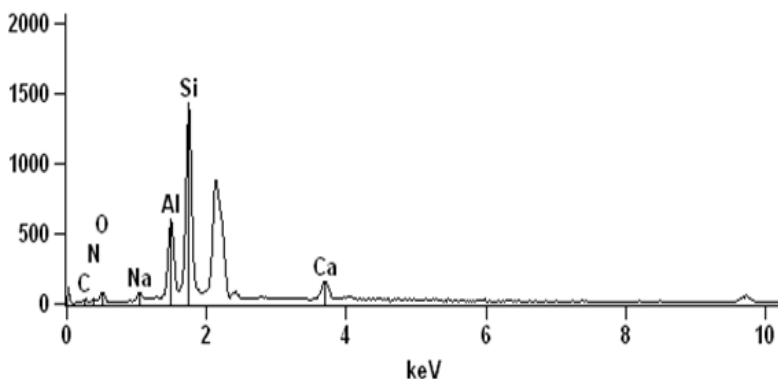


Figura 5.2 – Espectro do pó de brita obtido por microanálise de raios X característicos por EDS.



Tabela 5.1 – Tabela de discriminação dos elementos do pó de brita analisados por microanálise de raios-X característicos por EDS.

Peso %							
	C-K	N-K	O-K	Na-K	Al-K	Si-K	Ca-K
<i>img21(2)_pt1</i>	21.94	9.29	11.85	1.86	11.01	35.34	8.71
Peso % Error (+/- 1 Sigma)							
	C-K	N-K	O-K	Na-K	Al-K	Si-K	Ca-K
<i>img21(2)_pt1</i>	+/-2.36	+/-3.54	+/-0.61	+/-0.12	+/-0.32	+/-0.52	+/-0.54
Atom %							
	C-K	N-K	O-K	Na-K	Al-K	Si-K	Ca-K
<i>img21(2)_pt1</i>	35.17	12.77	14.25	1.56	7.85	24.22	4.18
Atom % Error (+/- 1 Sigma)							
	C-K	N-K	O-K	Na-K	Al-K	Si-K	Ca-K
<i>img21(2)_pt1</i>	+/-3.79	+/-4.86	+/-0.74	+/-0.10	+/-0.23	+/-0.36	+/-0.26
Formula							
	C-K	N-K	O-K	Na-K	Al-K	Si-K	Ca-K
<i>img21(2)_pt1</i>	C	N	O	Na	Al	Si	Ca

### 5.1.2 Ligante Betuminoso (CAP)

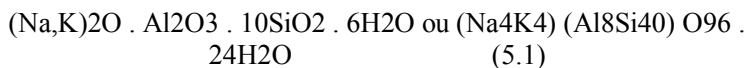
O ligante betuminoso foi fornecido pela PETROBRAS, produzido na Refinaria localizada na cidade de Paulínia/SP (REPLAN - Refinaria do Planalto).

Os ensaios de caracterização do ligante betuminoso se encontram descritos no item 9.2.2

### 5.1.3 Zeólitas

As zeólitas utilizadas neste trabalho foram fornecidas pela empresa CELTA Brasil, a qual fornece este tipo de materiais para diversas finalidades em áreas industriais.

O material desta pesquisa possui fórmula e célula de clinoptilolita (Equação 5.1) (CELTA BRASIL, 2007).



Para a equação 5.1 “*Elementos ou cátions entre o primeiro conjunto de parênteses na fórmula são conhecidos como cátions intercambiáveis; aqueles entre o segundo conjunto de parênteses são chamados de cátions estruturais, porque, junto com oxigênio, eles compõem o arranjo tetraédrico da estrutura*” (OTTO, 2009).

As características físicas das zeólitas utilizadas na pesquisa, determinadas no laboratório da CELTA BRASIL estão resumidas na tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Características físicas da clinoptilolita

<b>Característica</b>	<b>Valor</b>
Ponto de fusão	1300°C
Peso específico	2.1 g/cm <sup>3</sup>
Densidade Aparente	0.98g/L
pH	7.6
Capacidade de troca catiônica (CTC)	1.57meq/g
Cor	Verde pistache

### 5.1.3.1 Ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura

Da mesma forma como foi feito com o pó de brita, foram realizados ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) no Laboratório Central de Microscopia Eletrônica (LCME) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

Na Figura 5.3 pode ser vista a forma não esférica dos grãos, circundados por arestas vivas. A textura superficial dos grãos apresenta uma aparência rugosa e bastante porosa sendo esta última uma característica das zeólitas. Estas características contribuem para a retenção de líquidos, os quais são liberados no momento da mistura quando entram em contato com os materiais aquecidos.

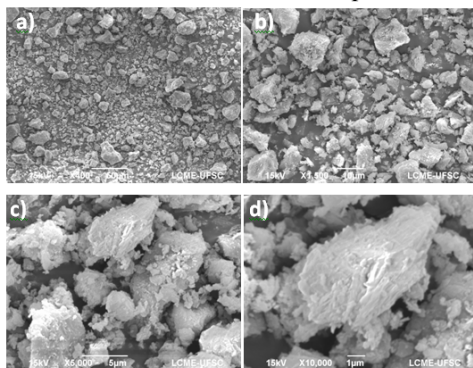


Figura 5.3 – Imagens microscópicas dos grãos de zeólitas ampliadas 400x (a), 1500x (b), 5000x (c) e 10000x (d).

Da igual forma foi realizado o espectro por microanálise de raios-X característicos por dispersão de energia ou EDS (*Energy-Disperse X-Ray Spectroscopy*) apresentado na Figura 5.4 e discriminado na Tabela 5.3.

Escala completa de contagem 2294

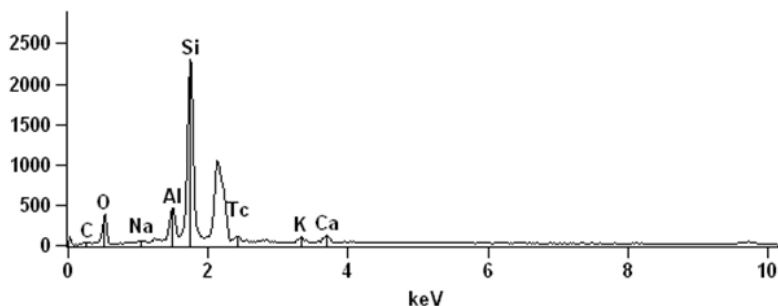


Figura 5.4 – Espectro das Zeólitas obtido por microanálise de raios-X característicos por EDS.

Tabela 5.3 – Tabela de discriminação dos elementos das zeólitas analisados pelo microanálise de raios-X característicos por EDS.

	Peso %							
	C-K	O-K	Na-K	Al-K	Si-K	K-K	Ca-K	Tc-L
<i>img21(3)_pt1</i>	14.44	26.36	0.70	5.70	42.53	2.40	3.76	4.11
	Peso % Error (+/- 1 Sigma)							
<i>img21(3)_pt1</i>	+/-1.84	+/-0.67	+/-0.11	+/-0.27	+/-0.46	+/-0.18	+/-0.45	+/-0.59
	Atom %							
<i>img21(3)_pt1</i>	25.04	34.30	0.63	4.40	31.53	1.28	1.95	0.86
	Atom % Error (+/- 1 Sigma)							
<i>img21(3)_pt1</i>	+/-3.19	+/-0.87	+/-0.10	+/-0.21	+/-0.34	+/-0.10	+/-0.23	+/-0.12
	Formula							
<i>img21(3)_pt1</i>	C	O	Na	Al	Si	K	Ca	Tc

## 5.2 EQUIPAMENTOS

Tendo em conta que durante o andamento da pesquisa, foram feitas algumas alterações ao processo normal de execução dos ensaios, especificamente no ensaio de Duriez, a seguir se encontra uma descrição

detalhada de todos os equipamentos utilizados para o desenvolvimento do estudo.

### 5.2.1 Prensa Marshall

A prensa Marshall é capaz de atingir uma carga de 6000kgf com uma velocidade de carregamento de 5cm/minuto ou 0,83mm/segundo. O anel dinamométrico utilizado está calibrado para uma carga máxima de 10000kgf. Esta prensa é utilizada para a compactação e rompimento dos corpos de prova utilizados no ensaio Duriez (figura 5.5).



Figura 5.5 – Prensa Marshall

### 5.2.2 Moldes

Cada ensaio realizado possui os seus moldes específicos, os quais são utilizados no processo de compactação das misturas asfálticas. A descrição detalhada dos moldes se encontra em cada um dos itens correspondentes a cada ensaio.

Na Figura 5.6 são ilustrados os moldes usados para cada um dos ensaios feitos durante a pesquisa.

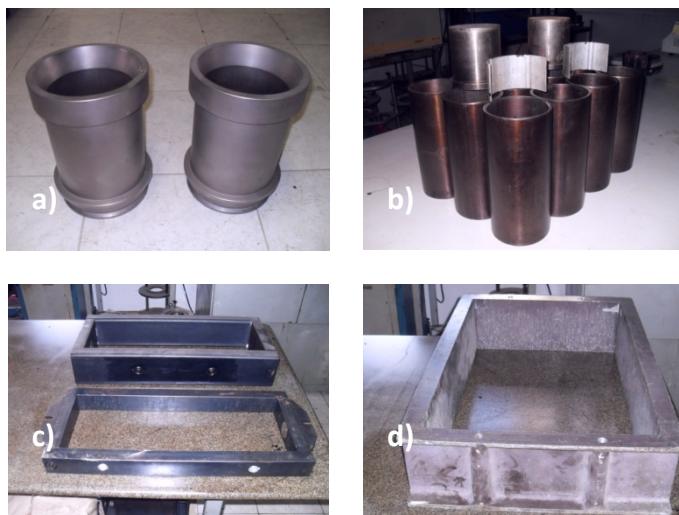


Figura 5.6 – Moldes para os ensaios da PCG (a), Duriez (b), Deformação permanente para 5 e 10cm de espessura (c) e para as placas dos CP dos ensaios de Módulo complexo e fadiga (d)

Adicionalmente, para a execução dos ensaios de Duriez, durante a etapa de rompimento dos corpos de prova, foi construída uma guia, a qual facilita o posicionamento vertical do êmbolo encarregado de transmitir a carga ao corpo de prova (Figura 5.7).



Figura 5.7 – Guia de rompimento para o ensaio de Duriez.

### 5.2.3 Equipamento para a pressão negativa

Este equipamento utiliza uma bomba que permite alcançar altos níveis de vácuo, dois Kitasatos pequenos que impedem a passagem de água para, e uma panela de vidro grosso de alta resistência a pressões negativas. Este equipamento é utilizado para a aplicação da pressão negativa durante o processo de limpeza de poros do ensaio de Duriez (Figura 5.8).

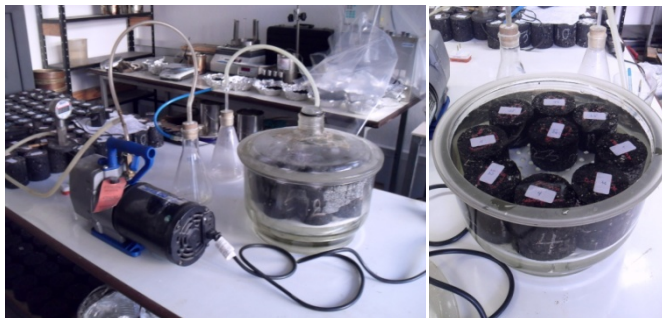


Figura 5.8 - Equipamento para a pressão negativa.

### 5.2.4 Tanques de condicionamento

Os tanques de condicionamento para os corpos de prova existentes no laboratório de pavimentação, inicialmente realizavam a troca de temperatura com ventoinhas imersas na água. Esta troca era produzida de maneira lenta e inadequada, o que refletia na má homogeneização da temperatura, e ocasionava que todos os corpos de prova demorassem muito tempo para atingirem o condicionamento térmico desejado. Sendo assim, houve a necessidade de modificar os tanques com o auxílio de bombas hidráulicas, que homogeneizam de forma mais eficiente e precisa a temperatura na água durante os procedimentos de condicionamento (Figura 5.9)



Figura 5.9 - Tanques de condicionamento na água

### 5.2.5 Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório PCG (SERVOPAC)

Esta máquina é de origem australiana denominada SERVOPAC. É um compactador giratório projetado para misturas asfálticas, onde a compactação é realizada a partir de um movimento cisalhante. A tensão vertical, assim como o movimento giratório são controlados com precisão durante a execução do ensaio. Entretanto, com esta máquina não foi possível realizar a pré-compactação (procedimento preconizado pela metodologia francesa) do material a ser ensaiado, dado que não executa esta função, mas para efeito de alcance dos objetivos da pesquisa foram considerados válidos os resultados fornecidos pelo aparelho (Figura 5.10).



Figura 5.10 – Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório PCG (SERVOPAC)

### 5.2.6 Compactadora de Placas

É um equipamento projetado para compactar placas de acordo com a norma NF EN 12697-93, o processo de compactação é realizado a través de um eixo de roda simples ou dupla (dependendo do tipo de placa a ser ensaiada) e simula o processo de compactação que acontece no campo (Figura 5.11).

As placas produzidas por esta máquina são destinadas aos ensaios de deformação permanente, e à fabricação dos corpos de prova dos ensaios de módulo complexo e de fadiga.



Figura 5.11 Compactadora de placas.

### 5.2.7 Máquina de Deformação Permanente

Este é um equipamento projetado para determinar a resistência das misturas asfálticas à formação de trilha de rodas, a partir da aplicação de tensões similares às impostas aos pavimentos. Este equipamento age com conformidade com a norma francesa NF P 98 253 – 1 1991 (Figura 5.12).

Durante o ensaio, as placas são submetidas a um condicionamento térmico de 60°C, e um pneu com pressão de insulflagem controlada aplica a carga solicitante a uma frequência de 1Hz. O intuito do ensaio consiste em medir o afundamento da trilha de roda após a passagem de uma série de ciclos (0, 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 30000).





Figura 5.12 – Máquina de deformação permanente.

### 5.2.8 Máquina de corte

Este equipamento foi projetado e construído pelo professor Dr. Leto Momm nas instalações do laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Este equipamento é de grande importância, pois realiza os cortes das placas para a obtenção dos corpos de prova dos ensaios de módulo complexo e de fadiga. A velocidade de avanço da mesa (2cm/min) garante a qualidade do corte e o resfriamento à água evita a modificação da percentagem de vazios dos CP devido ao aquecimento do ligante produzido pelo atrito do disco com a mistura (Figura 5.13).



Figura 5.13 – Máquina de corte de placas

### 5.2.9 FADECOM (Módulo Complexo e Fadiga)

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios corresponde à segunda geração do protótipo da máquina de fadiga construída pelo Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

Na Figura 5.14 ilustra uma visão geral do equipamento utilizado na pesquisa, denominado FADECOM.



Figura 5.14 – Segunda geração da máquina de módulo complexo e fadiga (FADECOM) da UFSC

Dada a importância desta máquina para o desenvolvimento da pesquisa, nos seguintes itens estão descritas cada uma das partes utilizadas, assim como a sua função dentro dos ensaios. Cabe ressaltar que esta máquina foi o primeiro aparelho desenvolvido que permitia realizar tanto os ensaios de fadiga como os de módulo complexo em um mesmo equipamento.

A máquina de fadiga possui duas câmaras de condicionamento térmico (Figura 5.15), uma principal, onde estão localizados os corpos de prova e que mantém a temperatura segundo as especificações do ensaio, e uma câmara secundária, a qual está encarregada de realizar um condicionamento prévio do ar que vai ser introduzido na câmara principal. Sendo assim, o controle destas temperaturas (tanto da câmara principal como da secundária) é realizado com termopares tipo PT-100, e o fluxo de ar é controlado com a utilização de um ventilador de comunicação estrategicamente localizado, o qual liga ou desliga dependendo da necessidade de temperatura da câmara principal.

A câmara principal deve garantir a homogeneidade da temperatura para que os corpos de prova ensaiados sejam submetidos a um mesmo condicionamento térmico. Para isto, na parte superior desta câmara se encontra localizado um ventilador, cuja função é de distribuir o ar proveniente da câmara inferior e homogeneizar o ar na câmara superior.

A câmara secundária se encontra dividida em dois compartimentos. Um compartimento está destinado ao condicionamento térmico a frio, onde é mantido o ar condicionado pelo compressor e o segundo compartimento se encontra destinado ao condicionamento térmico a quente, onde se encontra localizada uma resistência encarregada do aquecimento do ar.

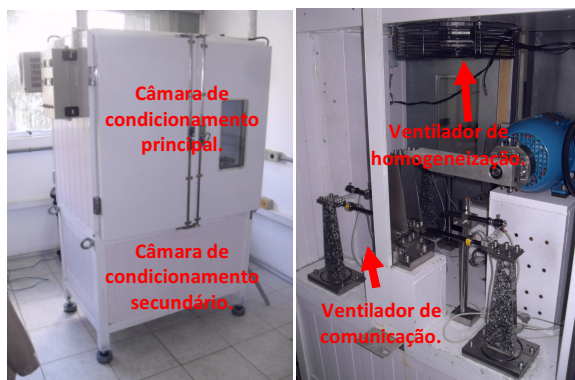


Figura 5.15 – Sistema de condicionamento térmico.

No referente às partes móveis da máquina, o sistema inicia com um motor de indução, que é um motor trifásico de 4 pólos e de duplo eixo, encarregado de produzir a rotação à frequência estabelecida para cada um dos ensaios (Figura 5.16).



Figura 5.16 – Motor de indução.

A seguir se encontra o excêntrico, o qual tem a função de transformar a rotação produzida pelo motor em um deslocamento lateral, ajustado ao nível de deformação requerido para o ensaio, a partir da rotação dos parafusos localizados em cada extremo do excêntrico. A figura 5.17 ilustra uma visão geral deste componente.

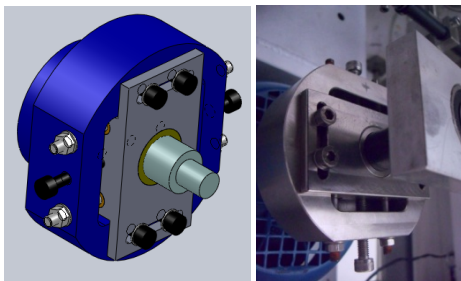


Figura 5.17 - Excêntrico.

Seguidamente a cada lado do motor se encontram localizados duas hastes do excêntrico, as quais tem a função de transmitir o deslocamento produzido pelo excêntrico até o oscilador (Figura 5.18).

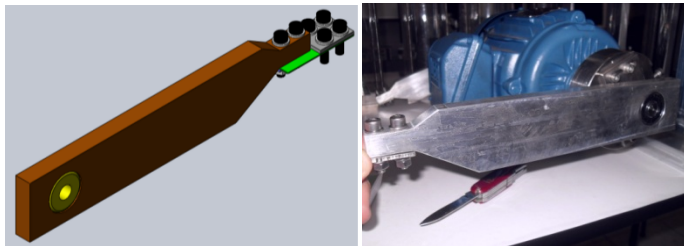


Figura 5.18 - Haste do excêntrico

Ao final de cada haste do oscilador se encontram os osciladores, os quais reduzem o deslocamento produzido pelos excêntricos na ordem de micrometros e posiciona o deslocamento em sentido lateral (Figura 5.19).

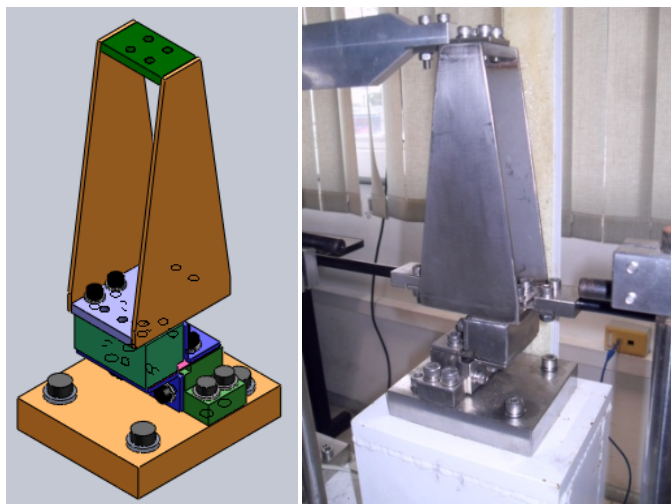


Figura 5.19 – Oscilador.

Logo após se encontram as hastes dos osciladores, que transmitem o deslocamento produzido nos osciladores até a parte superior do corpo de prova. Nesta peça estão localizados os sensores de efeito hall (encarregados de medir o deslocamento) e as células de carga (Figura 5.20).

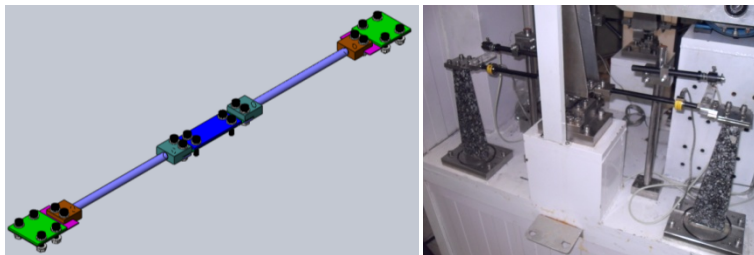


Figura 5.20 - Haste do Oscilador.

Após as hastes dos osciladores se encontram os conjuntos de fixação dos corpos de prova trapezoidais (um total de 4 conjuntos posicionados na máquina de fadiga). Cada conjunto esta composto principalmente por uma chapa de fixação inferior, uma chapa de fixação superior, um tubo de acrílico (para o caso de condicionamento térmico à água) e logicamente o corpo de prova da mistura a ser analisada (Figura 5.21).

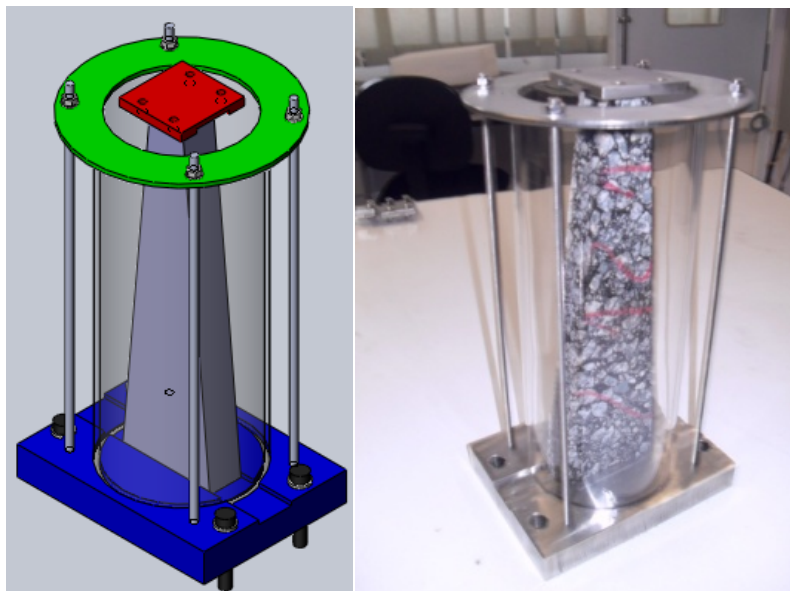


Figura 5.21 – Fixador dos corpos de prova.

A medição do deslocamento é realizada com o uso de sensores efeito Hall, o qual está composto de duas partes, uma parte móvel que

acompanha o movimento da haste do oscilador encarregada de medir o campo magnético e uma parte fixa encarregada de produzir o campo magnético com o uso de dois ímãs, que se encontram localizados no suporte de efeito Hall. Com o aprimoramento deste modelo (com relação ao anterior) se realiza facilmente o deslocamento dos ímãs em sentido horizontal, dado que isto permite a movimentação do campo magnético, o que auxilia no momento da aferição dos sensores (Figura 5.22).

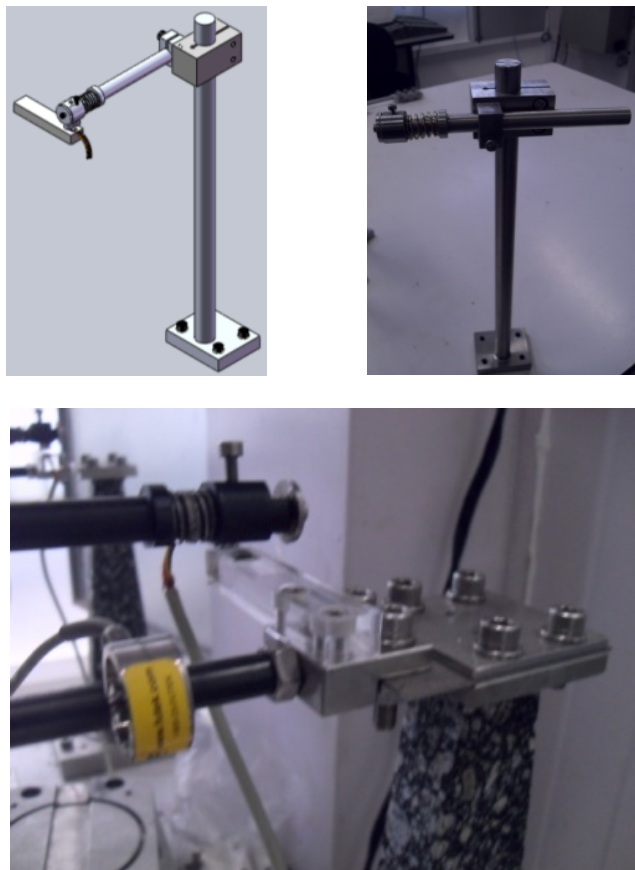


Figura 5.22 – Conjunto de fixação do sensor de efeito Hall.

Em função da necessidade de se obter um controle rigoroso na medição da frequência de solitação durante os ensaios de módulo complexo e fadiga, evitando que haja a influência de efeitos indesejáveis

nos resultados finais obtidos, como o escorregamento do motor, instalou-se um dispositivo que regule com precisão as rotações produzidas pelo motor, denominado encoder (Figura 5.23).

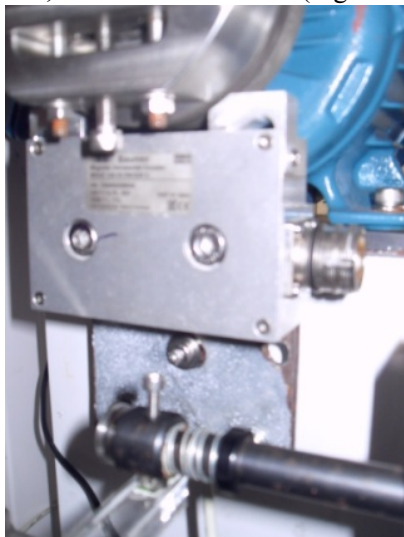


Figura 5.23 – Encoder

As parte móveis da máquina se encontram apoiadas sobre um sistema de bases (Figura 5.24). Este sistema de bases se encontra apoiado em um pórtico de suporte. Este conjunto (bases e pórtico) garantem a rigidez necessária para que os efeitos da vibração não interfiram na precisão dos resultados (Figura 5.24).

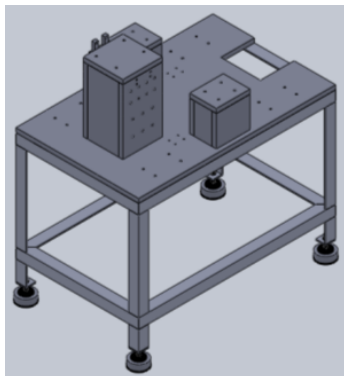


Figura 5.24 – Sistema de Bases e suporte.



Os corpos de prova utilizados no ensaio de fadiga devem estar colados nas chapas de fixação; a base maior do corpo de prova deve ser colada na chapa inferior e a base menor deve ser colada na chapa superior. Para este intuito, foi projetado um dispositivo (mesa de colagem) para a execução da colagem dos corpos de prova nas chapas respectivas antes da realização dos ensaios de módulo complexo e fadiga (Figura 5.25).

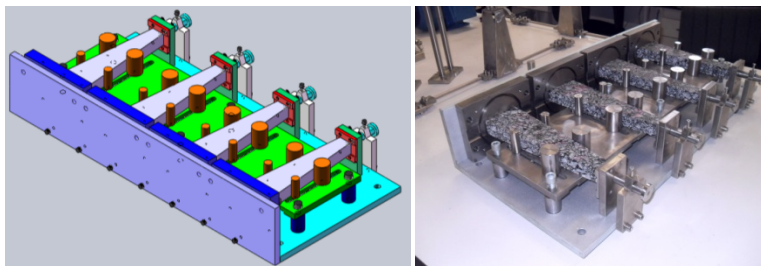


Figura 5.25 - Mesa de colagem

Um aparelho externo utilizado pela máquina FADECOM é o extensômetro (Figura 5.26), o qual é usado para realizar a calibração do deslocamento excêntricos. O procedimento de calibração faz um ajuste da amplitude produzida pelo sistema e transmitida aos corpos de prova.



Figura 5.26 – Extensômetro



## Capítulo 6: PROCEDIMENTO LABORATORIAL

### 6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS:

Neste capítulo, se explica detalhadamente o processo realizado durante o andamento da pesquisa em cada um dos ensaios DA formulação de misturas asfálticas.

### 6.2 NÍVEL 0

No nível 0 realizam-se os ensaios preliminares, são realizados os ensaios de caracterização dos granulares, e dos ligantes asfálticos utilizados, e a escolha da curva granulométrica utilizada para o processo de fabricação das misturas asfálticas do trabalho.

#### 6.2.1 Ensaios nos agregados

Os granulares foram caracterizados nos ensaios de abrasão Los Angeles, durabilidade, adesividade, índice de forma, esmagamento, densidade real e granulometria.

A coleta de materiais foi feita de maneira a garantir que a amostra coletada fosse representativa do material em análise. Para o estudo, são coletados três tamanhos, brita, pedrisco e pó

A tabela 6.1 representa os resultados obtidos para a elaboração da curva granulométrica apresentada na figura 6.1.

Tabela 6.1 – Granulometria dos materiais utilizados

PENEIRAS		Pó de pedra				Pedrisco				Brita			
		Peso Seco: 69715,8 gramas				Peso Seco: 17450,34 gram				Peso Seco: 22148,7 gramas			
ASTM	mm	Mat. Retido	% Ret.	% Ret. Acum.	% Pass.	Mat. Retido	% Ret.	% Ret. Acum.	% Pass.	Mat. Retido	% Ret.	% Ret. Acum.	% Pass.
3/4"	19,100	-	-	-	100,0	-	-	-	100,0	-	-	-	100,0
1/2"	12,700	-	-	-	100,0	-	-	-	100,0	7.675,20	34,7	34,7	65,3
3/8"	9,500	-	-	-	100,0	127,85	0,7	0,7	99,3	8.545,80	38,6	73,2	26,8
nº4	4,750	236,29	0,3	0,3	99,7	13.993,91	80,2	80,9	19,1	5.713,90	25,8	99,0	1,0
nº10	2,000	23.870,99	34,2	34,6	65,4	3.149,18	18,0	99,0	1,0	59,30	0,3	99,3	0,7
nº40	0,420	25.285,19	36,3	70,8	29,2	32,43	0,2	99,2	0,8	28,20	0,1	99,4	0,6
nº80	0,180	9.282,23	13,3	84,2	15,8	46,62	0,3	99,4	0,6	36,30	0,2	99,6	0,4
nº200	0,074	6.210,93	8,9	93,1	6,9	37,05	0,2	99,6	0,4	54,10	0,2	99,8	0,2
FUNDO		4.830,17	6,9	100,0	-	63,30	0,4	100,0	-	35,90	0,2	100,0	-

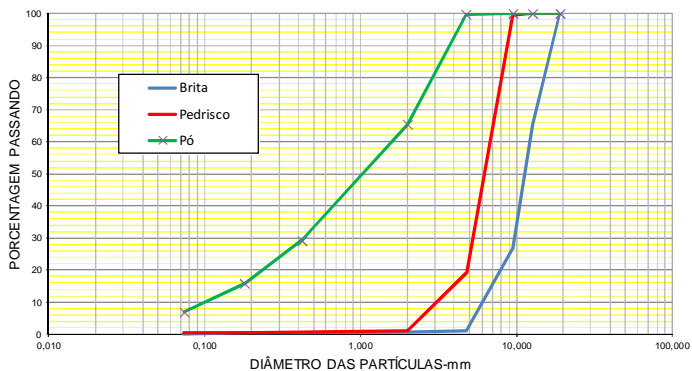


Figura 6.1 Curva granulométrica dos granulares empregados

No ensaio de abrasão Los Angeles, é determinado o desgaste sofrido pelo agregado pela ação de uma carga abrasiva (esferas de aço) quando colocado na máquina para tal finalidade, a qual submete a amostra junto com um número dado de esferas de aço, a um determinado número de rotações a uma velocidade específica. Este desgaste é expresso como a porcentagem de perda a partir da peneira de 1,7mm com relação ao peso inicial. O resultado obtido neste ensaio é apresentado na tabela 6.2.

Tabela 6.2 Ensaio de abrasão Los Angeles

<b>GRADUAÇÃO B</b>	
<b>ANTES DO ENSAIO</b>	
AMOSTRA	PESO
PASSANTE NA #19.1 E RETIDO NA #12.7:	2500,6
PASSANTE NA #12.7 E RETIDO NA #9.5:	2500,3
TOTAL	5000,9
<b>APÓS O ENSAIO</b>	
PASSANTE NA #19.1 E RETIDO NA #12.7:	
PASSANTE NA #12.7 E RETIDO NA #9.5:	
PASSANTE NA #19.1 E RETIDO NA #12.7:	950,1
PASSANTE NA #12.7 E RETIDO NA #9.5:	981,3
PASSANTE NA #9.5 E RETIDO NA #1.7:	2187,8
TOTAL	4119,2
<b>% DE DESGASTE</b>	<b>17,63%</b>

No ensaio de durabilidade, o objetivo é determinar a durabilidade do material quando submetido à ação de sais em solução saturada de sulfato de sódio ou de magnésio. Este ensaio simula a

deterioração acelerada do material pétreo pela ação do intemperismo. Os resultados podem ser vistos na tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Resultado do ensaio de durabilidade

<b>AMOSTRA 1</b>	
<b>ITEM</b>	<b>PESO</b>
PASSANTE NA #19.1 E RETIDO NA #12.7	670,9 gr
PASSANTE NA #12.7 E RETIDO NA #9.5	330,9 gr
TOTAL	1001,8 gr
<b>APÓS 5 CICLOS DE ENSAIO</b>	
TOTAL	995,6 gr
PORCENTUAL CORRESPONENTE	99,38%
% PERDA	0,62%

No ensaio de adesividade (norma DNER-ME- 078/94), é testada a eficiência da adesividade ou a resistência à ação da água entre o granular e o ligante. Este ensaio testa a afinidade electro química existente na interface granular/ligante. Para o estudo é utilizado o BETUDOPE de Ipiranga, e foi testado a 0%, 0.5%, 1%, 1.5% e 2% em peso do ligante. O resultado obtido foi que para o valor de 0% de DOPE no ensaio de adesividade, ou seja, utilizando o ligante puro, a amostra apresentou descolamento, e a partir de 0,5% as amostras não apresentaram descolamento (Figura 6.2). Sendo assim, pode ser usado o valor de 0,5% de Dope para o ligante asfáltico com a finalidade de melhorar o comportamento na água da mistura asfáltica, mas por motivo de segurança, na pesquisa será utilizado o DOPE em 1% em peso do ligante asfáltico.

O ensaio do índice de forma, avalia a forma dos granulares produzida pelo processo de britagem utilizado.

O ensaio de equivalente de areia determina a presença de finos plásticos na fração de argila estabelecida a partir de relações volumétricas estabelecidas. Os resultados obtidos são apresentados na tabela 6.5.

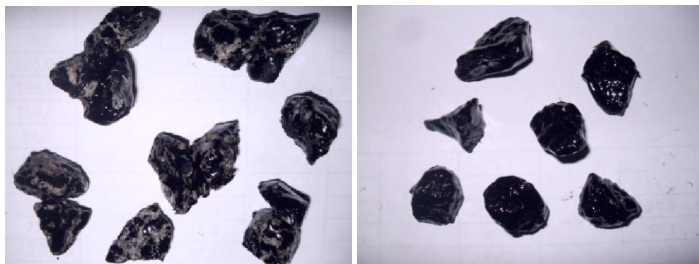


Figura 6.2 – Ensaio de adesividade com 0% de DOPE e com 0,5% de DOPE

Foi realizado de igual maneira o ensaio de absorção nos granulares, tendo os resultados apresentados na tabela 6.6.

Da mesma forma foram realizados os ensaios de densidade real nos granulares segundo a metodologia francesa. Para isto, os granulares são divididos em duas frações; a fração grossa (até a peneira No. 4) e a fração fina (a partir da peneira No. 4). Na tabela 6.7 se encontram os resultados obtidos para a fração fina, e na tabela 6.8 para a fração grossa.

Tabela 6.4 – Ensaio de índice de forma

Peneira	19,1-12,75	12,75-9,5
Média	1,38	2,78
Desv. Padrão	0,69	1,34

Tabela 6.5 Equivalente de areia

Item	ENSAIO 1	ENSAIO 2
H1	9,2	10,2
H2	11,8	14
Equivalente de areia	78%	73%
	75%	

Tabela 6.6 – Ensaio de absorção

ITEM	BRITA	PEDRISCO
P1 - Peso ao ar da amostra seca em estufa (g)	985,4	803,3
P2 - Peso ao ar da amostra saturada com superfície enxuta (g)	990,5	813,5
P3 - Peso da amostra na água (imerso) (g)	627,1	513
Densidade aparente (gr/cm <sup>3</sup> )	2,712	2,673
Densidade real (gr/cm <sup>3</sup> )	2,750	2,767
<b>ABSORÇÃO (A)</b>	<b>0,518%</b>	<b>1,270%</b>

Tabela 6.7 – Densidade real dos granulares finos

ITEM	AMOSTRA 1	AMOSTRA 2	AMOSTRA 3
Peso de amostra seca	521,52 gr	521,92 gr	522,03 gr
Volume do picnômetro (calibrado)	1136,35 cc	1136,35 cc	1136,35 cc
Peso do picnômetro + rolha	370,25 gr	370,25 gr	370,25 gr
Peso Picnômetro +rolha+água	962,86 gr	932,13 gr	927,39 gr
Peso do picnômetro + rolha + água + amostra	1484,38 gr	1454,05 gr	1449,42 gr
Peso do pic. + rolha + água + amostra (até o m	1838,89 gr	1838,84 gr	1838,82 gr
Densidade da água	1,00 gr/cc	1,00 gr/cc	1,00 gr/cc
Confirmação do peso da amostra	521,52 gr	521,92 gr	522,03 gr
Volume da água	947,12 cc	946,67 cc	946,54 cc
Volume da amostra	189,23 cc	189,68 cc	189,81 cc
Densidade real do granular (MVRg)	2,756 gr/cc	2,752 gr/cc	2,750 gr/cc
	<b>2,753 gr/cc</b>		

Tabela 6.8 – Densidade real dos granulares grossos

ITEM	AMOSTRA 1	AMOSTRA 2	AMOSTRA 3
Peso de amostra seca	499,61 gr	522,06 gr	522,00 gr
Volume do picnômetro (calibrado)	1136,35 cc	1136,35 cc	1136,35 cc
Peso do picnômetro + rolha	370,25 gr	370,25 gr	370,25 gr
Peso Picnômetro +rolha+água	935,70 gr	932,69 gr	954,19 gr
Peso do picnômetro + rolha + água + amostra	1435,31 gr	1433,09 gr	1454,22 gr
Peso do pic. + rolha + água + amostra (até o m	1827,15 gr	1827,83 gr	1827,02 gr
Densidade da água	1,00 gr/cc	1,00 gr/cc	1,00 gr/cc
Confirmação do peso da amostra	499,61 gr	500,40 gr	500,03 gr
Volume da água	957,29 cc	957,18 cc	956,74 cc
Volume da amostra	179,06 cc	179,17 cc	179,61 cc
Densidade real do granular (MVRg)	2,790 gr/cc	2,793 gr/cc	2,784 gr/cc
	<b>2,789 gr/cc</b>		

## 6.2.2 Ensaios no ligante

Os ensaios de caracterização do ligante asfáltico foram realizados para o ligante puro e para o ligante modificado com CECABASE e REDISSET.

No processo de modificação do ligante asfáltico aplicou-se uma redução de temperatura de 20°C. Ainda que na revisão bibliográfica para os produtos utilizados se encontram reduções superiores a esta temperatura, se procurou escolher uma temperatura específica e aplicá-

la a cada uma das modificações realizadas para a produção de asfaltos mornos. Quer dizer que o processo de modificação do ligante asfáltico é feito a 135°C para cada um dos casos analisados (REDISET e CECABASE).

Neste item não vai ser feita a modificação com a utilização das ZEÓLITAS naturais, devido a que no processo que vai ser estudado durante a pesquisa as ZEÓLITAS são adicionadas durante a fase de misturado, e não no ligante asfáltico.

Analisando a bibliografia encontrada para o tema, e devido a que não se encontra exclusivamente uma dosagem determinada para cada aditivo. Para dar cumprimento ao objetivo desta investigação e tendo em conta as especificações do fabricante, a dosagem adotada para a modificação do ligante está expressa a seguir:

CECABASE                      0,4% em peso

REDISET                        2% em peso

Tendo selecionada a temperatura de modificação do ligante e o teor de cada um dos aditivos a ser utilizados, o passo a seguir é a modificação e caracterização do mesmo. Os resultados da caracterização dos ligantes asfálticos (puro e modificados) se encontram resumidos na tabela 6.9.

Tabela 6.9 – Caracterização dos ligantes asfálticos

ITEM	CAP 50/70	REDISET	CECABASE
Penetração	67	60,3	63
Ponto de amolecimento	52	50	53
Viscosidade Saybolt Furol a 177°	41	37	38
150°	86	71	74
135°	173	140	146
Viscosidade Brookfield a 177°	63,5	55	56
150°	180	149,5	155
135°	365	292,5	310

Com o objeto de realizar uma análise mais detalhado sobre o comportamento da viscosidade dos ligantes utilizados na pesquisa, foram feitas as medições de viscosidade de cada um deles em varias temperaturas compreendidas entre 70°C e 180°C com variações de 5°C



entre cada uma das medições, o procedimento adotado para esta análise foi utilizando o ensaio de viscosidade BrookField. Os resultados obtidos são encontrados na tabela 6.10 e na figura 6.3.

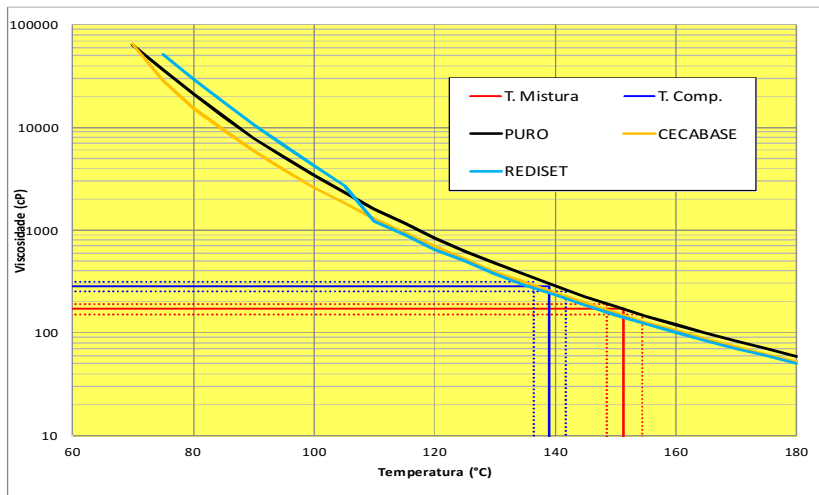


Figura 6.3 – Curva de viscosidade Brookfield dos ligantes asfálticos

Tabela 6.10 – Viscosidade (Cp) dos ligantes utilizados a diferentes temperaturas.

Temperatura	PURO	CECABASE	REDISET
180	58,5	52,5	50,5
175	69,5	61,5	59,5
170	82,5	72	69,5
165	98,5	86	83
160	119	104	99,5
155	145,5	126	121,5
150	180	155	149,5
145	225,5	195	185,5
140	284,5	244	232,5
135	365	310	292,5
130	475	395	377,5
125	625	520	495
120	842,5	685	652
115	1158	937	887,5
110	1615	1288	1225
105	2325	1850	2675
100	3400	2600	4250
95	5125	3900	6758
90	7900	5938	10675
85	12833	9417	17917
80	21000	15167	29583
75	36250	28667	51083
70	64333	65167	

### 6.2.3 Seleção da curva granulométrica

O arranjo dos granulares utilizados foi determinado a través da fórmula estabelecida por Talbot (equação 6.1), que permite calcular curvas granulométricas bem definidas, a partir da determinação do tamanho Máximo das partículas e da percentagem passante na peneira de menor tamanho. Desta maneira pode se obter um melhor preenchimento dos vazios formados pelas frações de maior diâmetro, o que gera um melhor entrosamento entre os grãos.

$$\%P = a \cdot (d/D)^n \quad (6.1)$$

Onde:

%P	Percentagem em peso que passa na peneira de abertura d (menor diâmetro)
a	Constante, tomada igual a 100
d	Abertura de uma determinada peneira
D	Tamanho máximo (mm), abertura da peneira que passa o 100% do material.
n	Expoente

Outra maneira para a seleção da curva granulométrica a ser utilizada é com o uso dos parâmetros brasileiros para garantir misturas asfálticas densas de bom comportamento mecânico. Isto é, a través do processo de enquadramento dos materiais granulares na faixa estabelecida por norma para esta finalidade

#### 6.2.3.1 Critérios utilizados para a seleção da curva granulométrica para a Pesquisa

Existem varias maneiras de poder definir uma curva granulométrica, e entre os critérios que influenciam a escolha, intervêm as necessidades do projeto, função dentro da estrutura e critérios do projetista. Para o desenvolvimento desta pesquisa foram tidos em conta vários parâmetros; físicos, que influenciam o comportamento final da mistura asfáltica e subjetivos, os quais influenciam o critério do projetista e, os que estão relacionados diretamente com o entorno da pesquisa e do laboratório:

- Para esta finalidade a normatividade brasileira oferece uma serie de parâmetros estabelecidos em faixas granulométricas nas quais são estabelecidos limites

mínimos e máximos para os materiais. Geralmente, a maioria das pedreiras brasileiras ainda trabalha com 3 ou 4 tamanhos de materiais, com os quais garante as especificações. A partir do enquadramento destes tamanhos na faixa granulométrica, é estabelecida a curva prática para o seu uso no projeto. Este processo apresenta a desvantagem de que a curva obtida pode não ser adequada, e apresentar falhas de continuidade nos tamanhos dos granulares, isto é dividido a que dentro da faixa granulométrica podem ser encontradas diversas curvas, e ainda que possuam o mesmo padrão de enquadramento, o seu comportamento pode ser totalmente diferente e indesejado.

- Com a utilização da equação de Talbot (Equação 6.1) os tamanhos dos granulares podem ser controlados, e pode-se também balizar a continuidade dos mesmos, garantindo o preenchimento dos espaços deixados pelos granulares mais grossos, com os mais finos. Desta maneira pode se obter uma curva com um melhor intertravamento, o que se traduz numa maior estabilidade.
- Atualmente, o laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina se encontra em processo de desenvolvimento do protótipo brasileiro da máquina de fadiga e de módulo complexo. Durante este processo, têm sido desenvolvidas varias pesquisas encaminhadas a estudar o comportamento de misturas asfálticas, entre elas a desenvolvida por BARRA (2009) que estuda a influencia da água, e a de OTTO (2009) que estudou uma mistura asfáltica morna.
- As especificações francesas para as curvas granulométricas não estabelecem faixas e sim diretrizes a serem tidas em conta pelo projetista, como pode ser apreciado na tabela 6.11, onde se encontram as especificações para as misturas tipo EB-BBSG 0/14. Esta classificação foi utilizada por BARRA (2009) e por OTTO (2009) para suas pesquisas.

Tabela 6.11 – Curva granulométrica de partida EB-BBSG 0/14  
(MANUEL LPC 2007)

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

Tendo em conta os parâmetros antes mencionados, a curva granulométrica escolhida, está fundamentada nos princípios utilizados para as pesquisas de BARRA (2009) e OTTO (2009).

Desta maneira, a curva selecionada para o desenvolvimento da pesquisa obedece aos resultados obtidos com a ajuda da fórmula de Talbot (Equação 6.1). Para isto, devem ser adotados os valores dos tamanhos máximos dos materiais (D) e a percentagem passante pela peneira de menor tamanho (d), com o que é calculado o valor do expoente da mistura (n), que determina se a mistura é densa ou aberta, e finalmente, selecionar a serie de peneiras que vão ser utilizadas.

O tamanho máximo utilizado (D) para substituir na equação 6.1 é de 19,1mm. A percentagem passante na peneira de menor tamanho (d=0,075) é de 6%. Sendo assim, o valor do expoente (n) resultante é de 0,51. Desta forma, a curva granulométrica escolhida esta representada na tabela 6.12 e na figura 6.4.

Tabela 6.12 – Curva granulométrica.

Peneiras		% Pass.	% Ret.
3/4"	19,10	100,0	0,0
1/2"	12,70	81,3	18,7
3/8"	9,50	70,1	11,1
nº4	4,76	49,4	20,8
nº10	2,20	33,4	16,0
nº16	1,20	24,5	8,8
nº30	0,60	17,2	7,3
nº50	0,30	12,1	5,1
nº100	0,15	8,5	3,6
nº200	0,075	6,0	2,5
Fundo		0	6

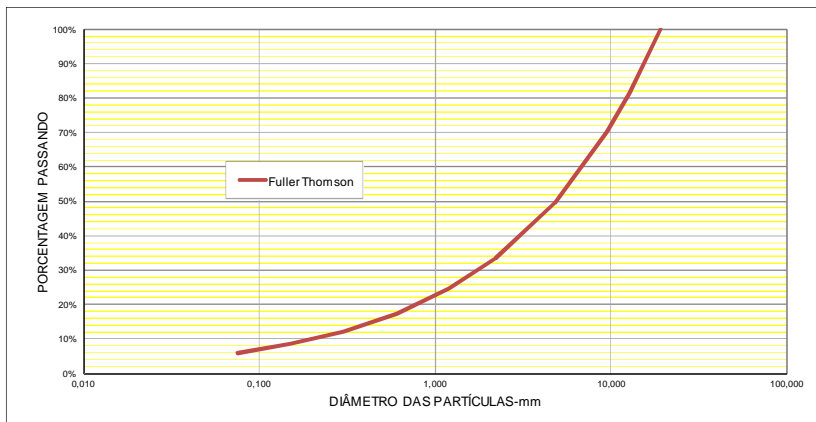


Figura 6.4 – Curva granulométrica

Desta forma, a curva granulométrica obtida é comparada com as diretrizes estabelecidas na normatividade francesa para as misturas tipo EB-BBSG 0/14, isto pode ser visto na figura 6.5.

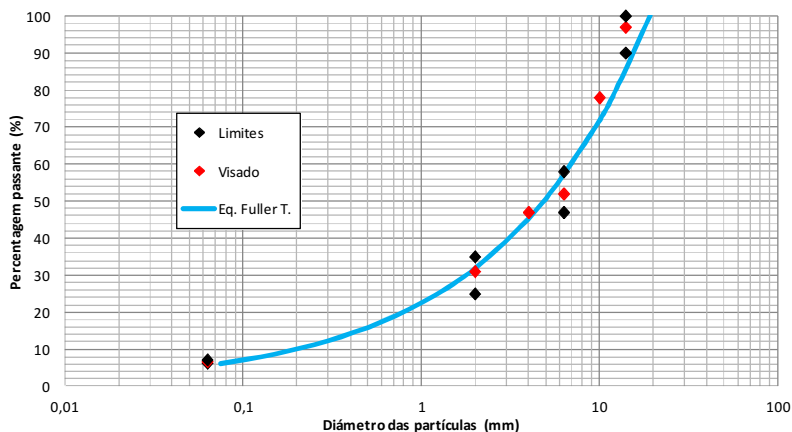


Figura 6.5 – Comparativo entre a curva granulométrica escolhida e as especificações da norma francesa.

#### 6.2.4 Temperaturas de usinagem e compactação

A bibliografia encontrada para cada material que vai ser usado na fabricação das misturas asfálticas mornas apresenta diferentes faixas de redução de temperatura para os concretos asfálticos produzidos, que vão desde 20°C até 60°C dependendo do produto em questão.

O procedimento ideal para a escolha das temperaturas de usinagem e compactação é a partir do ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG), que mede a habilidade á compactação da mistura asfáltica, através da variação na percentagem de vazios na medida em que aumenta o número de ciclos do ensaio. No entanto, esta variação não foi objeto da presente pesquisa.

Tendo em conta as reduções encontradas nos processos de cada um dos produtos utilizados para a pesquisa, e adicionalmente, analisando pesquisas anteriores realizadas no laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), optou-se pela escolha de uma redução de 20°C para cada uma das misturas a serem analisadas, sendo assim, a tabela 6.13 apresenta as temperaturas de usinagem e compactação para cada mistura analisada.

Tabela 6.13 – Temperaturas de trabalho (°C) para as misturas da pesquisa

Temperaturas	Convencional	Misturas Asfálticas Mornas		
		REDISET	CECABASE	ZEÓLITAS
Agregado	165	145		
Ligante	155	135		
Usinagem	155	135		
Compactação	145	125		

### 6.2.5 Seleção dos teores de ligante para o estudo

Com o intuito de selecionar os teores de ligante de partida para o estudo, foram tidos em conta tanto parâmetros externos, como parâmetros internos.

Em quanto a parâmetros internos, foi estudado a partir da fórmula do módulo de riqueza para o cálculo do teor de ligante interno (equação 2.5), utilizando um módulo de riqueza mínimo de 3,2 (MANUAL LPC, 2007) e os valores próprios da curva granulométrica substituídos na equação 2.7 para o cálculo da superfície específica, se obtém um teor de ligante interno de partida de 4,6%.

Na pesquisa de BARRA (2009), é estudada uma ampla gama de teores com a finalidade de encontrar o teor ótimo da mistura, estes teores vão desde 4,22% até 5,82%, sendo finalmente analisada em

detalhe a mistura com um teor de 4,86%, que de igual maneira serve de base para a pesquisa de OTTO (2009).

Tendo em conta estes parâmetros, para o desenvolvimento desta pesquisa, foram estudados inicialmente 3 teores, 4,5%, 4,8% e 5,1% de ligante asfáltico para os ensaios de Duriez. Mas tendo em conta o cronograma de trabalho até a data programada de defesa, e aos problemas encontrados com a instalação e utilização dos equipamentos foi necessária a escolha de um teor de trabalho para a execução dos ensaios da PCG e a compactação das placas de deformação permanente, módulo complexo e fadiga.

### **6.3 PROCEDIMENTO DE ELABORAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS**

Nesta pesquisa são analisadas 4 misturas asfálticas diferentes, mistura asfáltica convencional, mistura asfáltica modificada por REDISET, mistura asfáltica modificada por CECABASE, e finalmente uma mistura asfáltica produzida com ZEÓLITAS naturais.

Neste trabalho, distingue-se dois processos de elaboração das misturas asfálticas mornas; no primeiro processo, se podem enquadrar as misturas asfálticas modificadas por CECABASE, REDISET, e a mistura convencional. No segundo processo enquadra-se a forma como foi elaborada a mistura asfáltica morna produzida com ZEÓLITAS naturais.

#### **6.3.1 Processo de fabricação No. 1**

Este processo modifica o ligante asfáltico antes da fase de usinagem (se necessário), e após desta modificação é realizada a mistura com os materiais granulares. O processo para a fabricação destas misturas é o seguinte:

Os granulares são divididos em dois grupos (retidos e passantes na peneira No. 30) e depois aquecido à temperatura adequada (10 a 15°C acima da temperatura do ligante) ver tabela 6.13.

O ligante é aquecido à temperatura de preparo junto com o aditivo a ser utilizado. Isto é para facilitar a modificação do ligante e garantir a homogeneidade

O ligante é modificado com a proporção especificada para cada produto, e depois homogeneizada com um agitador adaptado para tal finalidade (figura 6.6). Logo, o ligante modificado é colocado novamente na estufa a 135°C.



Figura 6.6 – Homogeneização do ligante asfáltico após a modificação.

Com os granulares e o ligante aquecidos às temperaturas indicadas. Inicialmente, o ligante é misturado com os granulares grossos (retidos na peneira No. 30), logo, são adicionados os granulares finos (a partir da peneira No. 30) e é misturado até garantir um bom recobrimento dos granulares (figuras 6.7 e 6.8). A adição dos finos após a mistura com os granulares grossos é feita para facilitar o misturado, garantindo o bom recobrimento dos agregados, devido a que a maior superfície específica se encontra nos finos e por conseguinte o maior consumo de ligante.

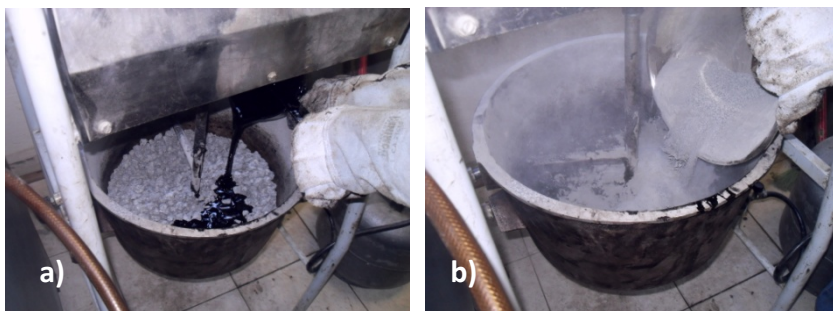


Figura 6.7 – Processo de misturado com os granulares grossos (a) e com os granulares finos (b)





Figura 6.8 – Aspecto da mistura asfáltica após o processo de misturado

Após do processo de usinagem, se deixa em repouso a mistura à temperatura indicada na tabela 6.14, e é deixada em repouso por um período de duas horas na estufa a 135°C.

### **6.3.2 Processo de fabricação No. 2**

Este processo especifica a maneira como são fabricados as misturas asfálticas, adicionando as ZEÓLITAS durante o processo de usinagem. O processo para a fabricação destas misturas é o seguinte:

Os granulares são divididos em dois grupos (retidos e passantes na peneira No. 30) e depois aquecidos a uma temperatura de 145°C.

O ligante é aquecido a uma temperatura de 135°C.

Prepara-se as ZEÓLITAS na quantidade de 0,3% em peso da mistura asfáltica e se adiciona 21% de água (Figura 6.9).

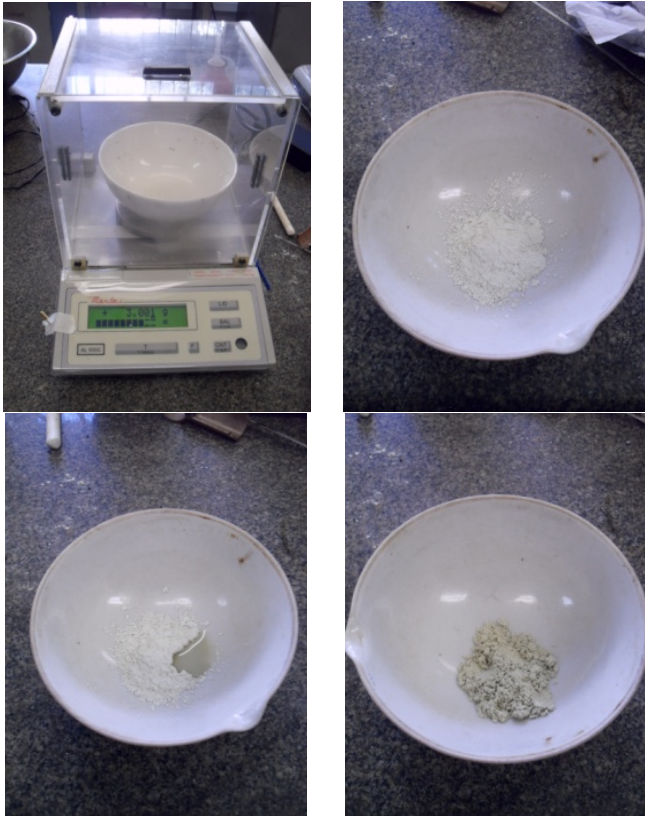


Figura 6.9 – Processo de umidificação das ZEÓLITAS naturais

Com os granulares e o ligante aquecidos às temperaturas indicadas inicialmente, o ligante é misturado com os granulares grossos (retidos na peneira No. 30), logo, são adicionados os granulares finos (a partir da peneira No. 30) e é misturado novamente (figura 6.7).

Durante o processo de misturado são adicionadas as ZEÓLITAS previamente umedecidas e é misturado até garantir o total recobrimento dos granulares (figura 6.10).



Figura 6.10 – Adição das ZEÓLITAS durante o processo de misturado

Após do processo de misturado e quando os granulares se encontram recobertos pelo ligante, se deixa em repouso a mistura por um período de duas horas na temperatura de compactação.

#### **6.4 NÍVEL 1**

Os ensaios estabelecidos neste nível de formulação da metodologia francesa são na sua ordem; os ensaios da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório, e os ensaios de Duriez.

Ainda que os critérios seletivos da formulação francesa obedecem uma ordem diferente, os primeiros ensaios realizados durante a pesquisa são os que avaliam o comportamento na água da mistura asfáltica. Isto é, com o ensaio de Duriez. Logo são realizados os ensaios que avaliam a habilidade à compactação da mistura asfáltica.

##### **6.4.1 Ensaio de Duriez**

Este ensaio avalia o comportamento na água da mistura asfáltica e é realizado em corpos de prova cilíndricos, que são divididos em três grupos, um grupo é condicionado a seco, outro grupo é condicionado na água, e outro grupo é destinado à pesagem hidrostática. Durante o ensaio, os corpos de prova condicionados e não condicionados na água, são ensaiados a compressão simples a duplo pistão, e a relação dos resultados obtidos para os corpos de prova

condicionados e não condicionados (r/R) devem ser superiores às especificações estipuladas na norma.

O ensaio de Duriez, é um ensaio pouco rigoroso com as misturas asfálticas e no caso de ser utilizado para fines de formulação e dimensionamento de estruturas em países tropicais, como é o caso do Brasil, este ensaio poderia ser reformulado seguindo as condições e características encontradas particularmente. Ainda assim, este ensaio foi incluso dentro da pesquisa, devido a que atualmente não tem sido realizado um estudo específico de adaptação para países tropicais com a finalidade de avaliar o comportamento à água da mistura asfáltica, dentro do processo de formulação francesa. Os primeiros ensaios encaminhados com este intuito foram realizados nas pesquisas de CASTAÑEDA (2004) de BARRA (2009), que estudou a variação do comportamento mecânico e reológico da mistura asfáltica após um condicionamento na água.

O processo de elaboração dos corpos de prova destinados ao ensaio de Duriez, que avalia cada teor de cada mistura asfáltica deste estudo, esta descrito a seguir:

Seleção dos materiais granulares; nesta etapa, os materiais utilizados para a pesquisa são classificados segundo o seu tamanho (fundamentado nas peneiras utilizadas na curva granulométrica).

Seleção dos moldes a serem utilizados para os ensaios; para este ensaio podem ser utilizados dois tipos de moldes, dependendo do tamanho máximo do granular da mistura asfáltica.

Dado que segundo as normativas francesas o molde utilizado para as misturas com  $D_{máx} < 14\text{mm}$  é de 80mm (moldes existentes no laboratório de pavimentação), que conforme a formulação francesa de misturas asfálticas o  $D_{máx}$ . corresponde ao diâmetro no qual fica retido até um 10% das frações granulares, e que para o diâmetro de 14mm seguindo o comportamento da curva granulométrica desta pesquisa, a percentagem retida se encontra próxima do 14%, optou-se pela utilização do molde de 80mm de diâmetro interno no desenvolvimento deste trabalho.

Pesagem dos materiais; Os materiais granulares, segundo a sua percentagem na curva granulométrica são pesados para que junto com o ligante asfáltico tenha um peso final de 1000gr.

O processo de usinagem das misturas asfálticas obedece às temperaturas especificadas na tabela 6.13 e nos itens 6.3.1 e 6.3.2. Este processo foi realizado manualmente.

O processo de compactação dos corpos de prova utilizados no ensaio Duriez, foi adaptado para poder utilizar as instalações e equipamentos presentes no laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina. Para a compactação é utilizada a prensa Marshall (Figura 6.11), que fornece uma velocidade de carregamento de 0,8mm/s, que é menor que a estabelecida por norma para o ensaio de Duriez. Porém, esta pequena diferença não é considerada muito influente nos resultados, devido a duas razões principalmente; a primeira, é que todos os corpos de prova para o ensaio de Duriez da pesquisa obedecem ao mesmo princípio de compactação, e a segunda, a menor velocidade de compactação dos corpos de prova, teoricamente vai gerar um pequeno aumento na porcentagem de vazios, fazendo as misturas um pouco mais suscetíveis aos efeitos do condicionamento.



Figura 6.11 – Prensa Marshall em processo de compactação dos CPs. Duriez

Tempo de repouso (figura 6.12); os corpos de prova após o processo de compactação foram submetidos a um período de repouso mínimo de 24 horas.

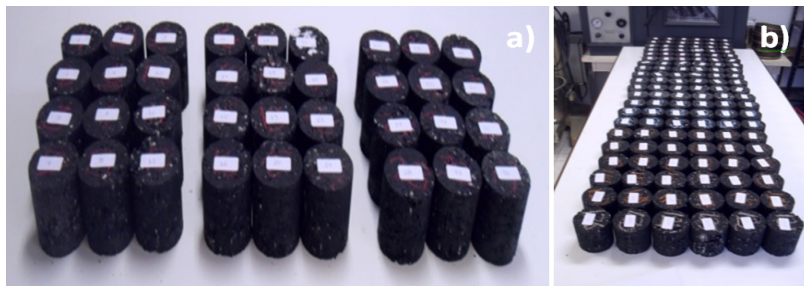


Figura 6.12 – Corpos de prova para o ensaio de Duriez; de uma mistura (a) e de todas as misturas (b)

Processo de seleção dos corpos de prova; segundo as suas dimensões e peso, os corpos de prova foram divididos em 3 grupos dependendo da sua densidade aparente, um grupo de 5 corpos de prova é destinado ao condicionamento a seco, um grupo de 5 corpos de prova é destinado ao condicionamento na água, e um terceiro grupo de 2 corpos de prova é destinado à pesagem hidrostática.

Desobstrução de poros; os corpos de prova a serem condicionados na água, previamente devem passar por um processo de desobstrução de poros, que consiste em: lavar o corpo de prova e aplicar uma pressão negativa durante 1 hora, e posteriormente, submerso em água com uma pressão negativa durante 2 horas. Após o processo de desobstrução, é realizado o condicionamento dos corpos de prova na água a 18°C (figura 5.10).

Processo de condicionamento; dois processos de condicionamento foram utilizados, um condicionamento a seco, o qual foi realizado a uma temperatura de 18°C, e foi utilizada a câmara de condicionamento da máquina de fadiga (Figura 6.14), para o controle da temperatura. Para o condicionamento na água, foram utilizados os tanques de condicionamento a uma temperatura de 18°C (figura 5.11).



Figura 6.14 – Câmera de condicionamento térmico utilizada para o ensaio de Duriez.



Figura 6.15 – Condicionamento na água a 18°C

Ensaio a compressão simples (Figura 6.16); após o período de condicionamento dos corpos de prova, são submetidos a compressão simples, na prensa Marshall, com a ajuda de uma guia construída para tal finalidade. Estes corpos de prova foram ensaiados à mesma velocidade de compactação.





Figura 6.16 – Ensaio de compressão simples (a) e corpos de prova ensaiados (b)

Exploração de resultados; nesta etapa são analisados os resultados obtidos durante a pesquisa, para cada uma das misturas analisadas.

Cada ensaio de Duriez precisa de 12 corpos de prova, são ensaiados 3 teores diferentes para cada uma das 4 misturas. Em total foram realizados 144 corpos de prova, dos quais, 60 foram condicionados a seco, 60 foram condicionados na água e 24 foram utilizados para a pesagem hidrostática.

Vale resaltar que a metodologia francesa estabelece critérios seletivos das misturas asfálticas tendo em conta o seu comportamento ante os diferentes níveis de formulação, no entanto, durante o andamento desta pesquisa, a PCG (seguinte ensaio a ser realizado segundo os critérios estabelecidos) não se encontrava disponível, e no momento não se tinha uma data de referência para seu funcionamento. Sendo assim, e com o intuito de cumprir com o cronograma da pesquisa, foi adotado o teor de 4,8% de betume para todas as misturas asfálticas e procedeu-se à compactação das placas de deformação permanente, módulo complexo e fadiga, e no momento em que se teve disponibilidade do ensaio da PCG, foram realizados os respectivos testes.

#### **6.4.2 Ensaio da Prensa de Compactação Por Cisalhamento Giratório (PCG)**

Após definido o teor para dar continuidade com a pesquisa (4,8%), são efetuados os ensaios que avaliam a habilidade à



compactação da mistura asfáltica, estes ensaios são realizados para cada mistura analisada.

O processo que segue este ensaio está descrito a seguir:

Seleção dos materiais granulares; os granulares são classificados segundo o seu tamanho, isto é com a ajuda das peneiras utilizadas para a curva granulométrica do estudo.

Seleção do molde; a PCG utilizada para esta pesquisa utiliza um molde de 150mm de diâmetro (Figura 6.17).

Pesagem dos materiais; Utilizando as percentagens encontradas na curva granulométrica para cada tamanho são pesados os materiais granulares e o ligante, para que a mistura final sem vazios ocupe um cilindro de 150mm de diâmetro e 150mm de altura.

O processo de usinagem das misturas asfálticas obedece às temperaturas especificadas na tabela 6.13 e os processos descritos nos itens 6.3.1 e 6.3.2.

Processo de compactação; a temperatura de compactação obedece à temperatura estipulada na tabela 6.13. Onde os moldes do ensaio são aquecidos conjuntamente com a mistura asfáltica. O material é disposto dentro do molde e o conjunto é colocado dentro da máquina para o início do teste.

Processo de ensaio; após o processo de condicionamento de temperatura dos materiais, segue o ensaio propriamente dito, onde se avalia a evolução da percentagem de vazios em relação ao número de ciclos durante o processo do ensaio (figura 6.17).

Exploração de resultados; Nesta etapa é analisado o gráfico de evolução da percentagem de vazios VS. o número de giros, e é avaliado se satisfaz uma janela de avaliação estabelecida pela norma.

Para a bateria de ensaios da PCG são avaliados três corpos de prova para cada mistura. Em total são elaborados 12 corpos de prova. Na figura 6.18 são apresentados os corpos de prova para 3 das 4 misturas analisadas.



Figura 6.17 – Ensaio da PCG. Conjunto CP e moldes dentro da máquina (a) e Corpo de Prova final (b)

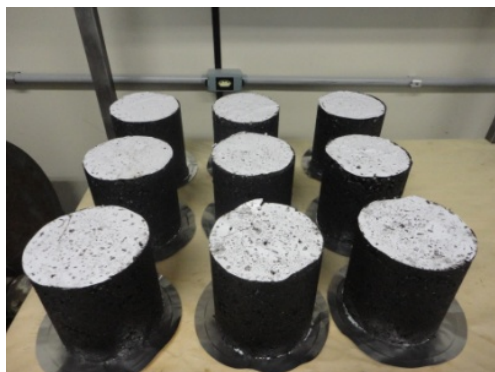


Figura 6.18 – Corpos de prova do ensaio da PCG para as misturas mornas

## 6.5 NÍVEL 2 - ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE (ORNIERAGE)

Neste ensaio é avaliada a resistência da mistura asfáltica à formação da trilha de roda ou deformação permanente, para cada ensaio, são compactadas duas placas de 50mm de espessura, 180mm de largura e 500mm de comprimento para cada mistura.

Ainda que segundo a norma, o molde utilizado para as misturas asfálticas tipo EB-BBSG deve possuir uma espessura de 10cm, no momento da execução da pesquisa, os moldes com estas dimensões estavam sendo utilizados para outras pesquisas e unicamente estavam disponíveis os moldes de 5cm, os quais foram utilizados durante o

processo de compactação na compactadora de placas. As dimensões finais das placas compactadas são de 180mm de largura, 500mm de comprimento e 50mm de espessura (Figura 6.19).



Figura 6.19 – Par de placas compactadas para o ensaio de deformação permanente

O processo de este ensaio obedece aos seguintes passos:

Seleção dos materiais granulares; os granulares são classificados segundo o seu tamanho, isto é com a ajuda das peneiras utilizadas para a curva granulométrica do estudo.

Seleção do molde; o molde utilizado para a pesquisa tem uma altura de 50mm.

Pesagem dos materiais: Utilizando as percentagens encontradas na curva granulométrica para cada tamanho são pesados os materiais granulares e o ligante asfáltico para ser compactados nos moldes de deformação permanente.

O processo de usinagem das misturas asfálticas obedece às temperaturas especificadas na tabela 6.14 e os processos descritos nos itens 6.3.1 e 6.3.2.

Processo de compactação e a temperatura de compactação obedecem aos passos estipulados nos itens 6.3.1, 6.3.2 e na tabela 6.14. Onde os moldes do ensaio são aquecidos conjuntamente com a mistura asfáltica. Antes do processo de compactação, é feita a adequação do conjunto máquina de compactação - molde. Logo, a mistura asfáltica é colocada dentro do molde e é feita uma homogeneização manual. Logo após, a mistura é nivelada à altura do molde e posteriormente se dá início ao processo de compactação propriamente dito (Figura 6.20).



Figura 6.20 – Processo de compactação das placas de deformação permanente. Adequação do conjunto (a), Homogeneização da mistura (b), Nivelção da mistura no molde (c), Processo de compactação (d e e).

O processo de compactação é controlado através de uma cabine de comando (figura 6.21). Nesta cabine é controlada a altura da mistura asfáltica, a pressão dos pneus, a pressão do macaco e o número e posição de passagens do eixo.



Figura 6.21 – Cabine de comando da máquina de compactação de placas.

Período de repouso: após o processo de compactação, as placas são deixadas em repouso por um período não inferior a 15 dias.

Execução do ensaio: esta etapa do processo pode ser subdividida em três fases; na primeira fase é realizado o pré-condicionamento por um período não inferior a 10 horas e a uma temperatura de 60°C. Na segunda fase, no conjunto de placas se faz passar um pneu com uma pressão estabelecida na norma, por um determinado número de ciclos. E na terceira fase, é feita a medição da deformação após os 0, 10, 100, 1000, 10000 e 30000 ciclos. Ver figura 6.22.

Exploração de resultados, no final do ensaio deve ser avaliado o gráfico obtido tendo em conta a evolução do afundamento da trilha de roda produzida pelo ensaio. Este afundamento no final do ensaio não deve ser superior ao estabelecido pela norma.

Em total são realizados 4 ensaios, um para cada mistura asfáltica analisada e foram utilizadas um total de 8 placas.

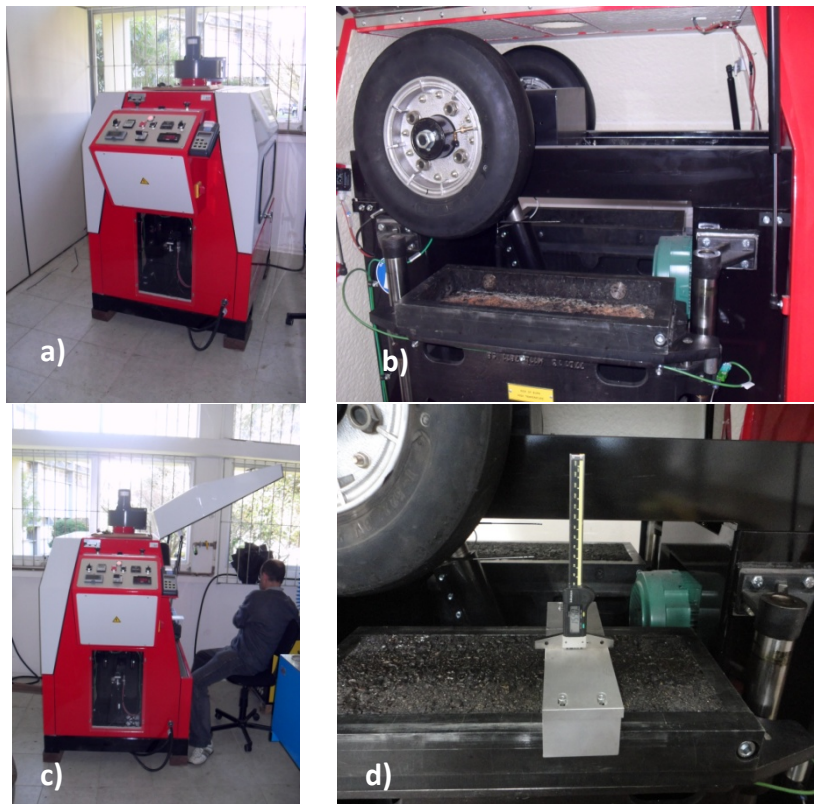


Figura 6.22 – Execução do ensaio de deformação permanente. Orniereur (a), Eixo de solicitação (b), processo de medição do afundamento (c e d).

### 6.6 NÍVEL 3 - ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO

Este ensaio mede o comportamento reológico da mistura asfáltica a través de diferentes condicionamentos de frequência e de temperatura. Para este ensaio é utilizado o único modelo Brasileiro para a realização dos ensaios de Módulo Complexo e de Fadiga (FADECOM), construído no laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina.

O módulo complexo expressa o caráter visco-elástico linear do material, porque é medido no domínio das pequenas deformações, em que estas possuem um retardo na resposta (defasagem) em relação ao carregamento aplicado, originando um ângulo de fase entre os dois sinais (força e deformação). Este ângulo tem um valor de  $0^\circ\text{C}$  para materiais puramente elásticos e um valor de  $90^\circ\text{C}$  para materiais netamente viscosos (HUET, 1963).

Graças ao ensaio de módulo complexo, existem várias maneiras de representar graficamente o comportamento visco-elástico da mistura asfáltica tendo em conta os diferentes parâmetros que intervêm (temperatura, frequência, comportamento visco-elástico e ângulo de fase). Entre estas curvas estão: Curvas isócronas, curvas isotérmicas, curva de equivalência frequência temperatura, plano Cole-Cole, espaço de Black (BARRA, 2009; DONGMO, 2005; CASTAÑEDA, 2004; MOMM, 1998; De La ROCHE, 1996).

Durante o ensaio de módulo complexo, os corpos de prova ensaiados são submetidos a um condicionamento térmico em diferentes temperaturas, para o caso dos ensaios desenvolvidos nesta pesquisa foram realizados a  $-10^\circ\text{C}$ ,  $0^\circ\text{C}$ ,  $10^\circ\text{C}$ ,  $15^\circ\text{C}$ ,  $20^\circ\text{C}$ ,  $30^\circ\text{C}$  e  $40^\circ\text{C}$ . Assim como para cada temperatura ensaiada os corpos de prova foram solicitados a 1, 3, 10 e 30Hz.

O processo de execução do ensaio é descrito a seguir:

Seleção dos materiais granulares; os granulares são classificados segundo o seu tamanho, isto é com a ajuda das peneiras utilizadas para a curva granulométrica do estudo.

Seleção do molde; os corpos de prova utilizados para os ensaios de fadiga e de módulo complexo, utilizam o mesmo molde, porém, a altura da placa a ser compactada deve ser de 120mm pelas limitações impostas pela máquina de corte.

Pesagem dos materiais; Utilizando as percentagens encontradas na curva granulométrica para cada tamanho são pesados os materiais granulares e o ligante para ser compactados no molde do módulo complexo e de fadiga com uma altura de 120mm.

O processo de usinagem das misturas asfálticas obedece às temperaturas especificadas na tabela 6.14 e os processos descritos nos itens 6.3.1 e 6.3.2.

Processo de compactação; a temperatura de compactação obedece à temperatura estipulada na tabela 6.14. Onde os moldes do ensaio são aquecidos conjuntamente com a mistura asfáltica. A



compactação é realizada na máquina compactadora e o processo é especificado na norma francesa (figura 6.23).



Figura 6.23 – Processo de compactação para as placas de módulo complexo e fadiga. Preparação da mistura (a), Colocação da mistura na compactadora (b), Nivelamento da mistura no molde (c), e processo de compactação (d)



A figura 6.24 apresenta duas placas após o processo de compactação das quais são serrados os corpos de prova trapezoidais para os ensaios de módulo complexo e de fadiga.

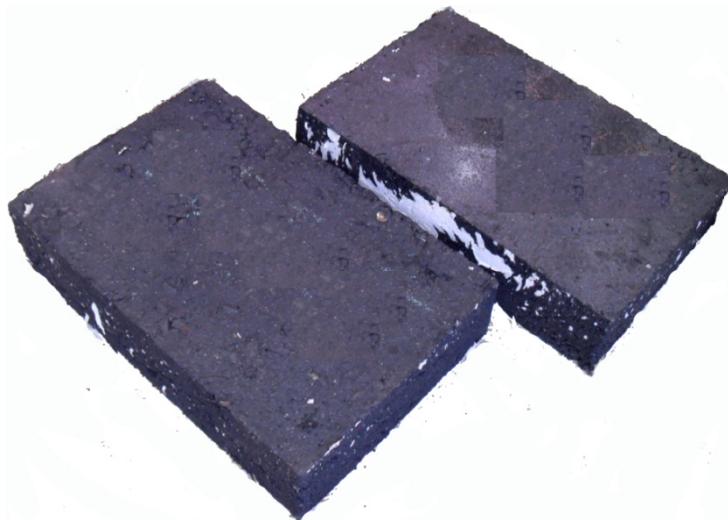


Figura 6.24 – Placas compactadas para a fabricação dos corpos de prova trapezoidais

Após o processo de compactação, as placas são deixadas em repouso por um período de 15 dias, com o intuito de garantir que a tixotropia do material volta ao seu normal e que os esforços induzidos durante a compactação são diminuídos ao máximo.

Na etapa de corte (Figura 6.25) são cortados os corpos de prova trapezoidais a partir das placas compactadas no item anterior. Estes corpos de prova podem ser utilizados tanto no ensaio de módulo complexo como no ensaio de fadiga. A máquina de corte utilizada tem uma velocidade constante de 2cm por minuto, e utiliza água durante o processo, isto é para evitar o superaquecimento do ligante asfáltico e a modificação da percentagem de vazios dos corpos de prova obtidos. A figura 6.22 descreve o processo de corte efetuado. A primeira sequencia de corte é o que estabelece as alturas dos corpos de prova ( $250\text{mm}\pm 1\text{mm}$ ) e é realizado nas duas placas simultaneamente, A segunda etapa de corte estabelece as pranchetas com as espessuras dos corpos de prova ( $25\text{mm}\pm 1\text{mm}$ ), a terceira etapa de corte é feita a primeira face lateral dos corpos de prova trapezoidais e a última etapa é

a que da as dimensões finais das bases superior ( $25\text{mm}\pm 1\text{mm}$ ) e inferior ( $70\text{mm}\pm 1\text{mm}$ ).



Figura 6.25 – Processo de corte das placas. Primeiro corte (a), segundo corte (b) pranchas resultantes (c), primeiro corte dos trapézios (d) corte final dos trapézios (e), corpos de prova trapezoidais resultantes (f).

Período de repouso: Após o processo de corte dos corpos de prova trapezoidais, são deixados 15 dias em repouso para suprimir os efeitos higroscópicos causados durante a etapa de corte.

Triagem dos corpos de prova: após o processo de corte, se deve realizar a seleção dos corpos de prova a serem utilizados, esta triagem é

bastante restrita e obedece a critérios de seleção tendo em conta as dimensões, a percentagem de vazios e a densidade.

Etapa de colagem: os corpos de prova selecionados para os ensaios de módulo são colados nas chapas superiores e inferiores e deixados em repouso por um período de 24 horas (figura 6.26).

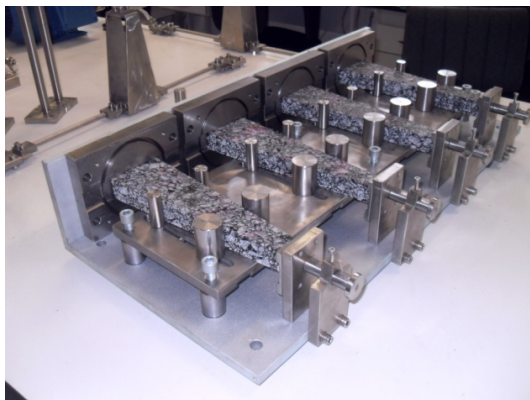


Figura 6.26 – Colagem dos corpos de prova

Aferição do deslocamento: após a colagem dos corpos de prova, os conjuntos (corpos de prova e chapas) são colocados na máquina, e dependendo das suas dimensões é calculado o valor do deslocamento no topo do corpo de prova que produz a deformação desejada no terço médio do mesmo. Este valor calculado corresponde à magnitude do deslocamento a ser aferido no topo do corpo de prova (figura 6.27).

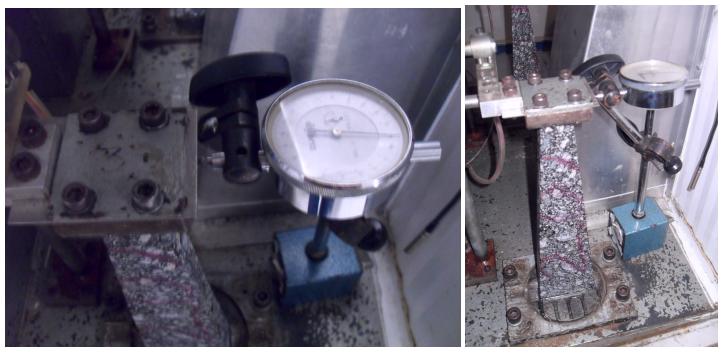


Figura 6.27 – Aferição do deslocamento

Processo do ensaio: logo a aferição do deslocamento no topo dos corpos de prova, estes são submetidos a um condicionamento térmico inicialmente de  $-10^{\circ}\text{C}$  por um período de 6 horas, prévio ao início do ensaio. Após este período é solicitado a uma frequência de 1, 3, 10 e 30Hz com a mesma temperatura. Durante o ensaio, são captados os dados de força (com o uso de células de carga), e deslocamento (com o uso de sensores de efeito Hall), e a través da análise dos sinais de força e deformação, é calculado o valor do ângulo de fase ou defasagem, o módulo elástico e o módulo viscoso. Após a realização do primeiro condicionamento térmico ( $-10^{\circ}\text{C}$ ) é feito o condicionamento para a seguinte temperatura ( $0^{\circ}\text{C}$ ), mas o tempo de condicionamento se reduz a 4 horas, e logo após são tomadas as leituras para as frequências de solicitação. Este processo é seguido para as demais temperaturas de condicionamento.

Este ensaio se encontra na ordem das pequenas deformações, onde o comportamento do corpo de prova se encontra na linearidade, é por isso que a deformação imposta não leva o corpo de prova à fadiga do material. Dependendo da necessidade de corpos de prova do projetista, os corpos de prova analisados para módulo complexo, podem ser utilizados para o ensaio de fadiga.

Exploração dos resultados: a partir dos resultados obtidos para cada uma das misturas se faz o processo de análise dos dados, onde são obtidos o módulo elástico ( $E_1$ ), o módulo viscoso ( $E_2$ ), o módulo complexo ( $E^*$ ) e o ângulo de fase. A partir destes cálculos são realizados os gráficos representativos do módulo complexo para cada um deles.

São utilizados 4 corpos de prova trapezoidais para cada ensaio de cada mistura, em total são usados 16 corpos de prova para os ensaios de módulo complexo.

## **6.7 NÍVEL 4 - ENSAIO DE FADIGA**

O ensaio de fadiga avalia o comportamento mecânico da mistura asfáltica, estabelecendo critérios estatísticos para descrever o desempenho da mistura asfáltica estudada ante diferentes deformações e avaliar a sua vida em fadiga. Geralmente, a mistura asfáltica é submetida a três níveis de deformação diferentes, um nível procura obter uma vida em fadiga inferior a um milhão de ciclos, um nível procura obter uma vida em fadiga muito próxima a um milhão de ciclos, e o último nível procura uma vida em fadiga superior a um milhão de ciclos. Para cada nível de deformação são ensaiados 8 ou como mínimo 6

corpos de prova, para um total de como mínimo 18 corpos de prova para o ensaio. Para este ensaio são calculadas as hipérboles com um 95% de confiança.

O processo para a execução dos ensaios de fadiga, é descrito a seguir:

A partir dos corpos de prova selecionados na triagem realizada no ensaio de módulo complexo, são selecionados normalmente 8 ou como mínimo 6 corpos de prova para cada um dos três níveis de deformação.

Etapa de colagem; os corpos de prova selecionados para os ensaios de fadiga são colados nas chapas e deixados em repouso por um período de 24 horas (figura 6.26).

Aferição do deslocamento; após a colagem dos corpos de prova, os conjuntos são colocados na máquina, e é aferido o deslocamento no topo do corpo de prova que produz a deformação desejada no terço médio do mesmo (figura 6.27).

Processo do ensaio; logo a aferição do deslocamento no topo dos corpos de prova, estes são submetidos a um condicionamento térmico de 10°C por um período de 6 horas, prévio ao início do ensaio. Após este período, é submetido a uma frequência de solitação de 25Hz com a mesma temperatura. Durante o ensaio, são captados os dados de força e deslocamento. A través da análise dos dados é possível determinar o valor do ângulo de fase no decorrer do ensaio. O ensaio se considera terminado quando a força necessária para produzir o deslocamento desejado atinge a metade do seu valor inicial, e o resultado expressa o valor em número de ciclos que a deformação imposta resistiu antes da falha.

Exploração de resultados; neste processo são analisados cada um dos resultados obtidos para cada corpo de prova e colocados dentro de um gráfico que resume os dados obtidos.

A forma dos corpos de prova dos ensaios de fadiga é projetada para que a falha aconteça no terço meio dos corpos de prova (figura 6.28 e 6.29). No entanto, em algumas ocasiões, certos corpos de prova apresentam o rompimento fora desta faixa (figura 6.30), os resultados obtidos destes corpos de prova não são tidos em conta para a curva de fadiga porque o seu resultado pode apresentar inferências externas não referentes ao comportamento em fadiga da mistura asfáltica.

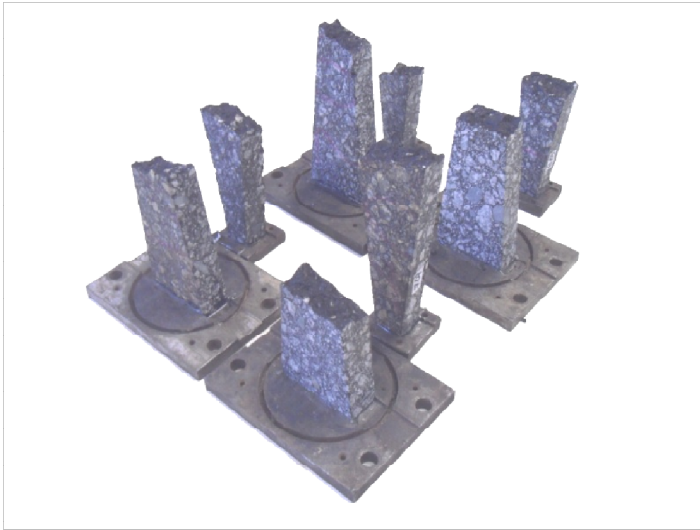


Figura 6.28 – Ruptura geral dos corpos de prova resultante dos ensaios de fadiga.



Figura 6.29 – Corpo de Prova com falha no terço médio



Figura 6.27 – Corpo de Prova rejeitado

No ensaio de fadiga são utilizados 24 ou como mínimo 18 corpos de prova para os níveis de deformação de cada uma das 4 misturas.





## Capítulo 7: RESULTADOS E ANÁLISE DE RESULTADOS

Os resultados dos ensaios são apresentados na sequência indicada na diretriz de preparação das misturas asfálticas, tendo em foco as variáveis estabelecidas.

### 7.1 ENSAIO DE DURIEZ (AFNOR NF P 98-251-1 (1995))

A seleção, com base na homogeneidade na Massa Volumétrica Aparente (MVA), reúne os corpos de prova em três grupos; um grupo de cinco corpos de prova é submetido a condicionamento a seco a 18°C e umidade controlada, outro grupo de cinco corpos de prova é submetido a condicionamento na água a 18°C, e o terceiro grupo de dois corpos de prova é submetido à pesagem hidrostática. A tabela 7.1 resume os resultados das Massas Volumétricas.

Tabela 7.1 Massas Específicas das misturas estudadas

MISTURA	TEOR (%)	MASSAS ESPECÍFICAS (g/cm <sup>3</sup> )			Vazios (%)
		MVa	MVh	MVR	
CONVENCIONAL	4,5	2,268	2,352	2,527	10,25
	4,8	2,263	2,356	2,528	10,48
	5,1	2,266	2,357	2,529	10,40
ZEÓLITAS	4,5	2,258	2,356	2,527	10,65
	4,8	2,283	2,357	2,528	9,69
	5,1	2,294	2,357	2,529	9,29
REDISSET	4,5	2,268	2,353	2,527	10,25
	4,8	2,277	2,358	2,528	9,93
	5,1	2,282	2,361	2,529	9,77
CECABASE	4,5	2,272	2,357	2,527	10,09
	4,8	2,289	2,359	2,528	9,45
	5,1	2,299	2,362	2,529	9,09

Após o período de condicionamento é efetuado o rompimento a compressão simples a duplo pistão dos corpos de prova. A tabela 7.2 resume os resultados do rompimento dos corpos de prova, onde são encontrados os valores da resistência à compressão simples dos corpos de prova condicionados a seco (R) e condicionados na água (r) e o valor da relação (r/R).

Tabela 7.2 – Resumo dos resultados para a resistência a compressão simples do ensaio de Duriez.

TEOR	CONVENIONAL					ZEÓLITAS				
	ÁGUA		SECO		r/R	ÁGUA		SECO		r/R
	Res. Comp (MPa)	MVA	SECO	MVA		Res. Comp (MPa)	MVA	SECO	MVA	
4,5	8,885	2,274	9,339	2,262	0,95	6,590	2,267	8,623	2,249	0,76
4,8	9,575	2,271	10,007	2,255	0,96	7,786	2,292	9,743	2,275	0,80
5,1	9,414	2,274	9,521	2,258	0,99	8,066	2,298	9,159	2,289	0,88
TEOR	REDISET					CECABASE RT				
	ÁGUA		SECO		r/R	ÁGUA		SECO		r/R
	Res. Comp (MPa)	MVA	SECO	MVA		Res. Comp (MPa)	MVA	SECO	MVA	
4,5	8,655	2,286	8,260	2,270	1,05	8,214	2,279	9,934	2,264	0,83
4,8	8,546	2,296	8,524	2,279	1,00	8,316	2,295	10,232	2,284	0,81
5,1	9,631	2,319	9,431	2,305	1,02	9,361	2,317	10,875	2,301	0,86

As especificações francesas para o ensaio de Duriez estabelecem como valor mínimo da relação (r/R) o valor de 0,70 para as misturas asfálticas tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenu* (BB-BSG) (NF EM 13108-1). Observa-se que todos os valores de teores de todas as misturas asfálticas são superiores ao limite. No entanto, a mistura que apresenta maior suscetibilidade à água é a mistura morna elaborada com ZEÓLITAS. A mistura morna elaborada com REDISET revela aparente melhoria do comportamento após o condicionamento na água. Estes resultados também podem ser apreciados na figura 7.1.

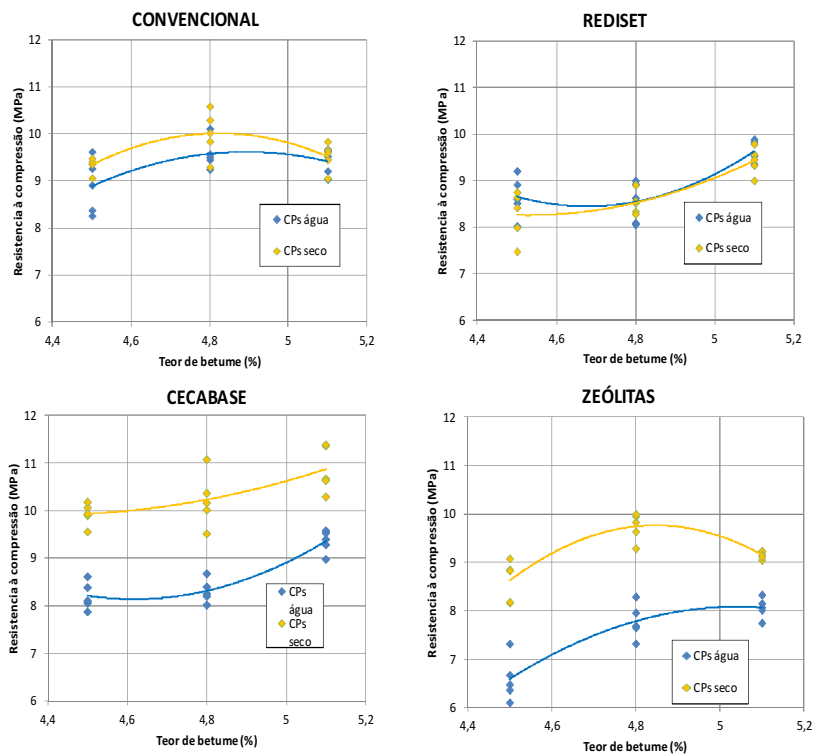


Figura 7.1 – Gráficos da compressão simples dos ensaios de Duriez.

Os gráficos revelam o afastamento considerado tradicional entre a resistência a seco e sob condicionamento para a mistura convencional, o afastamento significativamente acentuado na mistura com ZEÓLITAS, o afastamento insignificante para a mistura com REDISET e o afastamento praticamente similar ao da mistura convencional para a mistura com SECABASE.

## 7.2. ENSAIO DA PCG (AFNOR 98-252, 1999)

O teor de betume para a realização dos testes dos diferentes níveis da formulação francesa de misturas asfálticas é de 4,8% de betume. O diâmetro do molde da máquina existente no laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (SERVOPAC) é de 150mm.

O teor de ligante utilizado é de 4,8% e a massa do corpo de prova foi calculada para obtenção de um corpo de prova de 150mm de altura com 0% de vazios após a realização do ensaio. Os resultados obtidos para o ensaio em cada uma das três misturas está apresentado no anexo A.

A tabela 7.3 apresenta os limites normativos para uma mistura asfáltica tipo EB-BBSG segundo a norma NF EN 13108-1, comparativamente com os resultados obtidos nos ensaios em cada uma das misturas asfálticas estudadas.

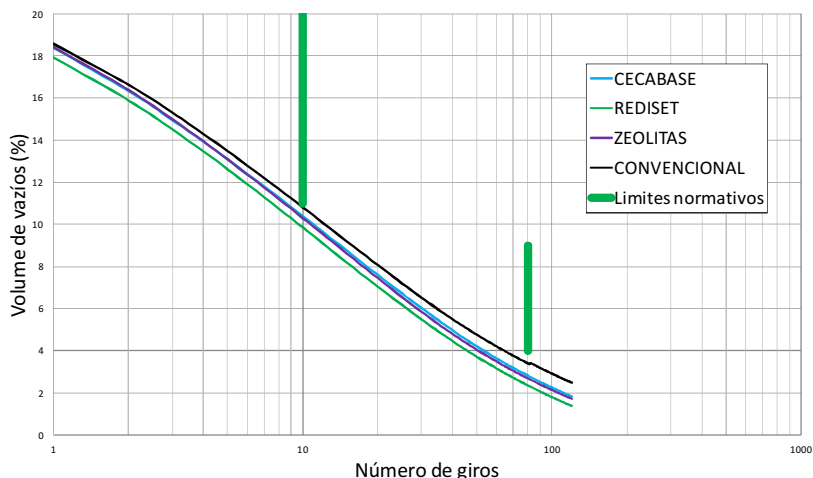


Figura 7.2 – Representação gráfica dos ensaios da PCG

Tabela 7.3 – Resumo dos resultados obtidos no ensaio da PCG

No. Giros	%v LIMITE (NF EM 13108-1)		Convencional	CECABASE	REDISSET	ZEÓLITA
	Mín.	Máx.				
10	Mín.	11	10,8	10,4	9,7	10,3
	Máx.	--				
80	Mín.	4	3,4	2,8	2,3	2,7
	Máx.	9				

A evolução da percentagem de vazios para todas as misturas estudadas acusa um excesso de ligante asfáltico, por conseguinte, o teor ótimo de trabalho é inferior ao adotado (4.8%).

Da análise dos resultados para o ensaio da PCG nas misturas asfálticas mornas, comparativamente com a mistura asfáltica

convencional, pode-se sugerir que estas misturas admitem uma maior diminuição das temperaturas de trabalho por quanto a percentagem de vazios ao longo do ensaio se apresenta menor para as misturas asfálticas mornas, em relação à mistura asfáltica com CAP convencional.

Nenhuma das misturas ensaiadas apresenta valores enquadrados nos padrões da norma, no entanto, optou-se dar continuidade com a bateria experimental pelos seguintes motivos:

- Não foi conhecida a equivalência da máquina PCG utilizada (SERVOPAC) com a utilizada na metodologia francesa.
- Não houve disponibilidade da máquina francesa para uso. O teor de betume adotado de 4,8% de betume tem sido o valor encontrado em pesquisas já realizadas com a granulometria usada na pesquisa.
- Sendo o objetivo de este trabalho estudar o comportamento mecânico e reológico de misturas mornas de maneira comparativa com a mistura asfáltica convencional, o resultado comparativo mantém-se válido. O enquadramento das misturas estudadas pode dar-se dentro das especificações francesas para os diferentes tipos de misturas quer seja BBSG, GB, EME, etc.

### **7.3. ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE (NF P 98 253-1, 1993)**

O ensaio de deformação permanente das misturas asfálticas é realizado com misturas com teor de 4,8% de betume. As placas são moldadas em número de oito placas, sendo duas placas para cada uma das quatro misturas referentes a este estudo, com as dimensões de 180mm de largura, 500mm de comprimento e 50mm de espessura (Figura 7.5).



Figura 7.3 – Par de placas compactadas para o ensaio de deformação permanente.

Após um período de repouso foi realizada a pesagem hidrostática das placas, apresentando os resultados mostrados na tabela 7.4.

Tabela 7.4 – Resultados da pesagem hidrostática das placas de deformação permanente

PESO	CONVENCIONAL		MÉDIA	ZEÓLITAS		MÉDIA
	PLACA 1	PLACA 2		PLACA 1	PLACA 2	
SECO	10780	10745	10762,5	10730	10770	10750
IMERSO	6395	6395	6395	6380	6410	6395
MVA	2,458	2,470	2,464	2,467	2,470	2,468
%Vazios	2,75	2,29	2,52	2,43	2,29	2,36
PESO	CECABASE		MÉDIA	REDISET		MÉDIA
	PLACA 1	PLACA 2		PLACA 1	PLACA 2	
SECO	10730	10760	10745	10650	10760	10705
IMERSO	6380	6405	6392,5	6315	6410	6362,5
MVA	2,467	2,471	2,469	2,457	2,474	2,465
%Vazios	2,43	2,27	2,35	2,82	2,15	2,49

Segundo a norma, todas as misturas foram aprovadas em referencia aos limites estabelecidos para a percentagem de vazios ( $\leq 5\%$ ).

Após a pesagem hidrostática e um período de repouso de 15 dias após o processo de compactação das placas, procede-se à realização do ensaio de deformação permanente propriamente dito. A figura 7.4 apresenta um par de placas após o ensaio de deformação permanente.

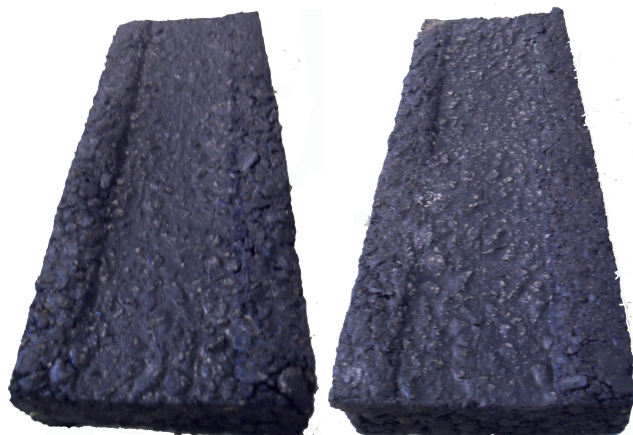


Figura 7.4 – Placas ensaiadas a deformação permanente

Os resultados obtidos para o ensaio de deformação permanente em cada uma das misturas estudadas pode ser encontrado na tabela 7.5. De forma independente são realizados os gráficos para os ensaios de deformação em cada uma das misturas, isto é com a finalidade de apreciar mais facilmente os resultados oriundos de cada uma das placas estudadas.

Tabela 7.5 Resumo dos resultados do ensaio de deformação permanente

No. Ciclos	Convencional	CECABASE	REDISET	ZEÓLITA
100	2,3	1,4	3,5	2,2
300	3,9	2,1	4,6	3
1000	3,8	3,1	6,4	4,2
3000	4,9	4,4	3,6	5,7
10000	6,5	6,5	11,9	8
30000	8,3	9,3	16	10,9

As figuras 7.5 a 7.8 representam os resultados obtidos para o ensaio de deformação permanente nas misturas asfálticas.

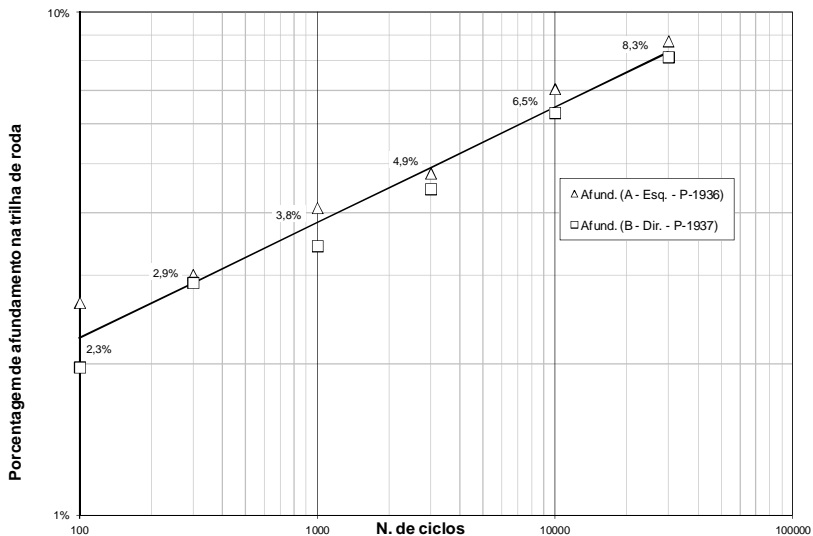


Figura 7.5 – Resultados do ensaio de deformação permanente para a mistura asfáltica convencional

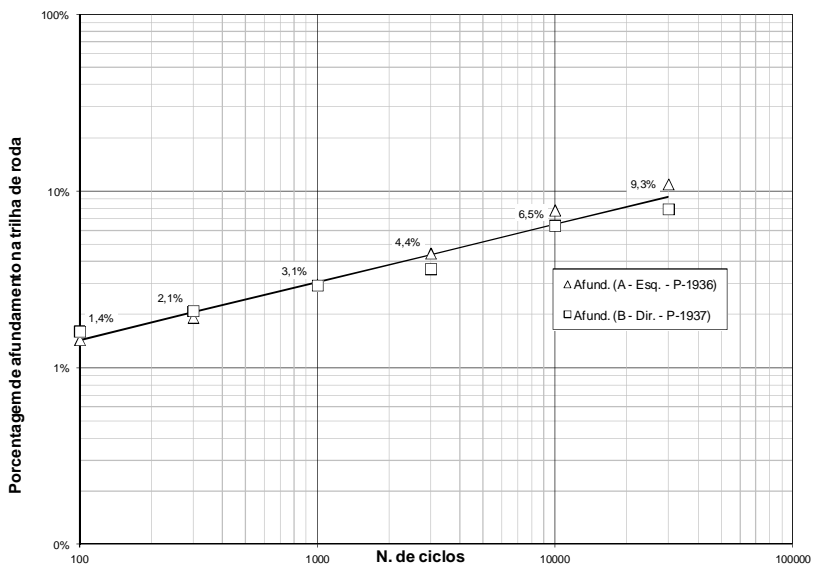


Figura 7.6 – Resultados do ensaio de deformação permanente para a mistura asfáltica morna modificada com CECABASE.



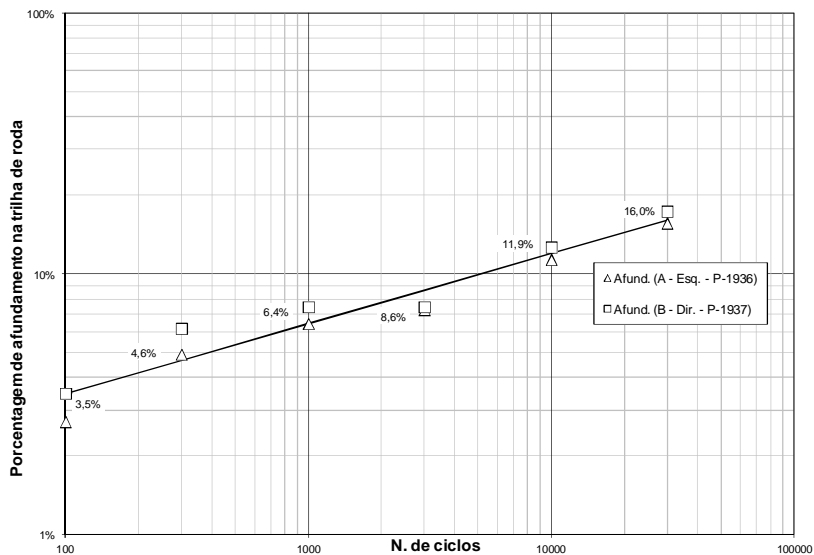


Figura 7.7 – Resultados do ensaio de deformação permanente para a mistura asfáltica morna modificada com REDISSET.

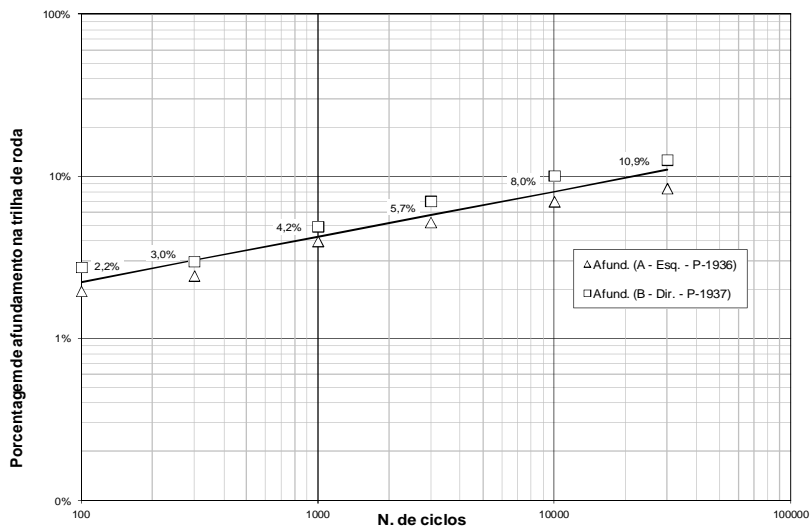


Figura 7.8 – Resultados do ensaio de deformação permanente para a mistura asfáltica morna modificada com ZEÓLITAS

A figura 7.9 ilustra os afundamentos de cada uma das misturas.

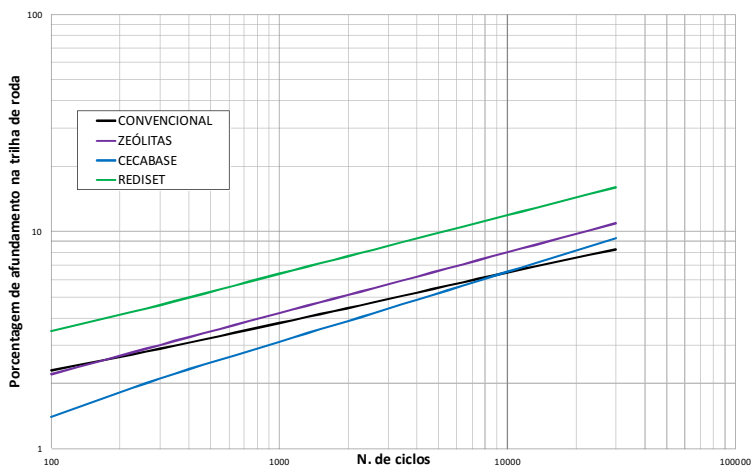


Figura 7.9 – Resultados do ensaio de deformação permanente para as misturas asfálticas estudadas.

Comparando a mistura asfáltica convencional com a mistura asfáltica morna modificada com CECABASE, pode se observar que inicialmente a mistura convencional para 100 ciclos de carregamento apresenta um afundamento maior na trilha de roda do que a mistura asfáltica morna, mas esta diferença diminui progressivamente até que para 30000 ciclos de carregamento a mistura asfáltica morna apresenta um afundamento levemente maior (1%).

Analisando os gráficos obtidos para a mistura asfáltica convencional e a mistura asfáltica morna modificada com REDISSET, pode se dizer que a mistura morna apresentou sempre valores de afundamento superiores à mistura asfáltica convencional, esta diferença aumenta na medida em que aumentam os ciclos de solicitação, pelo que pode se dizer que a mistura morna é mais suscetível à formação de trilha de roda quando comparada com a mistura convencional.

Do comparativo dos resultados entre a mistura asfáltica convencional e a mistura asfáltica morna modificada com ZEÓLITAS pode se inferir que inicialmente os valores de afundamento para 100 ciclos de carregamento se apresentam iguais, porém, o afundamento na mistura asfáltica morna apresenta valores maiores do que a

convencional na medida em que aumenta a sollicitação, por tanto, é mais suscetível a este condicionamento.

Das misturas analisadas durante o estudo, a mistura asfáltica convencional apresentou menor suscetibilidade à formação de trilha de roda por quanto a inclinação da reta é menor quando comparada com as misturas asfálticas mornas. A mistura modificada com REDISET e a mistura modificada com ZEÓLITAS apresentam uma suscetibilidade cinética similar neste ensaio, porém, a deformação apresentada pela modificada com REDISET foi superior em todos os ciclos de sollicitação. A mistura mais suscetível neste ensaio foi a modificada com CECABASE, no entanto, os afundamentos iniciais apresentados pela durante o ensaio foram inferiores, no entanto, nos 30000 ciclos de sollicitação apresentou-se superior à mistura convencional.

Segundo a norma francesa NF EN13108-1 as especificações para uma mistura asfáltica tipo EB-BBSG é de 10% para a classe 1, 7,5% para a classe 2, e 5% para a classe 3 para 30000 ciclos de sollicitação. Desta forma, a mistura convencional e a modificada com CECABASE se enquadram nos requisito para a classe 1.

#### **7.4. ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO (NF P 98 260-2, 1992)**

No ensaio de módulo complexo são utilizados quatro corpos de prova por mistura analisada.

Durante o ensaio as misturas asfálticas analisadas foram testadas a  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $0^{\circ}\text{C}$ ,  $10^{\circ}\text{C}$ ,  $15^{\circ}\text{C}$ ,  $20^{\circ}\text{C}$ ,  $30^{\circ}\text{C}$  e  $40^{\circ}\text{C}$  e para cada temperatura os corpos de prova foram testados a uma frequência de 1Hz, 3 Hz, 10 Hz e 30Hz. A deformação escolhida para o ensaio é de  $40 \times 10^{-6}$ , este valor assegura que durante o ensaio o corpo de prova não entre no fenômeno da fadiga e que este material visco elástico possa ser analisado na ordem da linearidade.

##### **7.4.1. Mistura asfáltica convencional**

Os resultados do módulo complexo da mistura asfáltica convencional (CAP 50/70) estão na tabela 7.6.

Tabela 7.6 – Resultados do ensaio de módulo complexo para a mistura convencional (MPa)

Temperatura	Frequencia	E1	E2	$ E^* $	fase ( $\phi$ )	Tan $\phi$ ( $^\circ$ )
-10	1	12374,82	809,07	12401,24	3,74	0,07
-10	3	12716,04	718,12	12736,30	3,23	0,06
-10	10	13399,98	561,47	13411,74	2,40	0,04
-10	30	13789,64	493,59	13798,47	2,05	0,04
0	1	10754,28	1285,65	10830,86	6,82	0,12
0	3	11525,30	1061,47	11574,08	5,26	0,09
0	10	12202,04	884,84	12234,08	4,15	0,07
0	30	12975,16	707,25	12994,42	3,12	0,05
10	1	7757,74	1886,41	7983,80	13,67	0,24
10	3	8903,47	1711,95	9066,56	10,88	0,19
10	10	10017,64	1506,47	10130,28	8,55	0,15
10	30	11205,10	1223,99	11271,75	6,23	0,11
15	1	5655,83	2030,68	6009,33	19,75	0,36
15	3	6987,21	1954,15	7255,33	15,63	0,28
15	10	8549,09	1816,43	8739,93	12,00	0,21
15	30	9829,08	1597,25	9958,02	9,23	0,16
20	1	3588,80	1933,04	4076,29	28,31	0,54
20	3	4882,00	2099,44	5314,28	23,27	0,43
20	10	6412,25	2085,20	6742,77	18,01	0,33
20	30	8294,10	1912,28	8511,69	12,98	0,23
30	1	1391,95	1196,60	1835,59	40,68	0,86
30	3	2040,30	1559,36	2567,96	37,39	0,76
30	10	3191,05	1956,79	3743,24	31,52	0,61
30	30	4091,68	2132,12	4613,86	27,52	0,52
40	1	912,84	654,19	1123,05	35,63	0,72
40	3	915,19	842,43	1243,89	42,63	0,92
40	10	1116,09	1158,95	1608,99	46,08	1,04
40	30	1376,74	1382,68	1951,21	45,12	1,00

O gráfico das curvas isócronas do módulo complexo relaciona o módulo de rigidez complexo à temperatura nos diferentes níveis de frequência do ensaio (Figura 7.10).

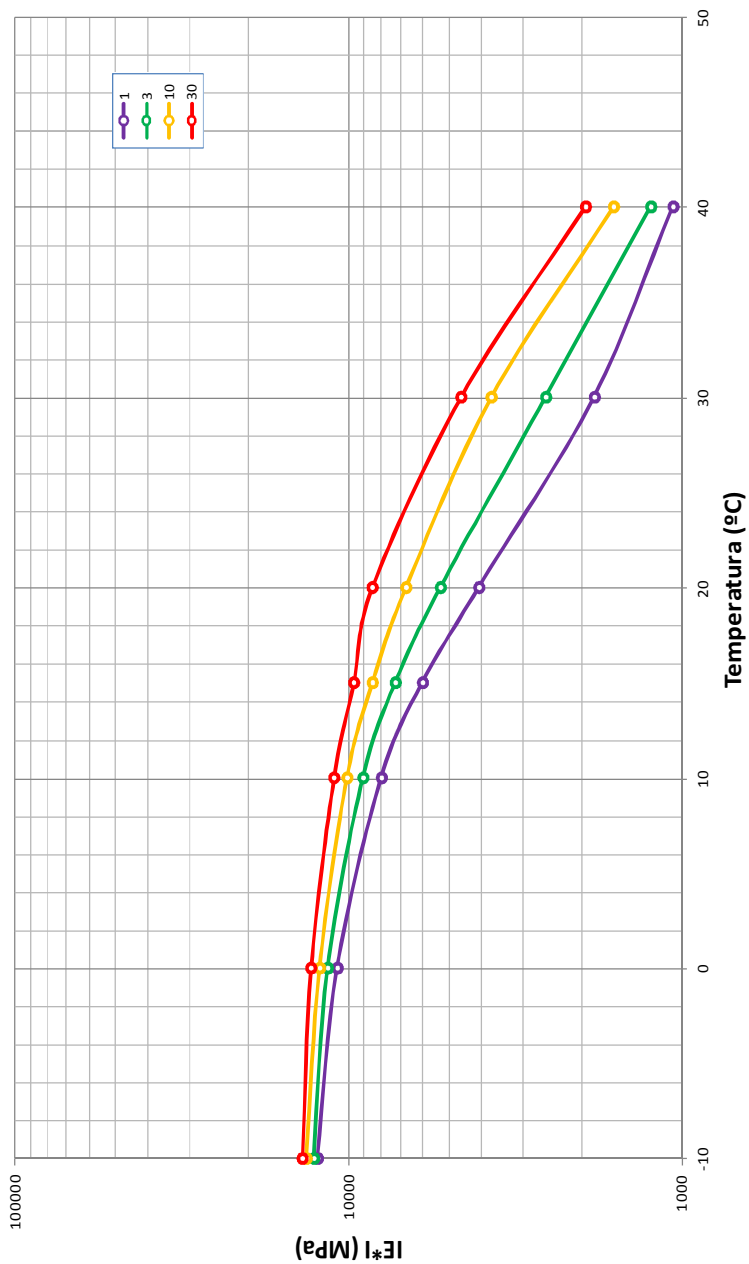


Figura 7.10 – Curvas isócronas do módulo da mistura asfáltica convencional

O espaço de Black correlaciona o módulo de rigidez complexo com o ângulo de fase. Verifica-se o aumento dos valores do ângulo de fase com o aumento da temperatura (ou a partir da diminuição da frequência) e vice-versa (Figura 7.11).

As curvas isotérmicas (figura 7.12) relacionam os valores do módulo de rigidez complexo com os diferentes níveis de frequência em função da temperatura de teste. Este gráfico avalia a susceptibilidade cinética da mistura asfáltica com a variação da inclinação das curvas em cada uma das temperaturas ensaiadas. As diferentes curvas produzidas no ensaio podem ser trasladadas para a construção de uma única curva representativa com base em uma temperatura de referencia, com a utilização de diversos modelos de ajuste (William Landel, Arrhenus ou gráfico).

A partir das curvas isotérmicas do módulo é possível construir a curva de equivalência frequência temperatura, com a finalidade de observar a suscetibilidade cinética e térmica da mistura asfáltica observando o comportamento da curva gerada. (figura 7.13).

O gráfico no plano Cole-Cole (figura 7.14) relaciona a parte real ( $E_1$ ) e a imaginária ( $E_2$ ) do módulo complexo ( $E^*$ ), em função da temperatura e frequência de teste. Este caracteriza a evolução visco elástica no domínio linear das misturas asfálticas. Observa-se a temperatura que apresenta maior perda de energia, ou seja, a temperatura com a parcela viscosa de maior magnitude. No gráfico, a função Damping exprime a tangente do ângulo de fase e demonstra a evolução da defasagem entre a tensão e a deformação das misturas asfálticas com a variação da temperatura e da frequência (BARRA, 2009; MOMM, 1994).

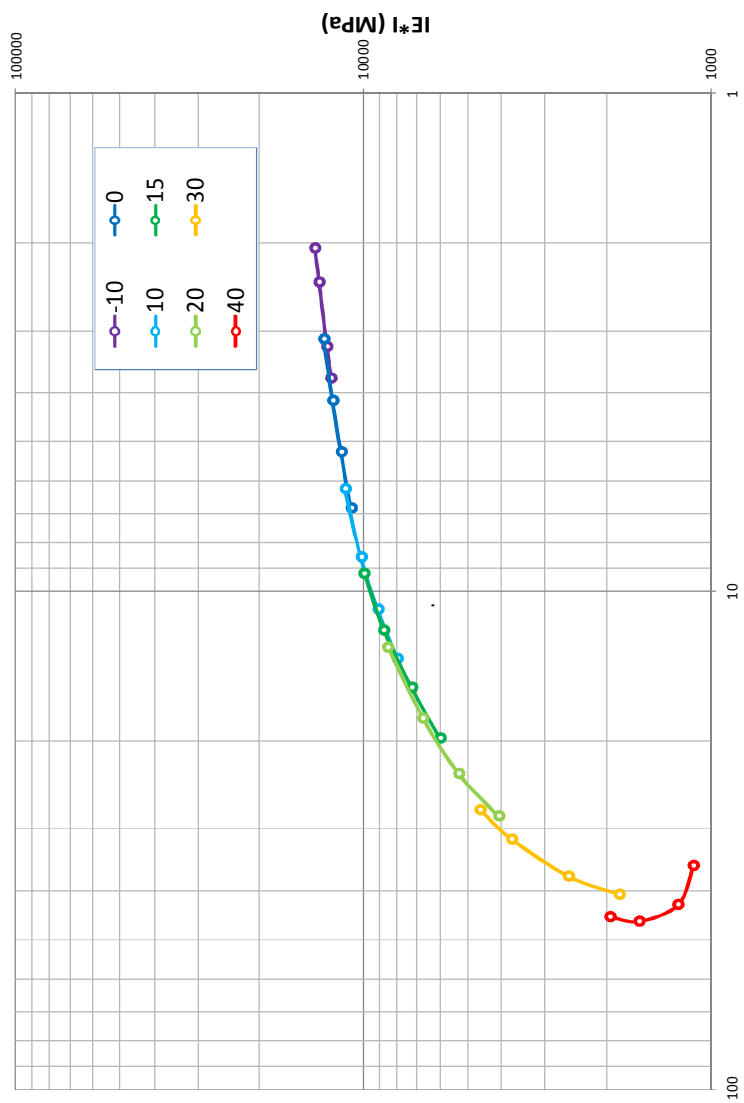


Figura 7.11 – Curva no espaço de Black para a mistura asfáltica convencional

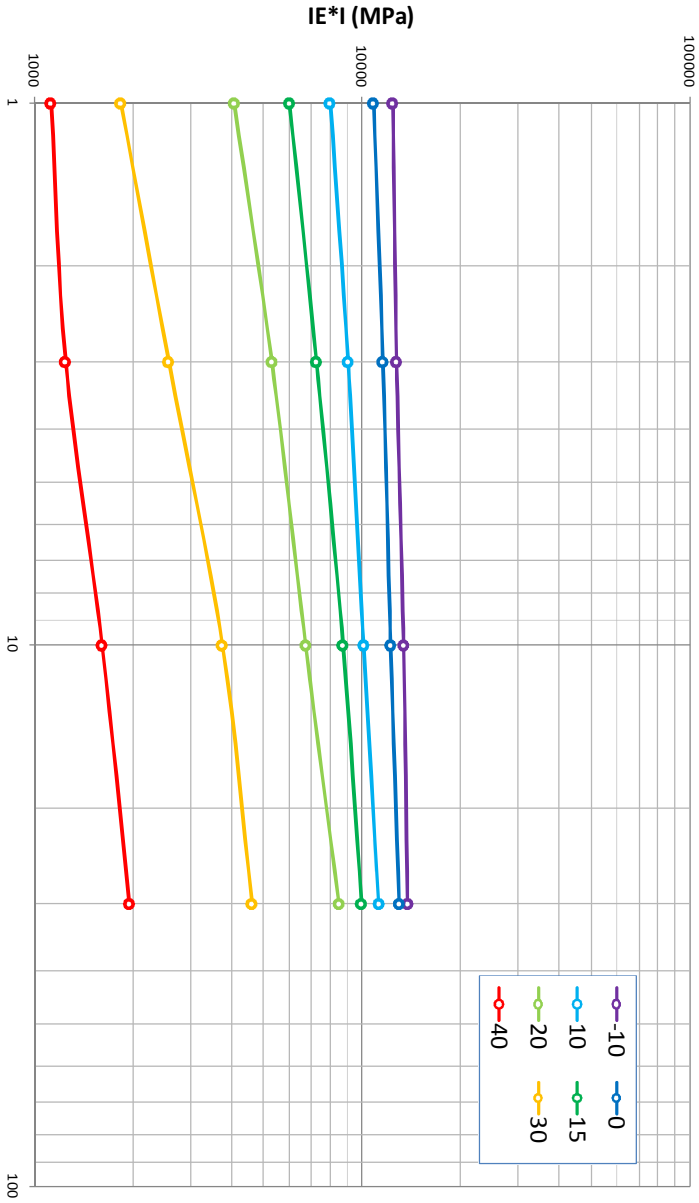


Figura 7.12 – Curvas isotérmicas do módulo para a mistura asfáltica convencional



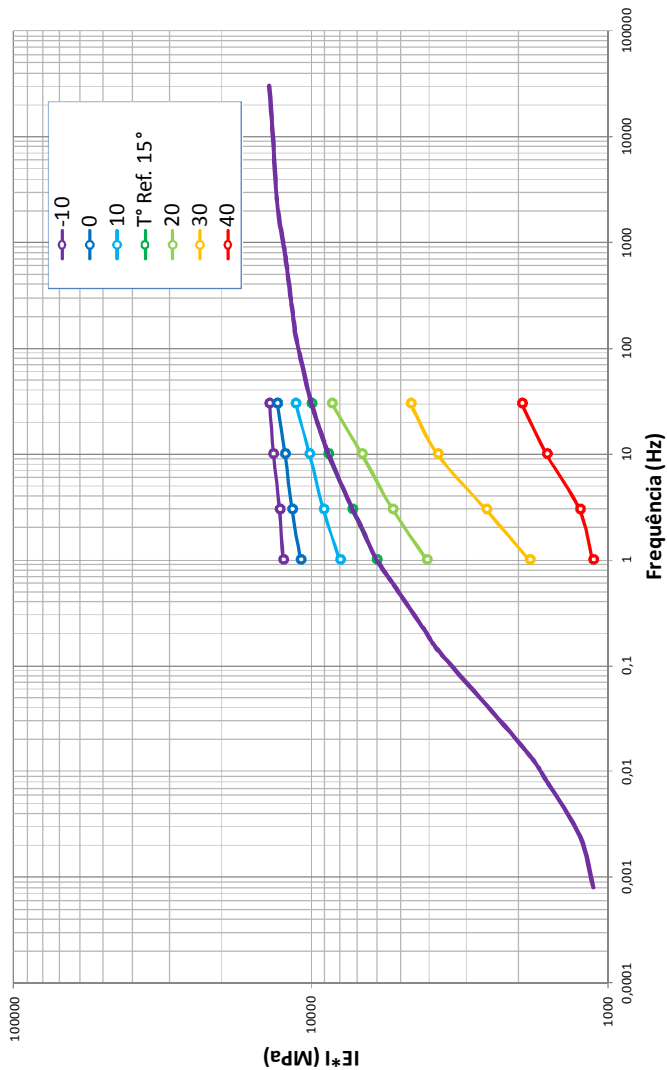


Figura 7.13 – Curva mestre de equivalência frequência temperatura, para a mistura asfáltica convencional.

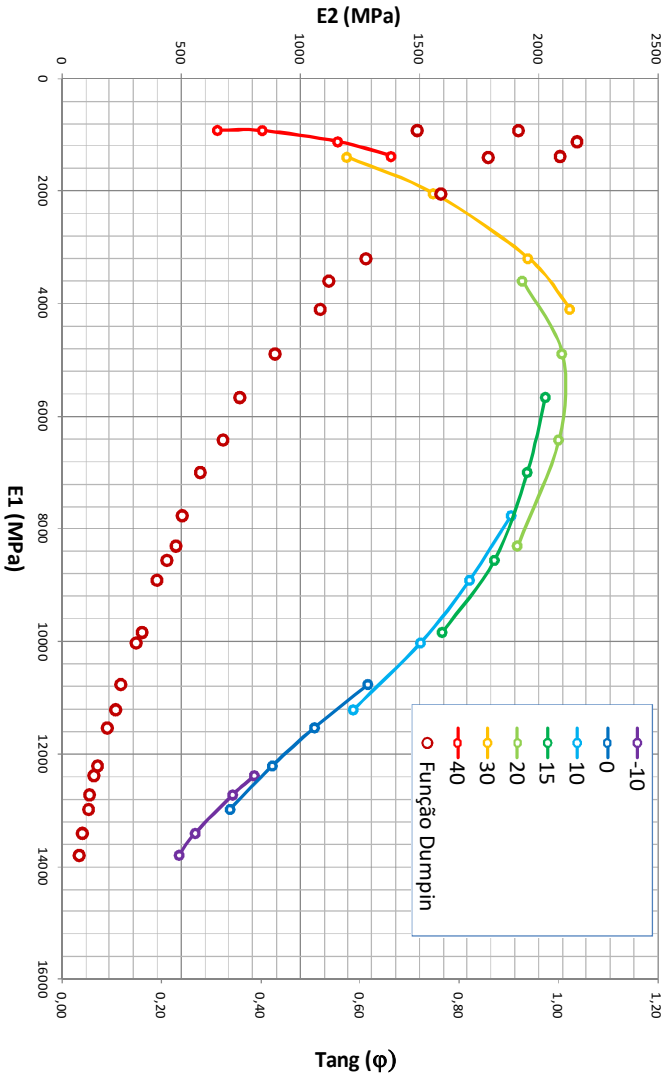


Figura 7.14. – Gráfico no plano Cole – Cole e função Dumping da mistura asfáltica convencional.

Verifica-se que o máximo do módulo imaginário encontra-se nas proximidades da temperatura de 20°C para a mistura convencional.

Os resultados experimentais obtidos com o ensaio de módulo complexo são aplicados no modelo de comportamento reológico de Huet Sayegh (1965), para o seu uso na realização do dimensionamento da estrutura de pavimento (tabela 7.7).

Tabela 7.7 – Valores do modelo de Huet-Sayegh para a mistura asfáltica convencional

Eo	181,911
Einf	15400,32
Delta	1,603
k	0,57
h	0,17703
Tau	0,85575
A0	3,54867
A1	-0,26298
A2	0,00106

Os dados obtidos a partir do modelo de Huet-Sayegh estão colocados (Figura 7.15) e representados no plano Cole-Cole junto com os dados experimentais e representados o gráfico no Espaço de Black (Figura 7.16).

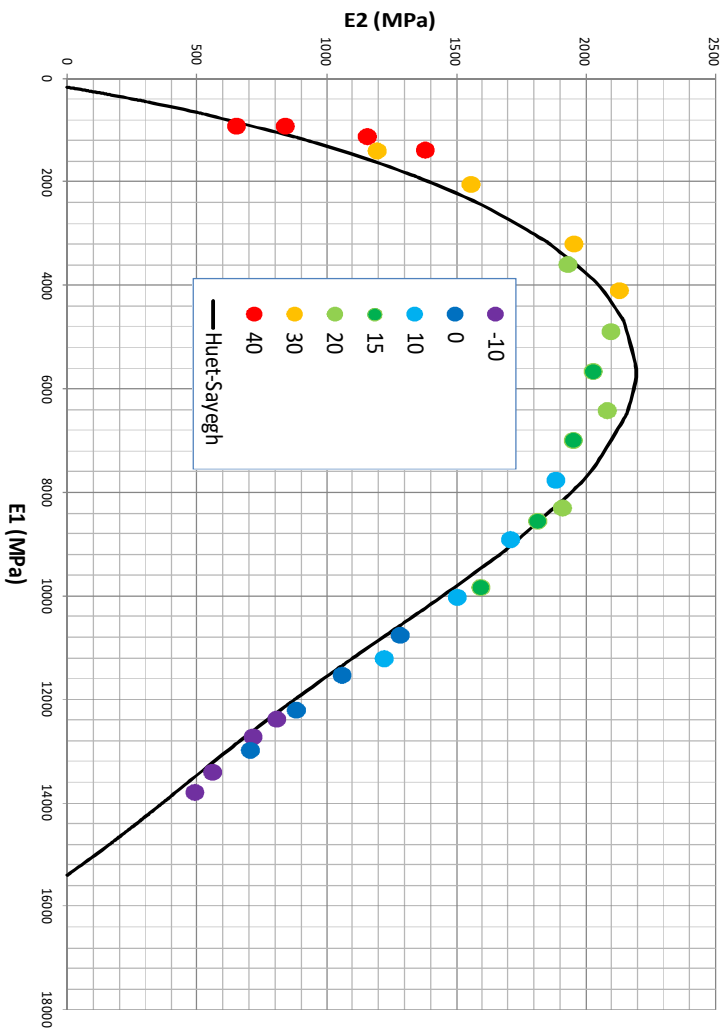


Figura 7.15 – Plano Cole-Cole para os resultados experimentais e para o modelo Huet-Sayegh da mistura asfáltica convencional

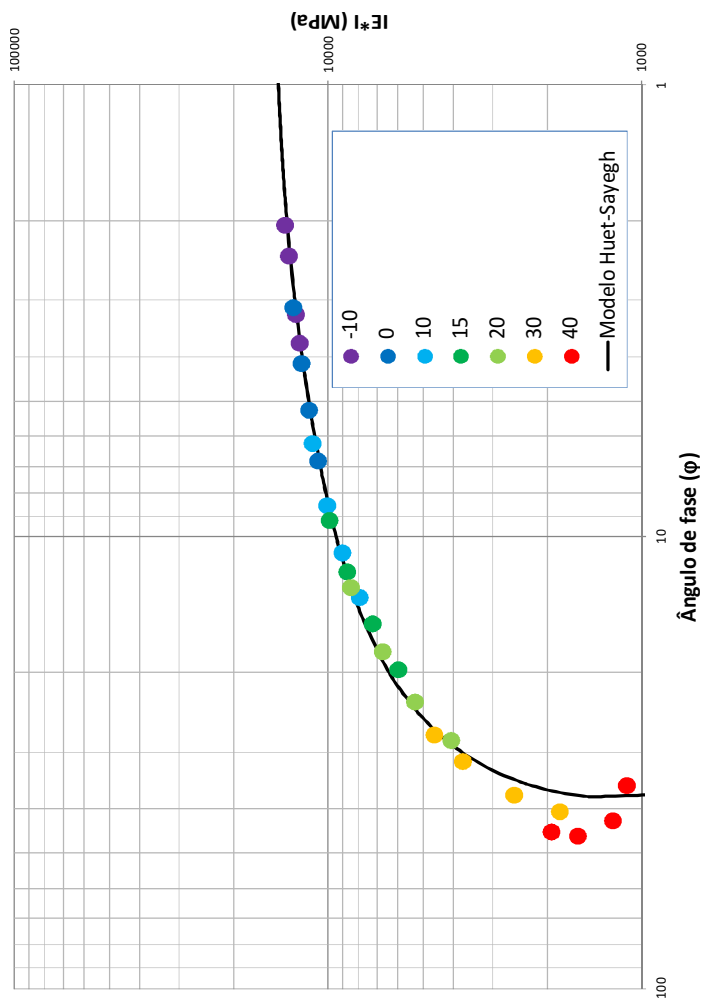


Figura 7.16 – Espaço de Black para os resultados experimentais e para o modelo Huet-Sayegh da mistura asfáltica convencional

As seguintes misturas asfálticas testadas são as misturas asfálticas mornas. Sendo assim, com a finalidade de realizar uma análise comparativa da influencia do aditivo utilizado, cada gráfico vai ser analisado comparativamente com a mistura asfáltica convencional.

Em cada um dos gráficos se encontram os dados da mistura asfáltica convencional (linha continua) e da mistura asfáltica morna (linha tracejada).

#### 7.4.2. Mistura asfáltica morna elaborada com CECABASE RT®

Os resultados experimentais da mistura asfáltica com CECABASE RT® estão na tabela 7.8 e os gráficos representativos do comportamento mecânico e reológico estão na figuras 7.30 a 7.38.

Tabela 7.8 – Resultados experimentais para a mistura asfáltica morna elaborada CECABASE RT.

Temperatura	Frequecia	E1	E2	E*	fase ( $\phi$ )	Tan $\phi$ (°)
-10	1	12141,38	791,87	12167,18	3,73	0,07
-10	3	12617,63	704,25	12637,27	3,19	0,06
-10	10	12986,64	583,38	12999,73	2,57	0,04
-10	30	13481,11	470,77	13489,33	2,00	0,03
0	1	9724,67	1236,11	9802,92	7,24	0,13
0	3	10665,65	1047,16	10716,94	5,61	0,10
0	10	11318,71	904,86	11354,83	4,57	0,08
0	30	12175,32	719,08	12196,54	3,38	0,06
10	1	7002,78	1802,08	7230,94	14,43	0,26
10	3	8134,87	1621,32	8294,86	11,27	0,20
10	10	9159,21	1405,24	9266,39	8,72	0,15
10	30	10399,44	1135,98	10461,30	6,23	0,11
15	1	5091,25	1961,12	5455,89	21,07	0,39
15	3	6371,48	1910,90	6651,86	16,69	0,30
15	10	7818,22	1753,15	8012,37	12,64	0,22
15	30	8819,24	1526,99	8950,45	9,82	0,17
20	1	3124,00	1824,16	3617,59	30,28	0,58
20	3	4374,46	1994,77	4807,80	24,51	0,46
20	10	5822,05	2000,03	6156,00	18,96	0,34
20	30	7151,17	1896,90	7398,48	14,86	0,27
30	1	1002,59	945,97	1378,42	43,34	0,94
30	3	1405,04	1249,55	1880,30	41,65	0,89
30	10	2264,97	1674,08	2816,50	36,47	0,74
30	30	3208,57	1922,06	3740,22	30,92	0,60
40	1	778,51	545,65	950,69	35,03	0,70
40	3	927,85	825,37	1241,83	41,65	0,89
40	10	1008,24	1061,26	1463,84	46,47	1,05
40	30	1191,69	1248,10	1725,65	46,32	1,05

A figura 7.17 mostra as curvas Isócronas do Módulo.

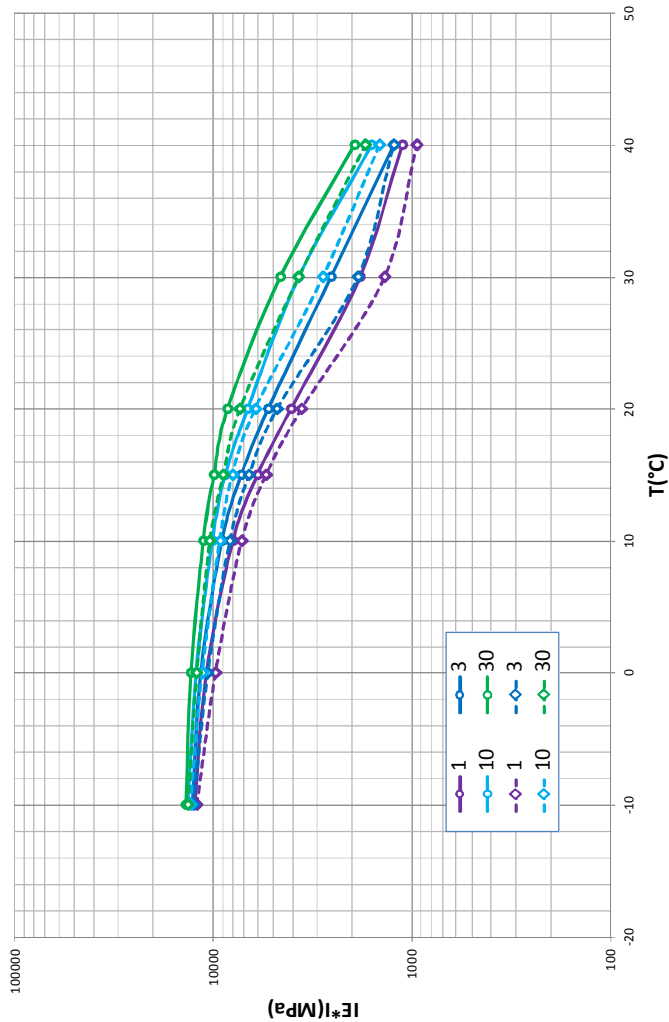


Figura 7.17 – Curvas isócronas do módulo para a mistura asfáltica convencional e para a mistura asfáltica morna com CECABASE.

Os valores do módulo para as diferentes frequências de sollicitação e temperaturas de condicionamento apresentam valores similares. No entanto, os valores da norma do módulo apresentam-se menores para a mistura asfáltica morna.

Na figura 7.18 pode ser apreciada a curva no espaço de Black.

O ângulo de fase apresenta valores praticamente iguais nas temperaturas de  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $30^{\circ}\text{C}$  e  $40^{\circ}\text{C}$  entre as duas misturas, no entanto, nas temperaturas de  $0^{\circ}\text{C}$  a  $20^{\circ}\text{C}$  observa-se uma pequena diferença no valor a favor da mistura asfáltica morna com CECABASE RT (Figura 7.19).



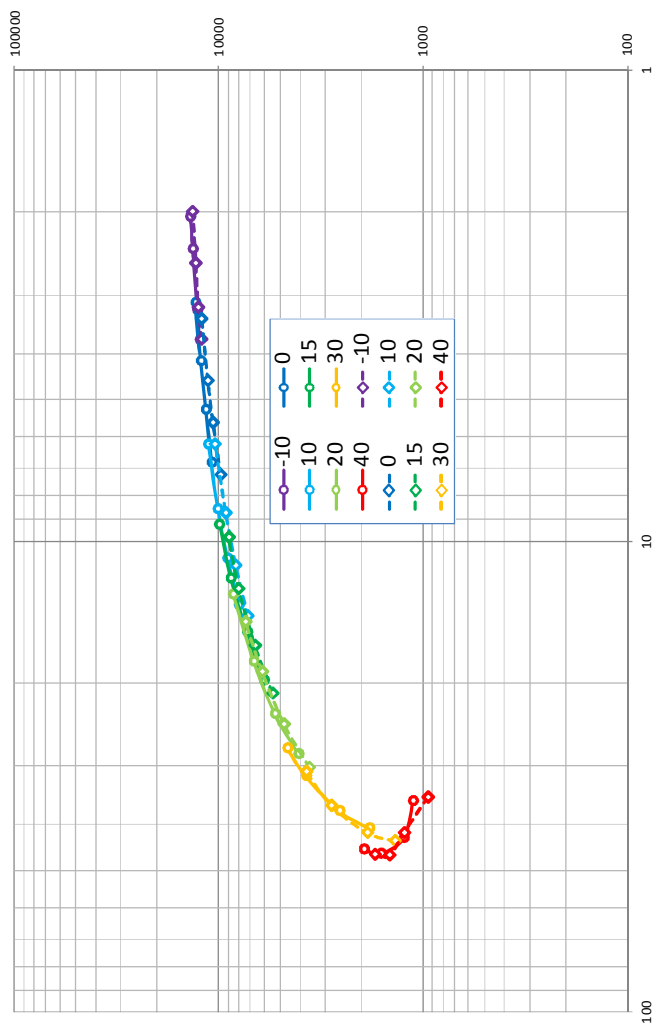


Figura 7.18 – Curva no espaço de Black para a mistura asfáltica morna com CECABASE e a mistura asfáltica convencional.

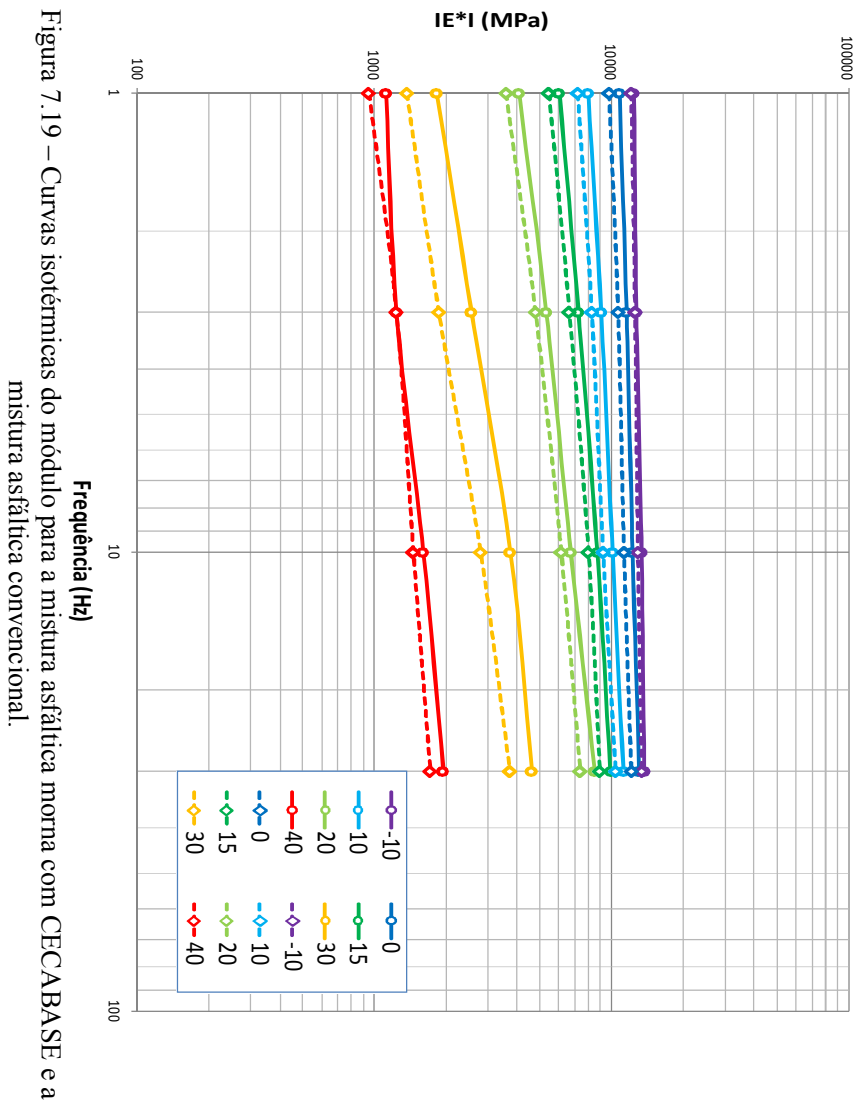


Figura 7.19 – Curvas isotérmicas do módulo para a mistura asfáltica morna com CECABASE e a mistura asfáltica convencional.

Observa-se que a norma do módulo para as temperaturas dos ensaios se apresenta maior na mistura asfáltica convencional que na mistura asfáltica morna, sendo esta diferença é mais significativa na temperatura de 30°C.

A susceptibilidade cinética das misturas asfálticas está mostrada na curva de equivalência frequência temperatura (curva mestre), onde a inclinação da curva obtida para cada mistura indica a susceptibilidade cinética (figura 7.20).

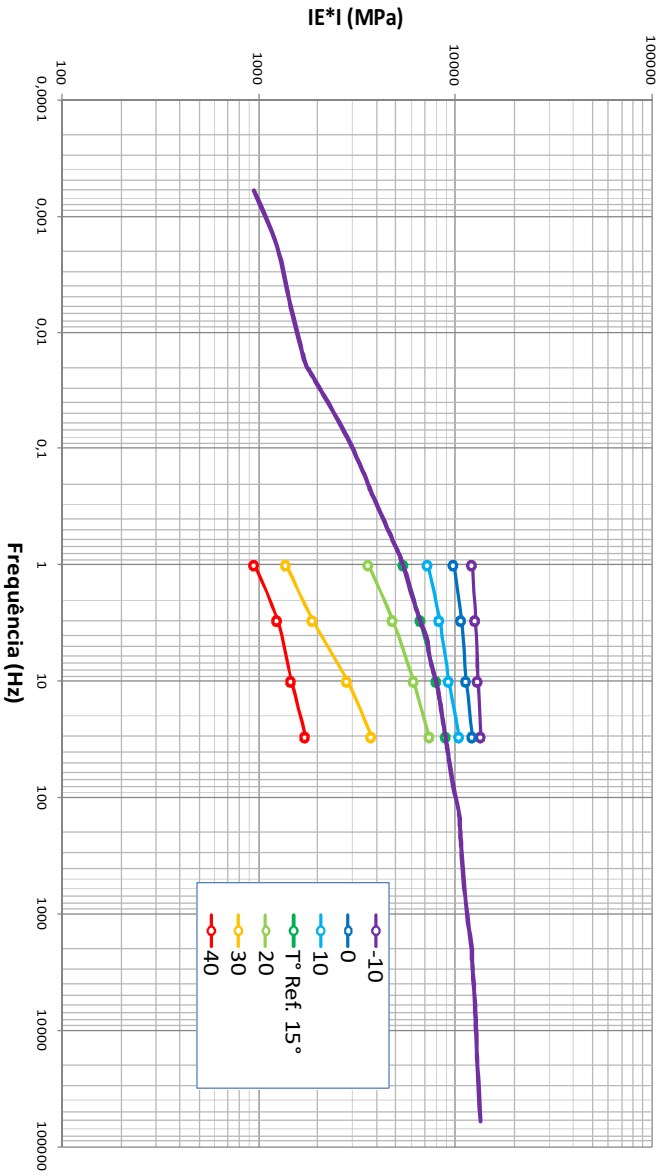


Figura 7.20 – Curva de equivalência frequência – temperatura para a mistura asfáltica morra com CECABASE.

A figura 7.21 mostra a sobreposição das curvas de equivalência frequência temperatura da mistura asfáltica morna com CECABASE e a mistura asfáltica convencional.

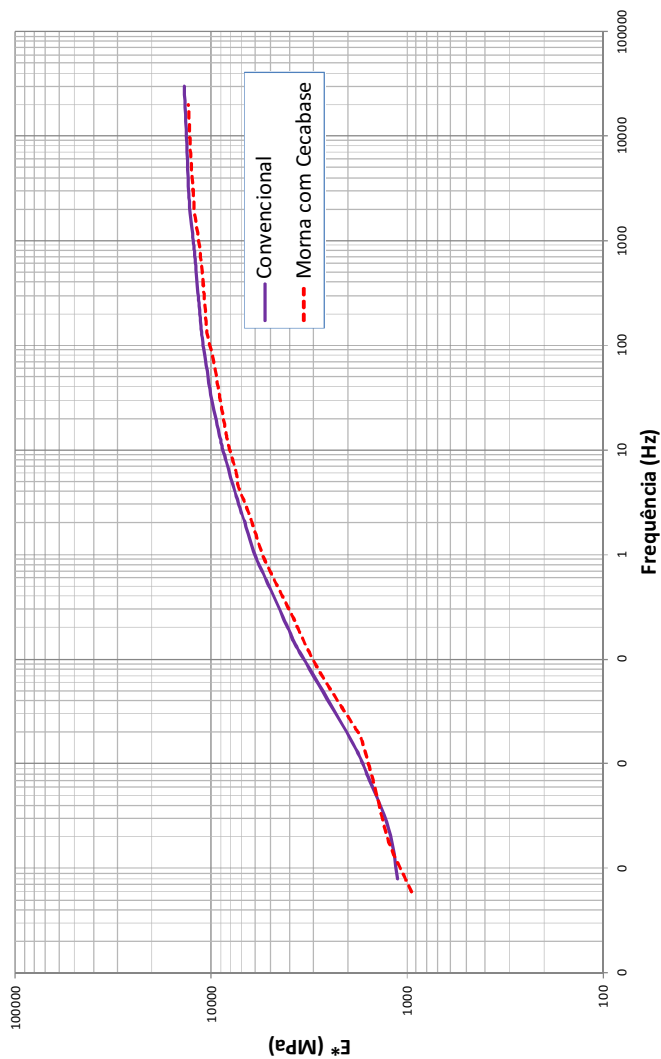


Figura 7.21 – Curva no espaço de Black para a mistura asfáltica morna com CECABASE e a mistura asfáltica convencional.

A figura 7.22 mostra o comportamento das misturas asfálticas no plano Cole-Cole.

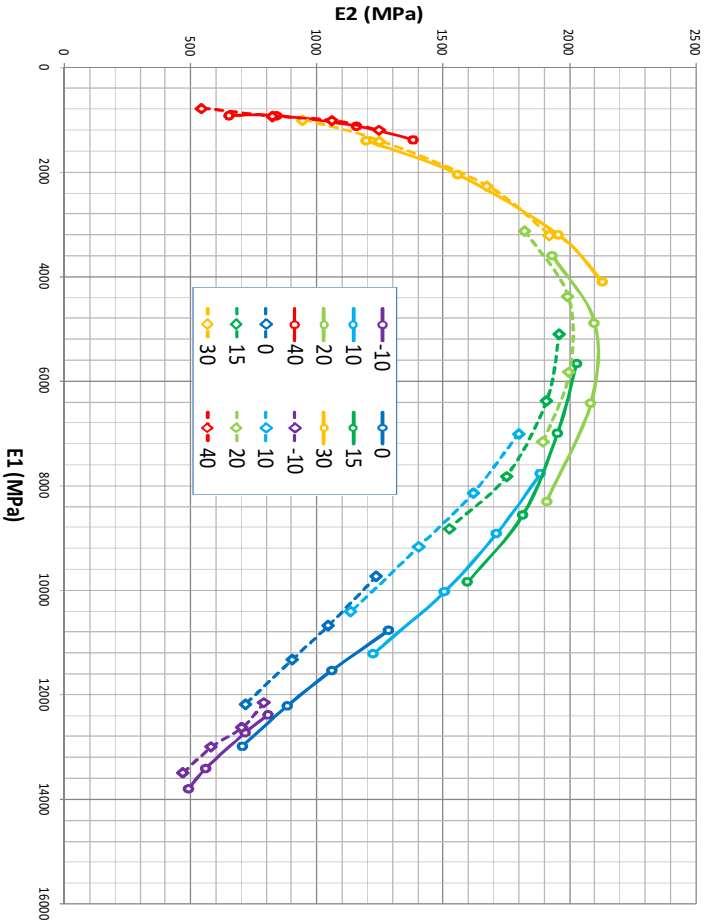


Figura 7.22 – Plano Cole-Cole para as mistura asfáltica morna com CECABASE e para a mistura asfáltica convencional

Para as temperaturas elevadas (40°C), os valores dos módulos elásticos e viscosos são similares. Esta tendência se repete na temperatura mais baixa do ensaio (-10°C). A diferença se acentua nas temperaturas intermediárias. Os maiores valores do módulo imaginário ocorrem nas proximidades da temperatura 20°C.

Na figura 7.22 se apresenta os dados resultantes de ambas as misturas (convencional e morna com CECABASE), se encontram localizados aproximadamente os valores dos módulos elástico e viscoso para a frequência de 25Hz e temperatura de 10°C.

Da figura 7.23 pode se apreciar que para a mistura asfáltica convencional o valor da norma do módulo é maior, conseqüentemente, as parcelas viscosa e elástica da mistura são superiores. Segundo Momm (2012) pode se realizar uma relação entre os valores encontrados para as parcelas viscosas e elásticas da mistura asfáltica com a vida em fadiga da mesma.

Os valores dos parâmetros do modelo de Huet-Sayegh para a mistura asfáltica morna com CECABASE RT encontram-se na tabela 7.9. A representação deste modelo no plano Cole-Cole se encontra na figura 7.24 e no espaço de Black se encontra na figura 7.25.

Tabela 7.9 - Valores do modelo de Huet-Sayegh para a mistura asfáltica morna com CECABASE

Eo	192,277
Einf	15675,8
Delta	1,03
k	0,16323
h	0,59323
Tau	0,05195
A0	1,24736
A1	-0,31372
A2	0,002199

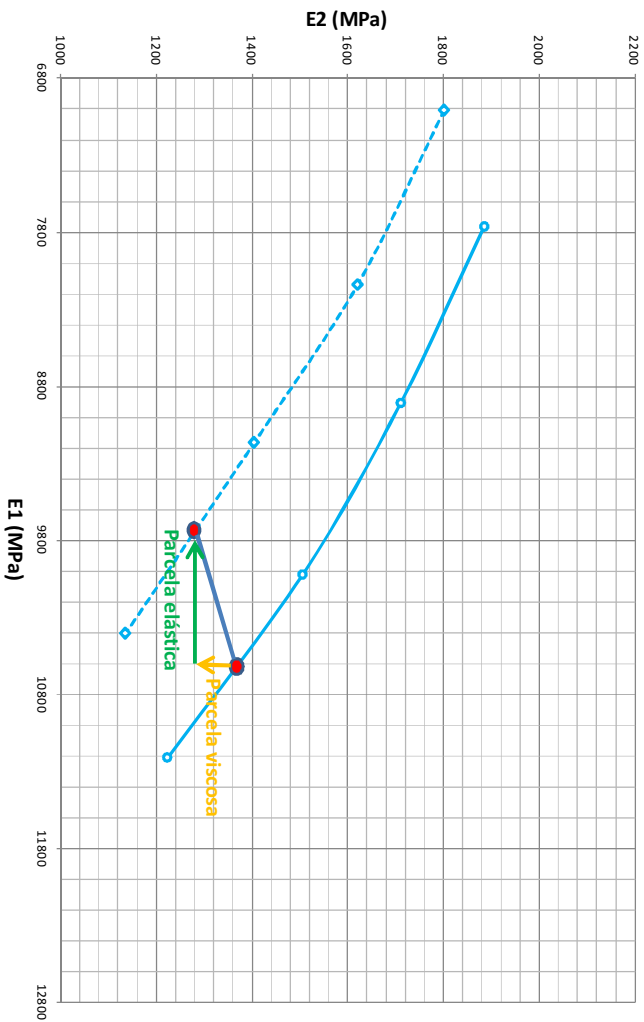


Figura 7.23 – Temperatura e frequência do ensaio de fadiga no plano Cole-Cole da mistura asfáltica convencional e mistura asfáltica morna modificada com CECABASE.



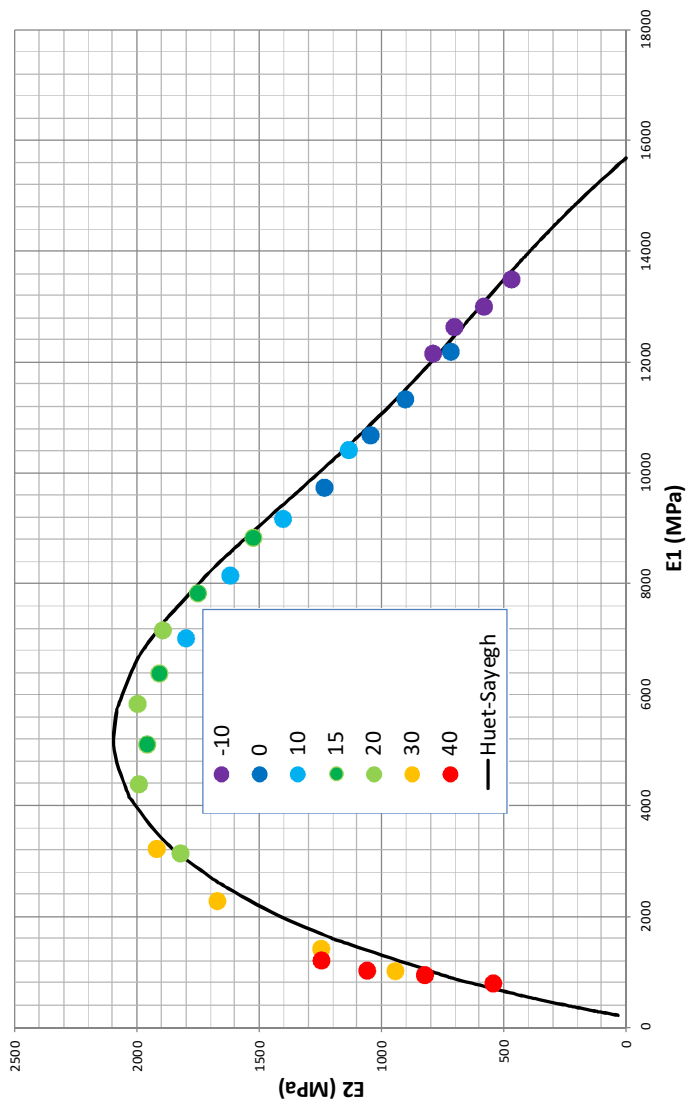


Figura 7.24 – Modelo de Huet-Sayegh no plano Cole-Cole para a mistura morna com CECABASE.

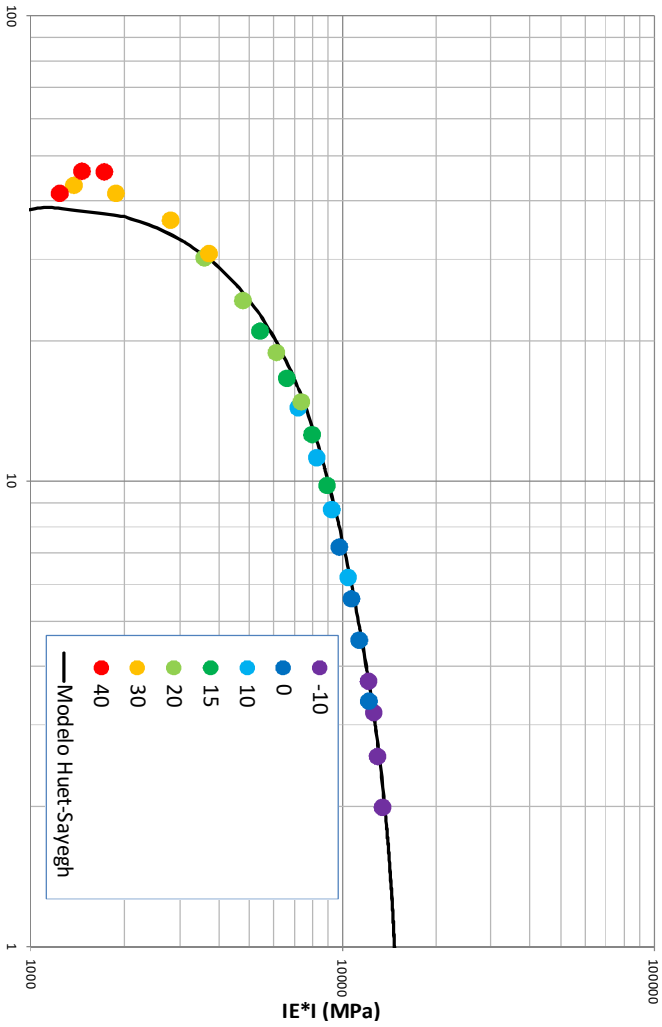


Figura 7.25 – Modelo de Huet-Sayegh no espaço de Black para a mistura morra com CECABASE.

### 7.4.3. Mistura asfáltica morna elaborada com REDISSET

Os resultados experimentais da mistura asfáltica com REDISSET® estão na tabela 7.10 e nos gráficos do comportamento mecânico e reológico (figuras 7.39 a 7.47).

Tabela 7.10 – Resultados experimentais para a mistura asfáltica morna elaborada com REDISSET.

Temperatura	Frequencia	E1	E2	E*	fase ( $\phi$ )	Tan $\phi$ (°)
-10	1	10237,34	801,48	10268,67	4,48	0,08
-10	3	10976,51	619,45	10993,97	3,23	0,06
-10	10	11471,95	461,83	11481,24	2,31	0,04
-10	30	11989,41	394,03	11995,88	1,88	0,03
0	1	9183,28	1116,10	9250,85	6,93	0,12
0	3	9975,09	929,07	10018,26	5,32	0,09
0	10	10638,29	808,10	10668,94	4,34	0,08
0	30	11250,86	633,20	11268,66	3,22	0,06
10	1	6321,01	1736,00	6555,07	15,36	0,27
10	3	7404,39	1559,44	7566,82	11,89	0,21
10	10	8450,78	1340,97	8556,51	9,02	0,16
10	30	9687,73	1059,50	9745,49	6,24	0,11
15	1	4764,70	1866,88	5117,38	21,40	0,39
15	3	5974,21	1814,02	6243,54	16,89	0,30
15	10	7204,84	1615,39	7383,72	12,64	0,22
15	30	8514,94	1389,99	8627,64	9,27	0,16
20	1	2766,66	1712,21	3253,62	31,75	0,62
20	3	3986,62	1896,90	4414,90	25,45	0,48
20	10	5414,03	1894,30	5735,86	19,28	0,35
20	30	7220,26	1677,56	7412,58	13,08	0,23
30	1	991,23	954,66	1376,20	43,92	0,96
30	3	1419,54	1270,60	1905,13	41,83	0,90
30	10	2328,13	1667,34	2863,60	35,61	0,72
30	30	3230,71	1883,68	3739,75	30,24	0,58
40	1	807,37	671,52	1050,13	39,75	0,83
40	3	833,74	731,35	1109,05	41,26	0,88
40	10	903,57	946,40	1308,47	46,33	1,05
40	30	1084,39	1172,44	1597,04	47,23	1,08

A figura 7.26 mostra as curvas Isócronas do Módulo.

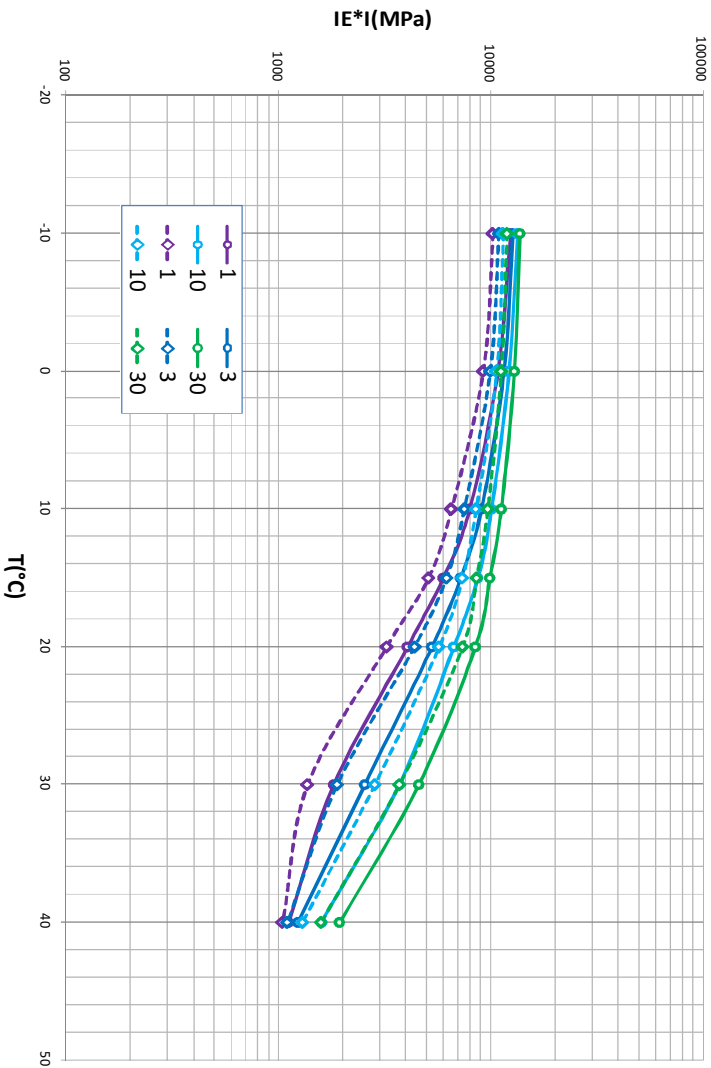


Figura 7.26 – Curvas isócronas do módulo para a mistura asfáltica convencional e para a mistura asfáltica moira com REDISET.

A norma do módulo na mistura convencional apresenta valores superiores que a mistura morna nas temperaturas e frequências analisadas. Na temperatura na qual os valores da norma do módulo apresentam uma maior diferença entre as misturas é a de 30°C.

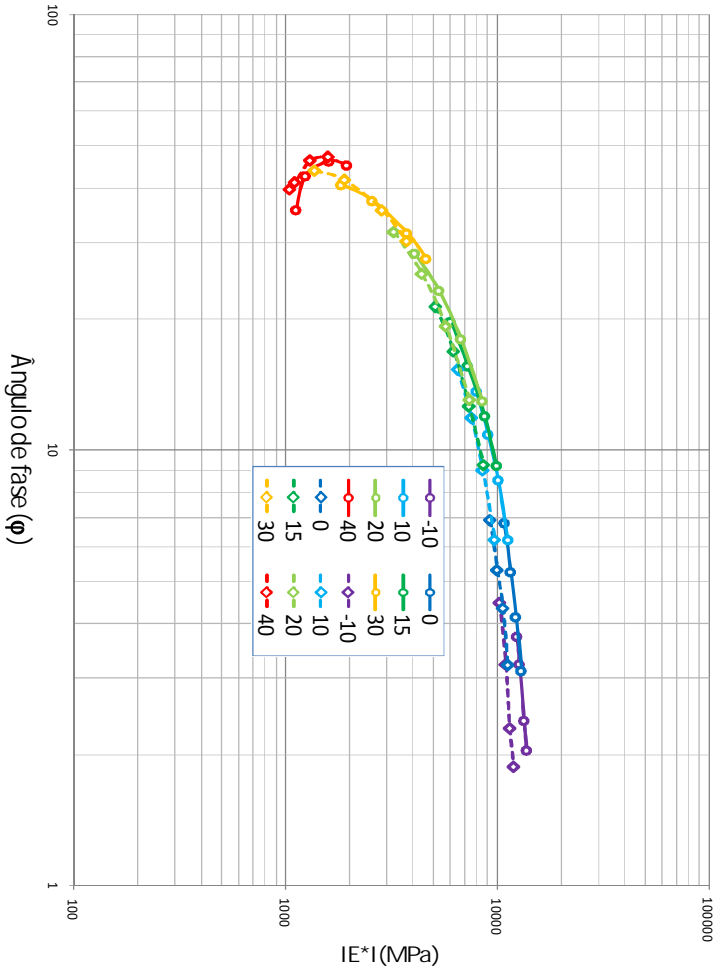
Os valores da norma do módulo para as temperaturas elevadas são valores similares para as misturas analisadas. Na medida em que a temperatura diminui, a diferença entre as curvas aumenta, apresentando maiores valores de módulo a mistura asfáltica convencional, no entanto, esta diferença é pouco significativa. No referente ao ângulo de fase, as duas misturas apresentam valores similares.

A figura 7.28 representa as curvas isotérmicas do módulo, onde correlaciona a norma do módulo complexo com o valor da frequência de ensaio.

A norma do módulo na mistura asfáltica convencional que na mistura asfáltica morna, sendo esta diferença é mais significativa na temperatura de 30°C

A inclinação da curva de equivalência frequência temperatura indica a susceptibilidade das misturas (figura 7.29).

Figura 7.27 – Curva no espaço de Black para a mistura asfáltica morna com REDISET e a mistura asfáltica convencional.



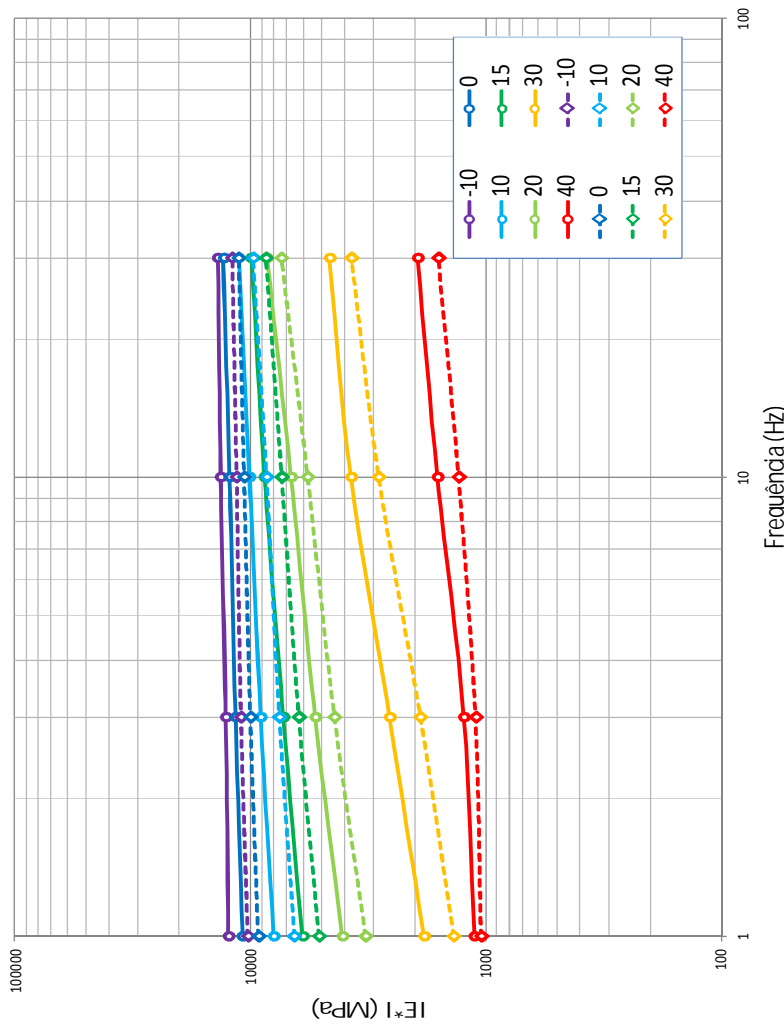


Figura 7.28 – Curvas isotérmicas do módulo para a mistura asfáltica morna com REDISET e a mistura asfáltica convencional.

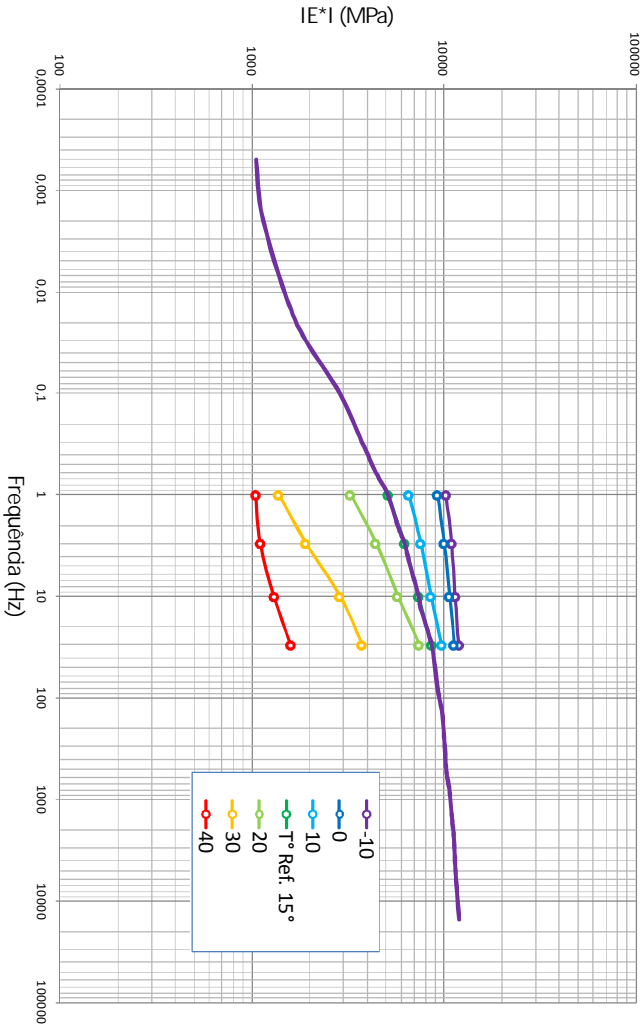


Figura 7.29 – Curva de equivalência frequência – temperatura para a mistura asfáltica morma com REDISET.



A figura 7.30 mostra a sobreposição das curvas de equivalência frequência temperatura da mistura asfáltica morna com REDISET e a mistura asfáltica convencional.

A mistura asfáltica convencional apresenta valor da norma do módulo maior, contudo não muito significativa.

A figura 7.31 mostra o comportamento das misturas asfálticas no plano Cole-Cole que indica as parcelas viscosas e elásticas de cada uma das misturas estudadas para cada frequência e cada temperatura do ensaio.

A diferença dos valores dos módulos elásticos aumenta na medida em que a temperatura diminui, sendo maior para a mistura asfáltica convencional. O módulo viscoso apresenta a maior diferença para uma temperatura de 20°C entre as misturas, sendo maior na mistura convencional. A diferença entre as parcelas viscosas das misturas diminui na medida em que se afasta da temperatura crítica (20°C).

Na figura 7.32 se apresenta os dados resultantes de ambas as misturas (convencional e morna com REDISET), se encontram localizados aproximadamente os valores dos módulos elástico e viscoso para a frequência de 25Hz e temperatura de 10°C.

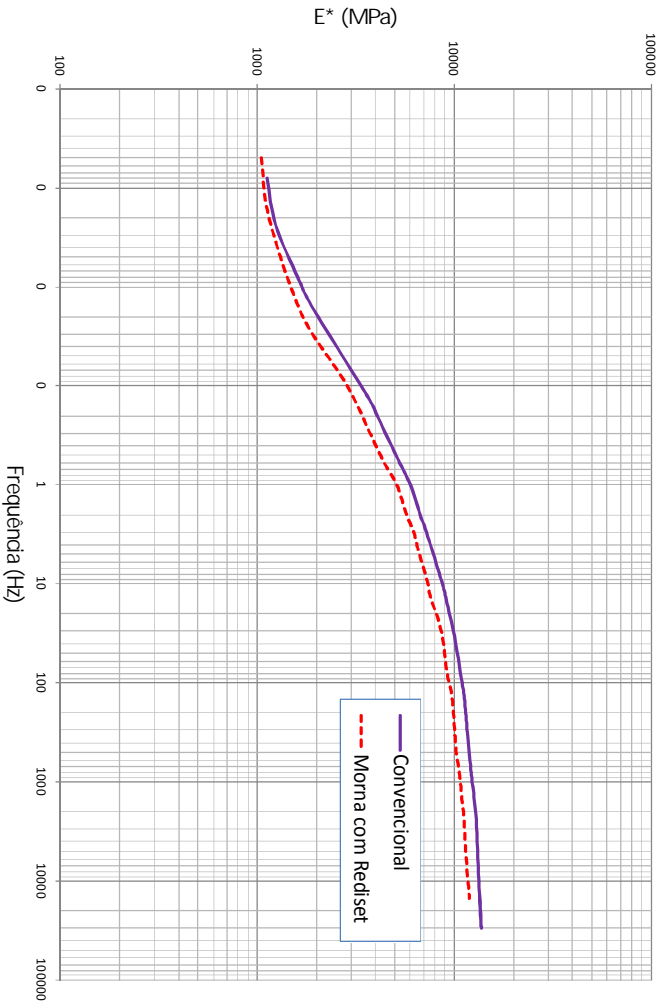


Figura 7.30 – Curvas de equivalência frequência-temperatura para a mistura asfáltica morna com REDISET e mistura asfáltica convencional.

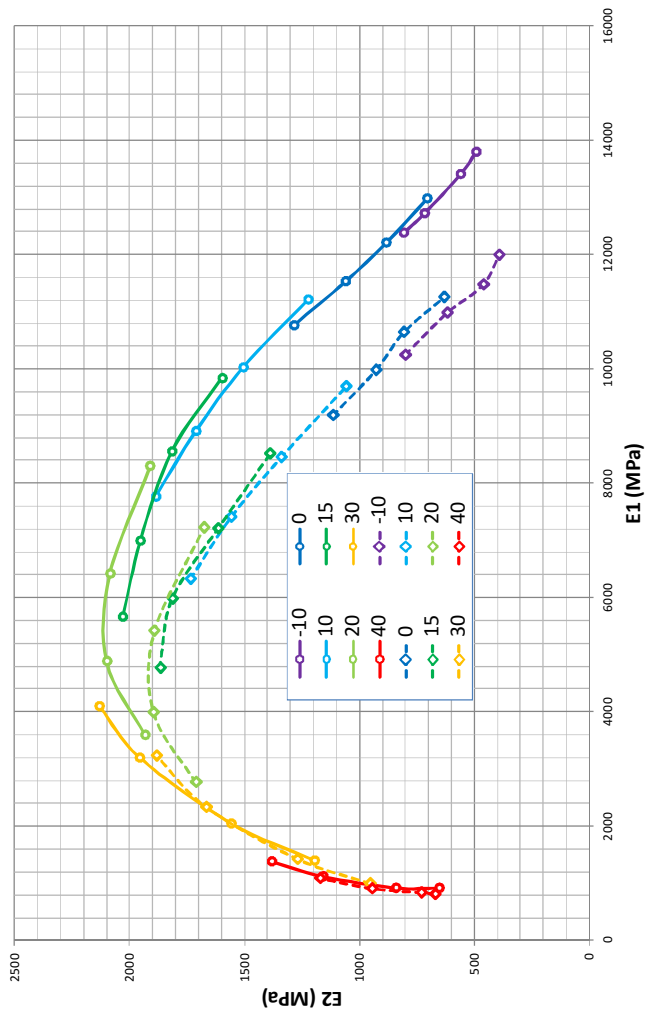


Figura 7.31 – Plano Cole-Cole para as mistura asfáltica morna com REDISET e para a mistura asfáltica convencional

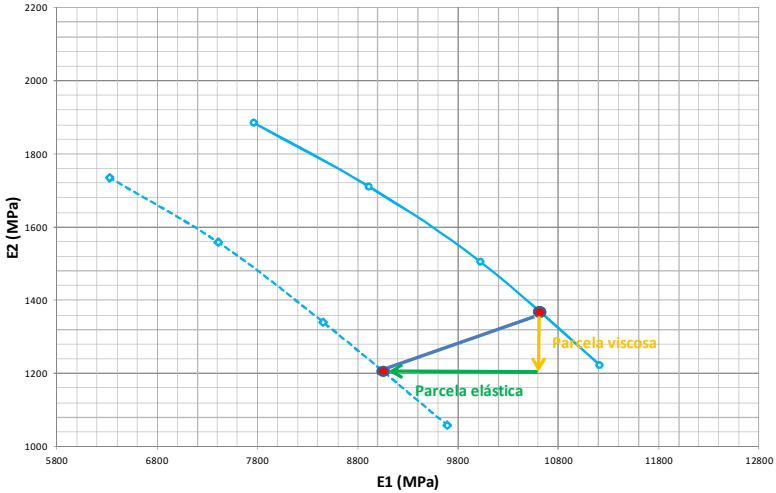


Figura 7.32 – Temperatura e frequência do ensaio de fadiga no plano Cole-Cole da mistura asfáltica convencional e mistura asfáltica morna modificada com REDISET.

Os valores dos parâmetros do modelo de Huet-Sayegh para a mistura asfáltica morna com REDISET encontram-se na tabela 7.11, a representação deste modelo no plano Cole-Cole na figura 7.33 e a representação no espaço de Black na figura 7.34.

Tabela 7.11 - Valores do modelo de Huet-Sayegh para a mistura asfáltica morna com REDISET

Eo (Mpa)	190,898
Einf (Mpa)	13498,121
Delta	0,978
k	0,181
h	0,652
Tau	0,102
A0	1,237
A1	-0,314
A2	0,002

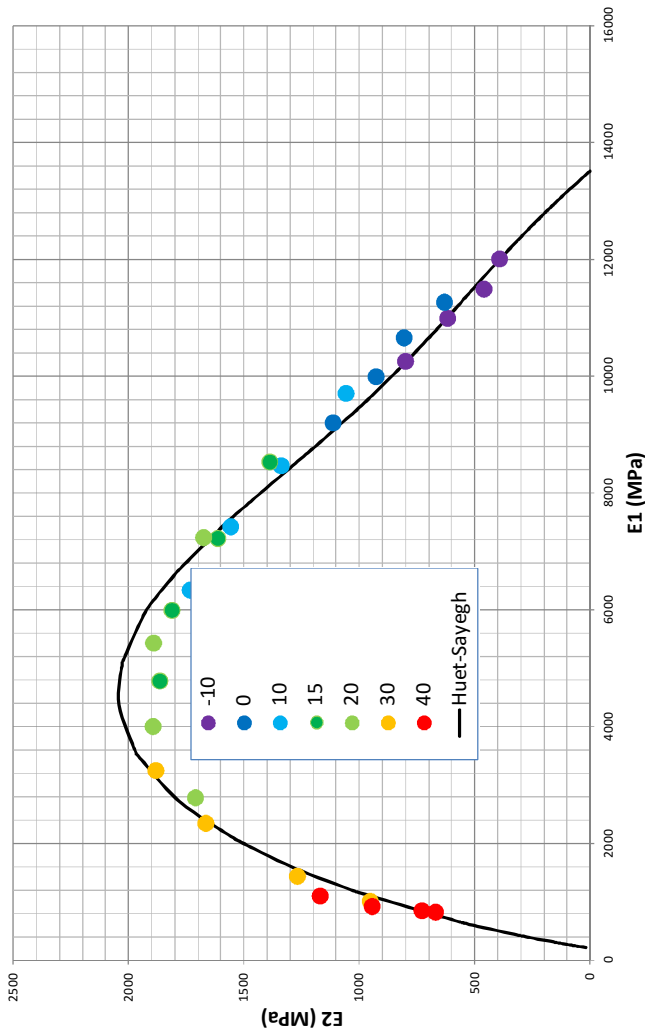


Figura 7.33 – Modelo de Huet-Sayegh no plano Cole-Cole para a mistura morna com REDISET.

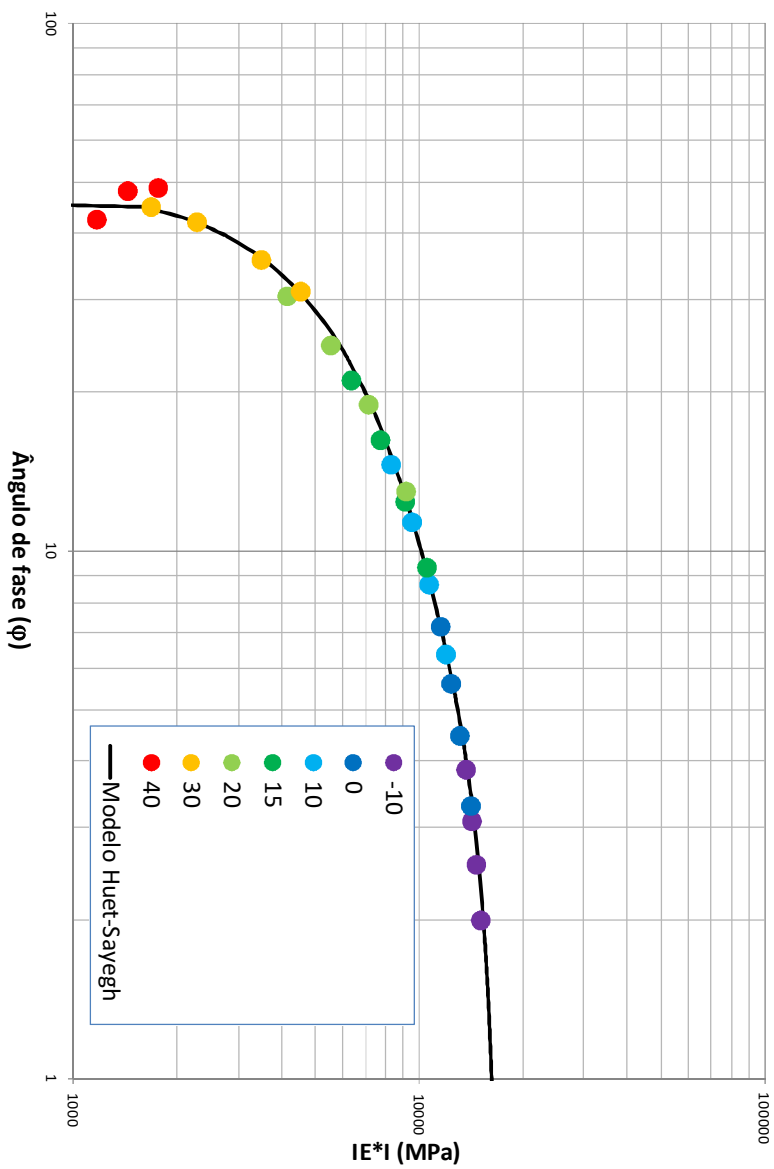


Figura 7.34 – Modelo de Huet-Sayegh no espaço de Blacque para a mistura morra com REDISSET.

#### 7.4.4 Mistura asfáltica morna elaborada com zeólitas

Os resultados experimentais da mistura asfáltica com Zeólitas encontram-se na tabela 7.12 e a representação do comportamento mecânico e reológico nas figuras 7.35 a 7.43.

Tabela 7.12 – Resultados experimentais para a mistura asfáltica morna elaborada com zeólitas.

Temperatura	Frequencia	E1	E2	$ E^* $	fase ( $\varphi$ )	Tan $\varphi$ (°)
-10	1	13696,07	925,07	13727,27	3,86	0,07
-10	3	14256,13	768,39	14276,82	3,09	0,05
-10	10	14691,55	655,20	14706,15	2,55	0,04
-10	30	15127,43	528,99	15136,68	2,00	0,03
0	1	11498,76	1455,51	11590,51	7,21	0,13
0	3	12365,98	1217,42	12425,76	5,62	0,10
0	10	13137,51	1029,24	13177,76	4,48	0,08
0	30	14157,22	815,88	14180,71	3,30	0,06
10	1	8062,82	2103,88	8332,79	14,62	0,26
10	3	9391,93	1890,10	9580,23	11,38	0,20
10	10	10615,97	1617,74	10738,52	8,66	0,15
10	30	11931,89	1336,12	12006,46	6,39	0,11
15	1	5964,76	2303,80	6394,20	21,12	0,39
15	3	7453,21	2176,34	7764,45	16,28	0,29
15	10	8937,29	1971,55	9152,17	12,44	0,22
15	30	10436,19	1715,45	10576,24	9,33	0,16
20	1	3595,73	2117,42	4172,86	30,49	0,59
20	3	5071,74	2323,09	5578,47	24,61	0,46
20	10	6781,92	2335,17	7172,69	19,00	0,34
20	30	8974,35	2073,26	9210,72	13,01	0,23
30	1	1191,90	1192,44	1685,98	45,01	1,00
30	3	1696,74	1534,15	2287,48	42,12	0,90
30	10	2851,66	2050,44	3512,30	35,72	0,72
30	30	3907,79	2359,51	4564,87	31,12	0,60
40	1	741,01	611,93	961,02	39,55	0,83
40	3	864,26	794,55	1173,99	42,59	0,92
40	10	960,38	1076,38	1442,54	48,26	1,12
40	30	1160,95	1332,30	1767,15	48,93	1,15

A figura 7.35 mostra as curvas isócronas do módulo, que correlacionam o valor do módulo complexo com a temperatura.

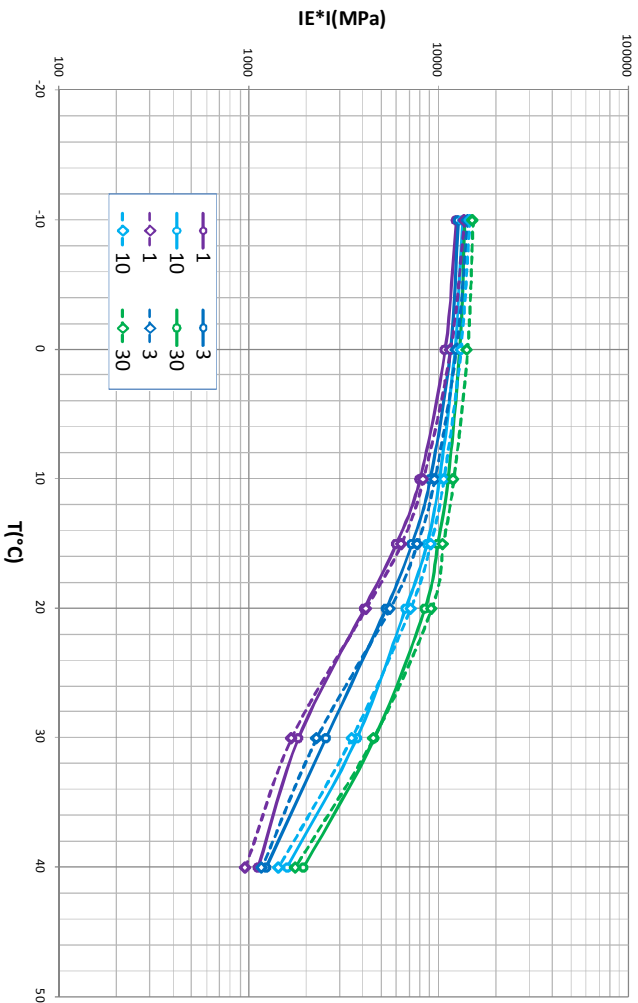


Figura 7.35 – Curvas isócronas do módulo para a mistura asfáltica convencional e para a mistura asfáltica morna com ZEOLITAS.



Os valores do módulo para as diferentes frequências de solicitação e temperaturas de condicionamento são muito similares contudo, para as temperaturas de 30 e 40°C se observa que a norma do módulo da mistura asfáltica convencional é maior. Mas, a partir da temperatura de 20°C até -10°C o módulo da mistura asfáltica morna modificada com ZEÓLITAS é maior.

Observa-se uma translação da curva da mistura morna em relação à mistura convencional, contudo os valores de ângulo de fase são muito similares.

A figura 7.37 representa a suscetibilidade cinética da mistura asfáltica tendo em conta a inclinação das curvas obtidas para cada temperatura.

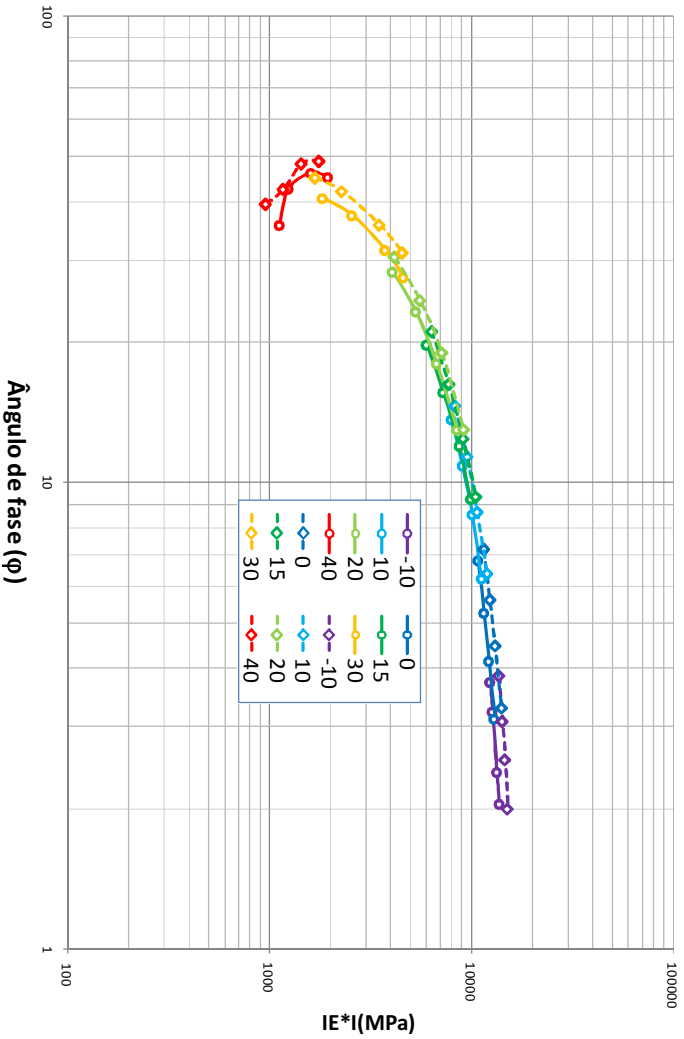


Figura 7.36 – Curva no espaço de Black para a mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS e a mistura asfáltica convencional.

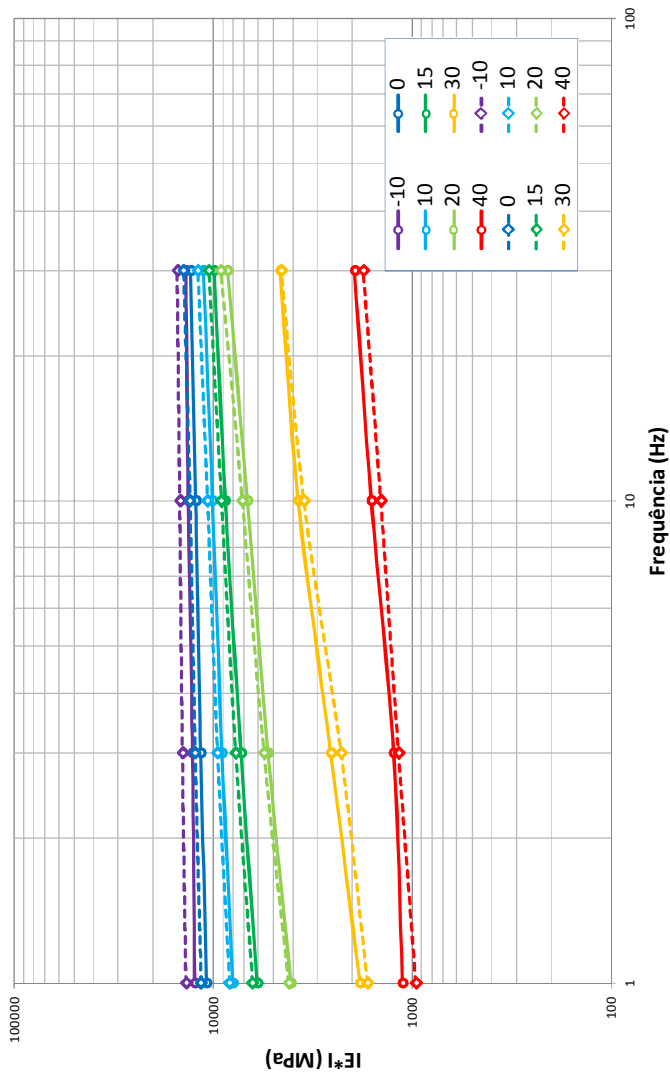


Figura 7.37 – Curvas isotérmicas do módulo para a mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS e a mistura asfáltica convencional.

Percebe-se que para as temperaturas mais quentes (30°C e 40°C) a norma do módulo se apresenta maior na mistura asfáltica convencional para todas as frequências. Esta tendência muda a partir da temperatura de 20°C onde a mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS se apresenta superior no referente ao valor da norma do módulo em todas as frequências estudadas. Aparentemente, a suscetibilidade cinética das misturas tem muita similaridade (figura 7.38).

A figura 7.39 mostra o comparativo entre as curvas de equivalência frequência temperatura da mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS e a mistura asfáltica convencional.

A mistura asfáltica convencional é ligeiramente menos suscetível às mudanças de frequência do que a mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS.

A figura 7.40 mostra o comportamento das misturas asfálticas no plano Cole-Cole que indica as parcelas viscosas e elásticas de cada uma das misturas estudadas para cada frequência e cada temperatura do ensaio.

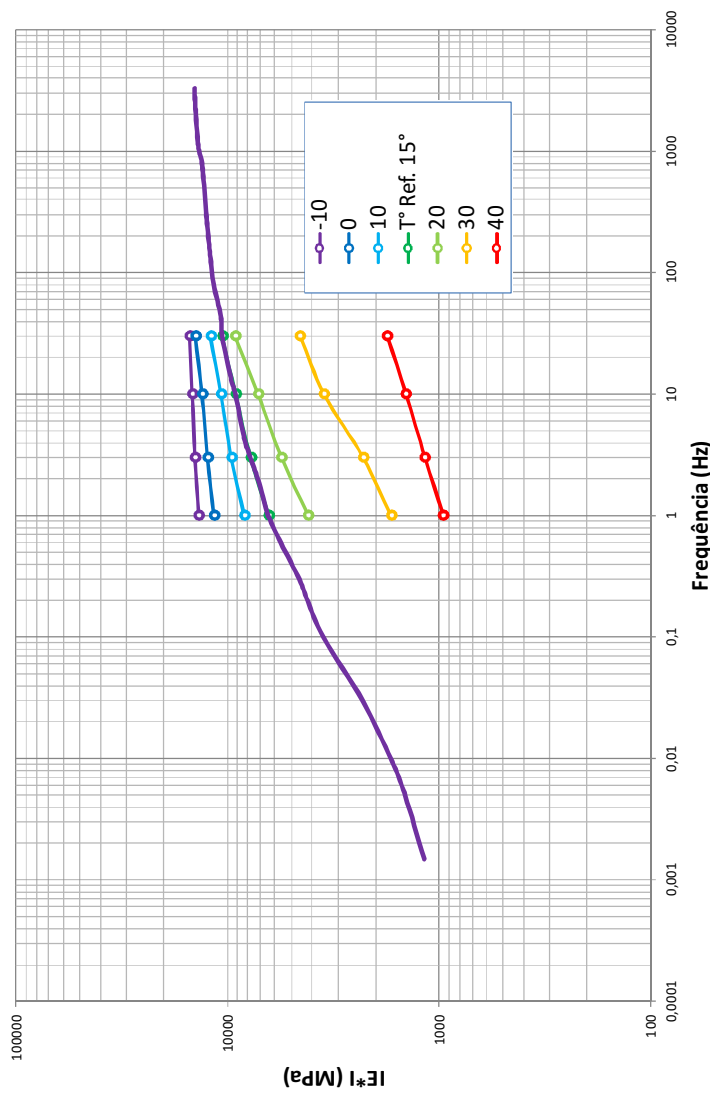


Figura 7.38 – Curva mestre de equivalência frequência – temperatura para a mistura asfáltica morna com ZEOLITAS.

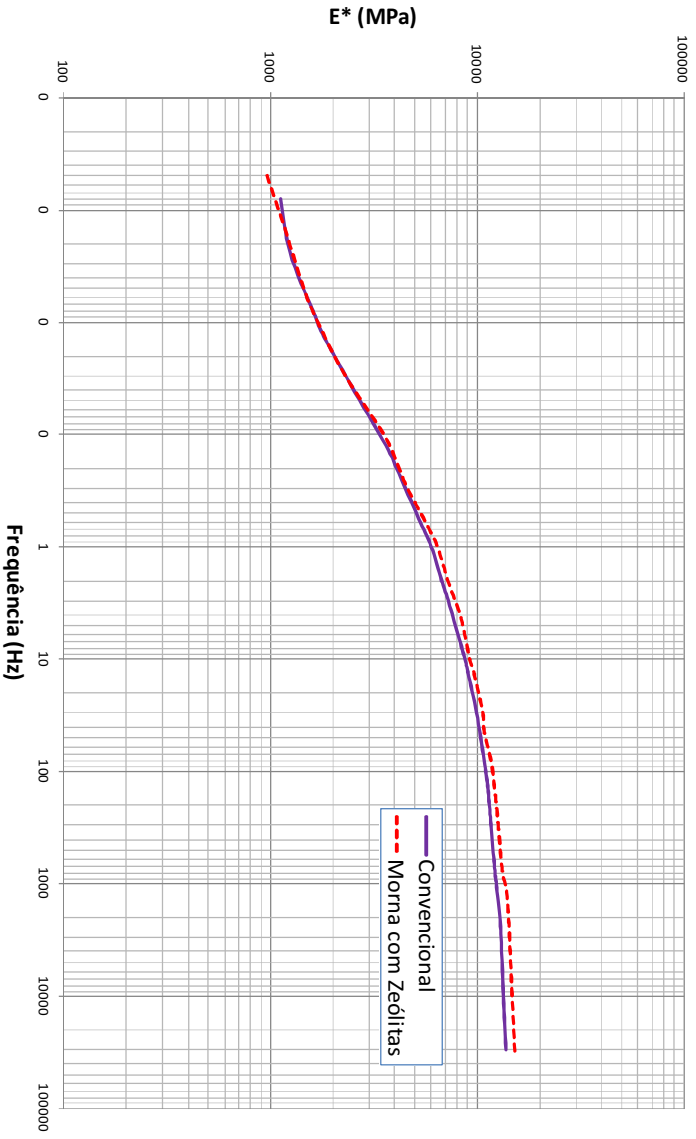


Figura 7.39 – Curvas de equivalência frequência-temperatura para a mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS e mistura asfáltica convencional.

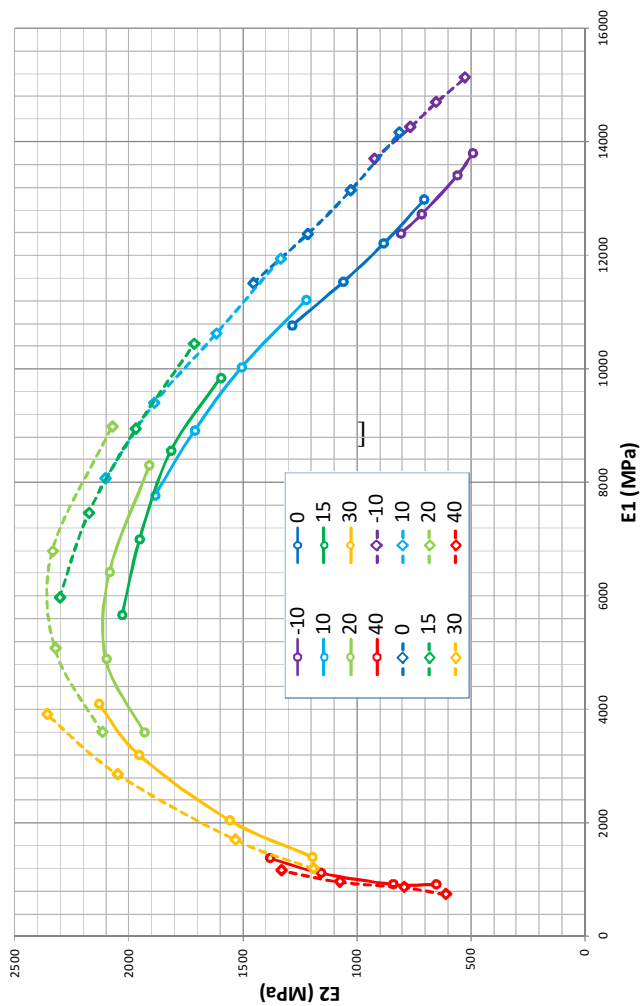


Figura 7.40 – Plano Cole-Cole para as mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS e para a mistura asfáltica convencional

Na temperatura elevada (40°C) os valores dos módulos elásticos (E1) e viscosos (E2) são praticamente os mesmos, sendo os módulos da mistura convencional, levemente, superiores. Nas temperaturas inferiores as diferenças aumentam. A temperatura mais crítica para a mistura asfáltica morna encontra-se nas proximidades de 20°C. A diferença entre os módulos elásticos para as duas misturas aumenta na medida em que a temperatura diminui.

Uma maneira de analisar os gráficos no plano Cole-Cole das misturas estudadas e correlaciona-los aos resultados do ensaio de fadiga pode ser feito analisando o comportamento das curvas na frequência e na temperatura do ensaio de fadiga, quer dizer, a uma frequência de 25Hz e a uma temperatura de 10°C. Na figura 7.41 se apresenta os dados resultantes de ambas as misturas (convencional e morna com ZEÓLITAS) se encontram localizados aproximadamente os valores dos módulos elástico e viscoso para a frequência de 25Hz e temperatura de 10°C.

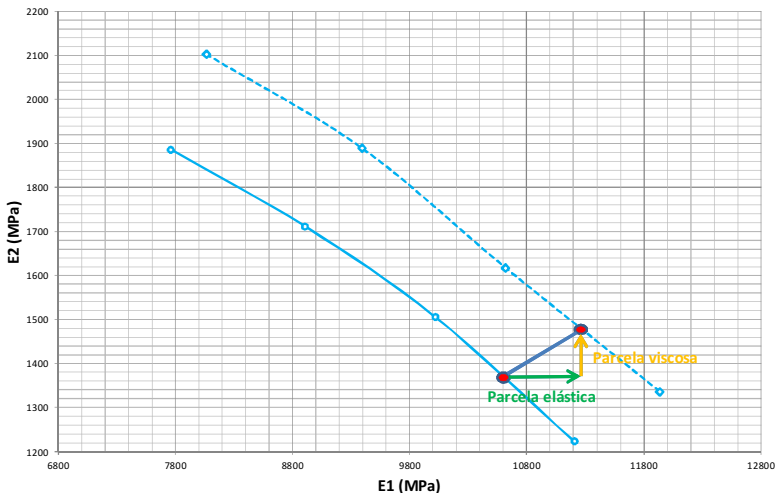


Figura 7.41 – Temperatura e frequência do ensaio de fadiga no plano Cole-Cole da mistura asfáltica convencional e mistura asfáltica morna modificada com ZEÓLITAS.



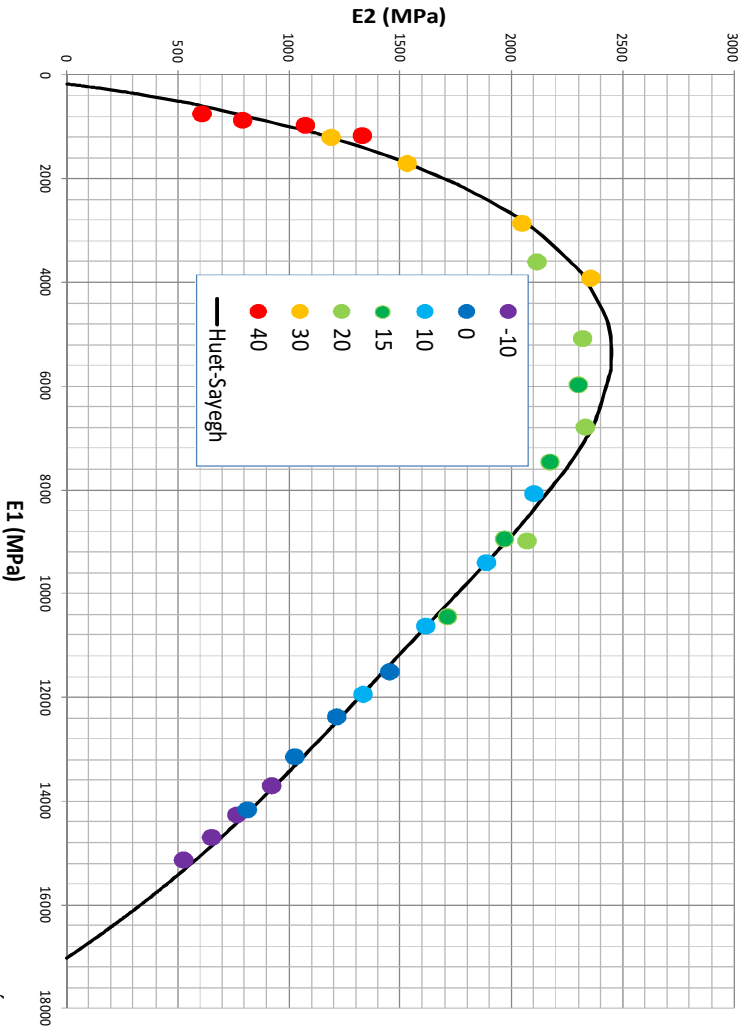
Do gráfico pode se apreciar que para a mistura asfáltica morna o valor da norma do módulo é maior, conseqüentemente, as parcelas viscosa e elástica da mistura morna também são superiores, no entanto, a magnitude do aumento na parcela elástica é superior ao da parcela viscosa, contudo, para poder realizar um comparativo entre estes resultados e os obtido nos ensaios de fadiga poderia ser feito uma pesquisa específica correlacionando estas variáveis (parcela viscosa, parcela elástica e vida em fadiga).

Os valores dos parâmetros do modelo de Huet-Sayegh para a mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS encontram-se na tabela 7.13, representação deste modelo no plano Cole-Cole na figura 7.42 e a representação no espaço de Black na figura 7.43.

Tabela 7.13 - Valores do modelo de Huet-Sayegh para a mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS

Eo	175,869
Einf	17023,22
Delta	1,35023
k	0,2123
h	0,7054
Tau	0,06286
A0	1,12429
A1	-0,28088
A2	0,001423

Figura 7.42 – Modelo de Huet-Sayegh no plano Cole-Cole para a mistura morna com ZEOLITAS.



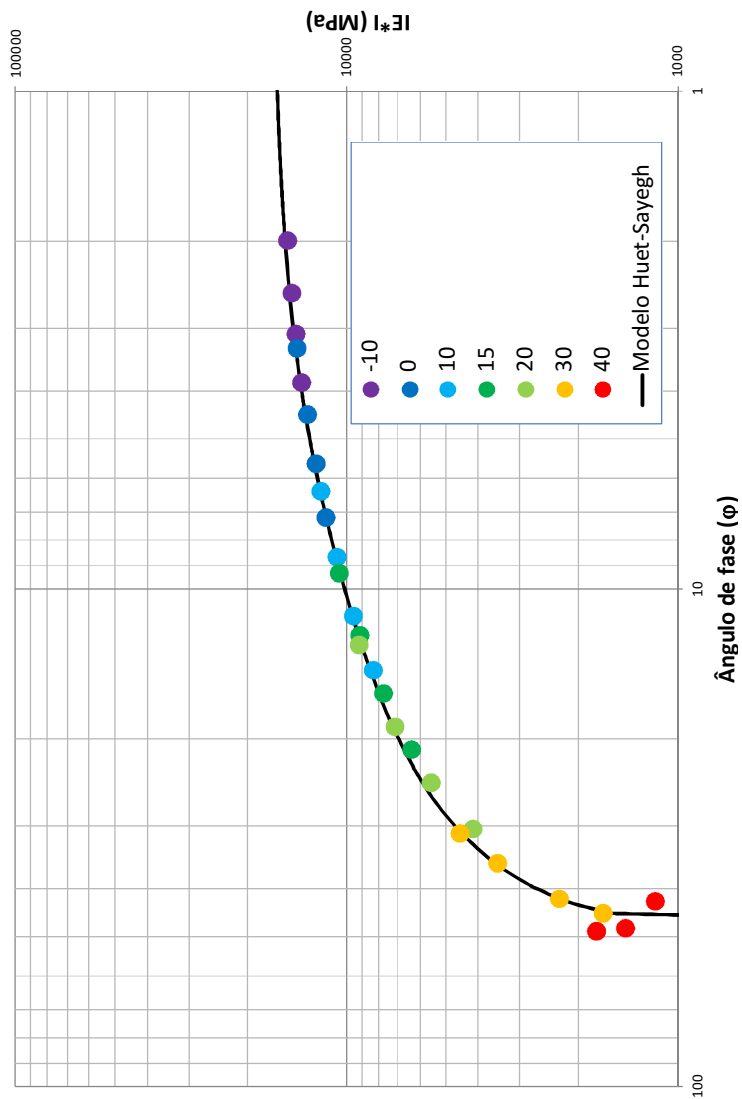


Figura 7.43 – Modelo de Huet-Sayegh no espaço de Black para a mistura morna com ZEÓLITAS.

#### 7.4.5. Comparativos do modelo de Huet-Sayegh das misturas analisadas

Os valores dos parâmetros do modelo de Huet-Sayegh de todas as misturas estão resumidas a tabela 7.14 e representados nas figuras 7.44, 7.45 e 7.46.

Tabela 7.14 - Valores do modelo de Huet-Sayegh para as misturas asfálticas analisadas

	<b>Convencional</b>	<b>Zeólitas</b>	<b>Cecabase</b>	<b>Rediset</b>
<b>Eo (Mpa)</b>	181,911	175,869	192,277	190,898
<b>Einf (Mpa)</b>	15400,323	17023,223	15675,800	13498,121
<b>Delta</b>	1,603	1,350	1,030	0,978
<b>k</b>	0,570	0,212	0,163	0,181
<b>h</b>	0,177	0,705	0,593	0,652
<b>Tau</b>	0,856	0,063	0,052	0,102
<b>A0</b>	3,549	1,124	1,247	1,237
<b>A1</b>	-0,263	-0,281	-0,314	-0,314
<b>A2</b>	0,001	0,001	0,002	0,002

Observa-se que a mistura asfáltica morna que mais se aproxima dos valores da mistura asfáltica convencional é a mistura modificada com CECABASE, seguida da mistura com REDISET e a mistura com ZEÓLITAS.

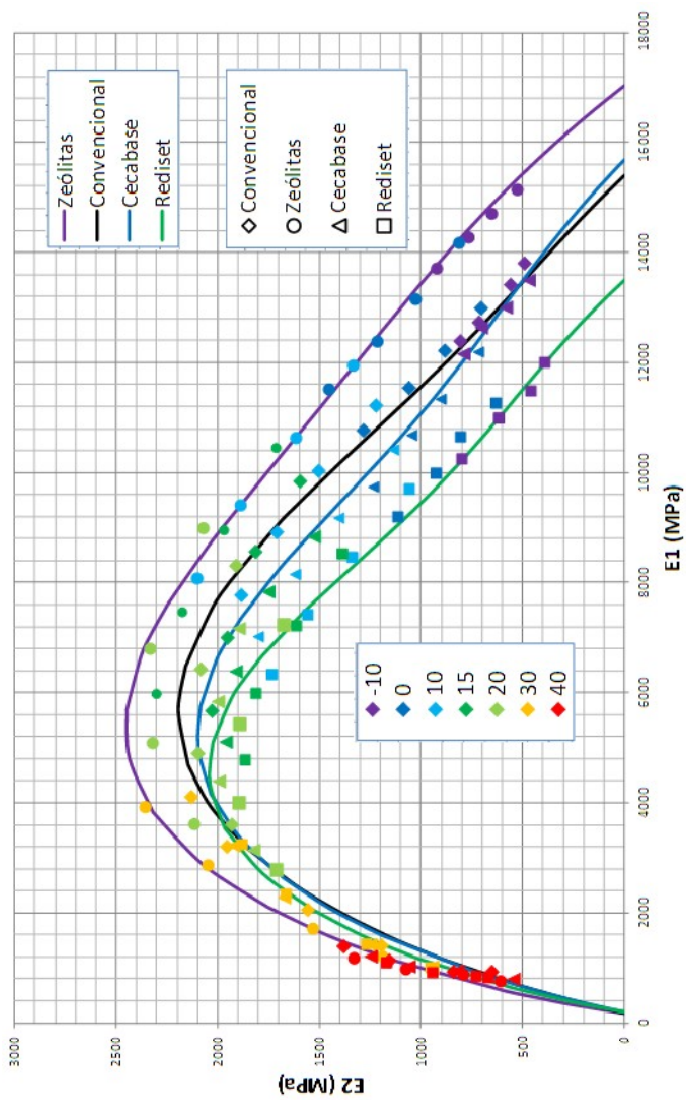


Figura 7.44 – Modelo de Huet-Sayegh com os resultados experimentais no plano Cole-Cole para

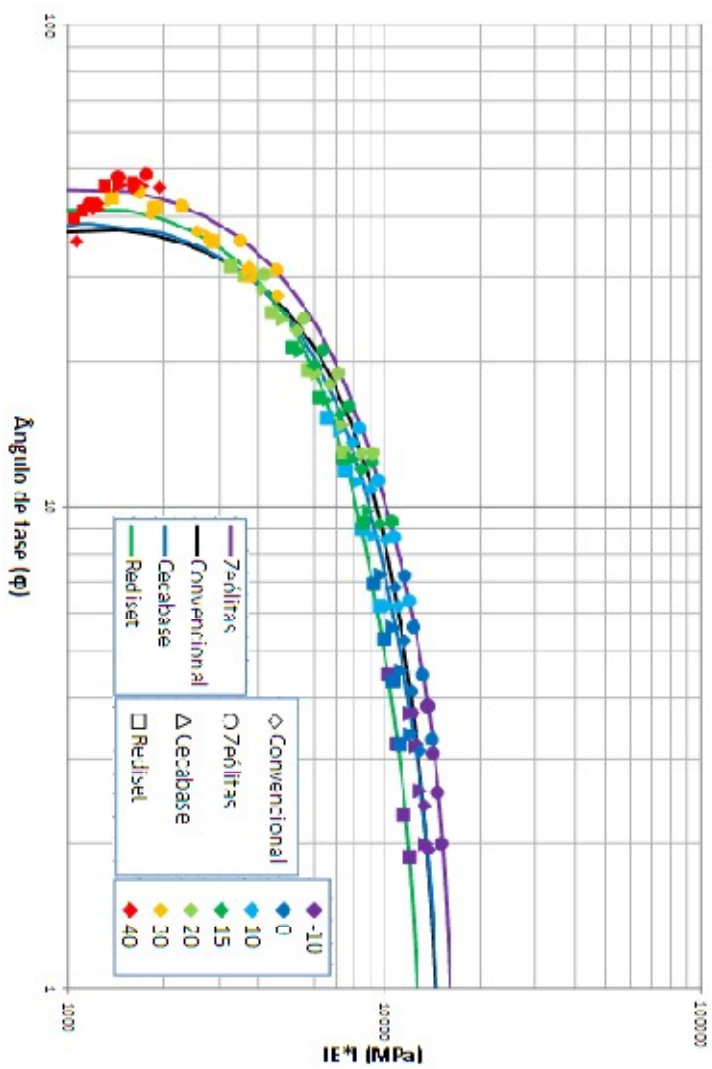


Figura 7.45 – Modelo de Huet-Sayegh no espaço de Black para as misturas analisadas.

A figura 7.46 apresenta os modelos de comportamento reológico das misturas no espaço de Black sem os resultados experimentais.

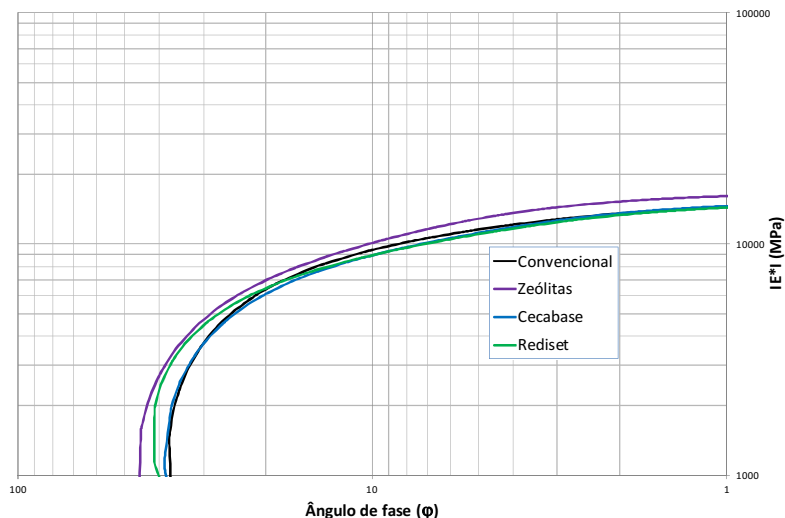


Figura 7.46 – Modelos de comportamento reológico (Huet-Sayegh) das misturas analisadas no espaço de Black

A mistura morna mais próxima da mistura asfáltica convencional e a com CECABASE, e as misturas modificadas com REDISSET e ZEÓLITAS apresentam maiores diferenças com a convencional.

### 7.5. Ensaio de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993)

A partir da triagem realizada na seleção de corpos de prova para o ensaio de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) são selecionados também os corpos de prova utilizados para o ensaio de fadiga, seguindo os princípios de seleção estabelecidos na norma.

Cada uma das quatro curvas de fadiga realizadas, possui três níveis de deformação, nas quais procurou-se homogeneizar as deformações impostas nos corpos de prova, estabelecendo os mesmos níveis de deformação para cada uma delas. Sendo assim, foram estabelecidas as deformações a  $120\mu\text{def}$ ,  $150\mu\text{def}$  e  $180\mu\text{def}$ . Dessa forma, tendo em conta a geometria dos corpos de prova utilizados, é

calculado o deslocamento que deve ser imposto no topo do corpo de prova para exercer a deformação requerida no terço médio deste mesmo.

### 7.5.1 Ensaio de fadiga na mistura asfáltica convencional

Para a realização do ensaio de fadiga foi utilizado um total de 24 corpos de prova, no entanto, um corpo de prova apresentou superfície de falha nas proximidades do engastamento (descartado das análises).

A tabela 7.15 resume os resultados obtidos no ensaio de fadiga da mistura asfáltica convencional. Com o intuito de complementar as análises foram anotados os valores dos ângulos de fase inicial e final obtidos nos ensaios, salvo algumas exceções onde foram encontrados problemas com os sensores de efeito hall. Da mesma maneira, foram registrados o número de pacotes por cada corpo de prova até a ruptura (1 pacote /minuto). Os resultados obtidos podem ser apreciados mais facilmente com o gráfico apresentado na figura 7.47.

Tabela 7.15 – Resultados do ensaio de fadiga para a mistura asfáltica convencional

Deformação	Força ini.	Fase ini.	No. Pacotes	Fase final	Ciclos
150	227,85	7,24	603	12,98	904500
150	232,24	5,63	565	11,36	847500
150	200,29	6,55	719	12,17	1078500
150	202,08	5,15	682	10,1	1023000
150	230,96	9,62	604	13,39	906000
150	232		151		226500
150	190,26	7,3	580	12,64	870000
150	218,44	4,78	595	11,63	892500
180	257,48	8,75	153	15,19	229500
180	245,77	7,58	179	12,11	268500
180	220,67	6,8	294	14,21	441000
180	226,6	7,07	232	13,09	348000
180	280,83	7,16	246	13,47	369000
180	283,27	7,44	150	12,36	225000
180	248,53	6,27	311	12,98	466500
180	232,48	7,16	121	13,51	181500
120	179,26	6,42	3472	12,84	5208000
120	165	6,25	2283	11,63	3424500
120	157,89	6,95	2966	13,27	4449000
120	166,67	5,67	61	10,61	91500
120	177,58	7	2408	12,66	3612000
120	177,8	7,98	1402	12,8	2103000
120	148,13	6,19	3944	12,94	5916000
120	158,76	5,46	1951	10,17	2926500



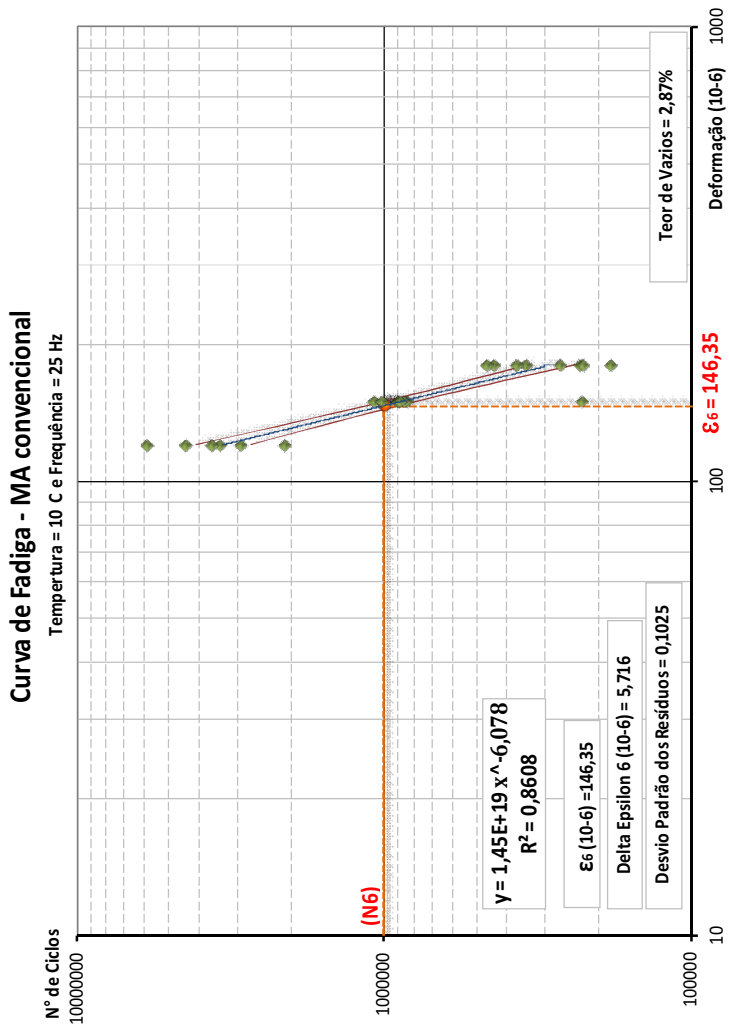


Figura 7.47 – Curva de fadiga para a mistura asfáltica convencional

### 7.5.2. Ensaio de fadiga na mistura asfáltica morna com CECABASE RT

A tabela 7.16 resume os resultados obtidos durante o ensaio de fadiga da mistura morna com CECABASE, havendo dois corpos de prova rejeitados, um que quebrou nas proximidades do engastamento (azul) e outro por deficiência de ajustamento da chapa de engastamento (amarelo). Com os resultados elaborou-se o gráfico da curva de fadiga (Figura 7.48).

Tabela 7.16– Resultados do ensaio de fadiga para a mistura asfáltica morna com CECABASE ®

Deformação	Força ini.	Fase ini.	No. Pacotes	Fase final	Ciclos
150	230,89	7,96	198	13,33	297000
150	222,88	8,68	360	13,39	540000
150	207,12	8,21	202	14,41	303000
150	211,18	6,32	225	12	337500
150	217,42	8,07	324	13,92	486000
150	215,67	7,97	413	14,02	619500
150	185,43	7,85	696	13,44	1044000
150	187	6,35	691	12,12	1036500
180	255,6	8,48	147	14,64	220500
180	244,6	8,61	189	13,7	283500
180	221,61	6,98	123	14,01	184500
180	226,82	7,16	280	13,89	420000
180	263,41	7,69	120	13,24	180000
180	250,64	8,01	147	13,21	220500
180	218,23	8,62	281	14,46	421500
180	230,27	6,6	145	12,46	217500
120	116,12	6,18			0
120	183,28	8	836	13,08	1254000
120	146,82	6,15	3162	12,8	4743000
120	153,07	5,66	3309	12,44	4963500
120	166	7,94	1911	13,81	2866500
120	169,34	8,56	1350	13,32	2025000
120	140,83	6,88	2901	12,09	4351500
120	150,91	6,38	2115	12,8	3172500

### Curva de Fadiga - WMA com Cecabase RT

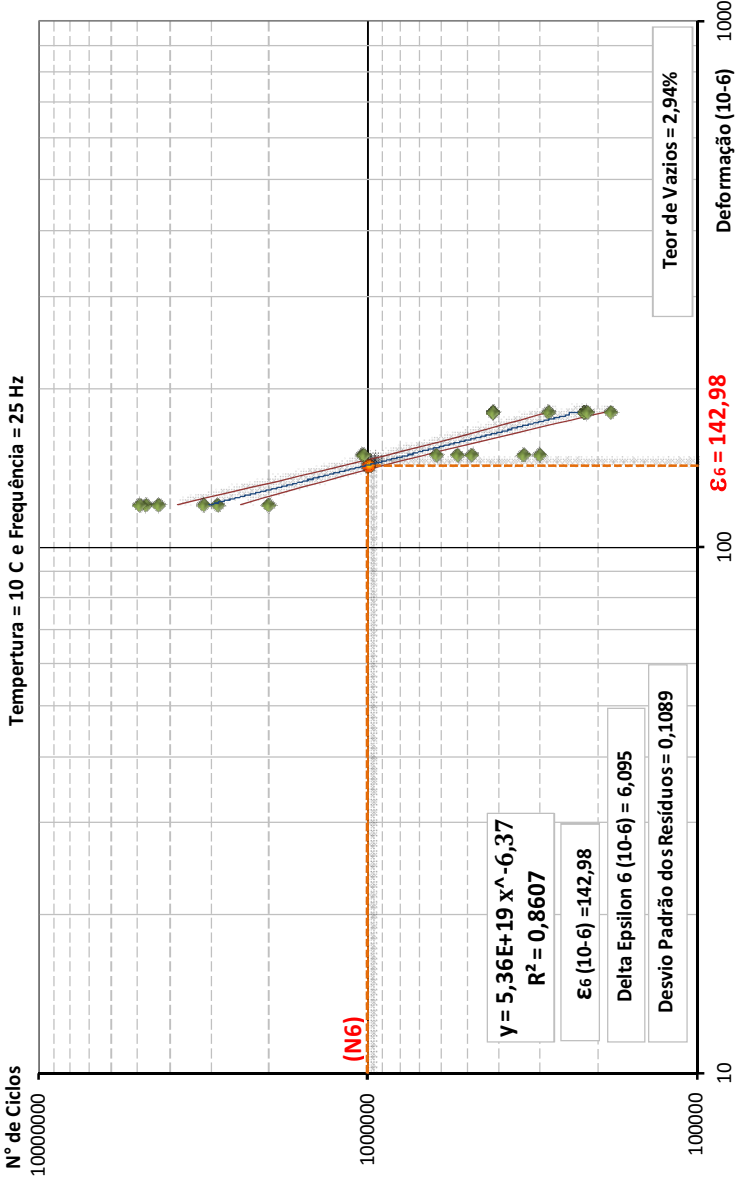


Figura 7.48 – Curva de fadiga para a mistura asfáltica morna com CECABASE

### 7.5.3. Ensaio de fadiga na mistura asfáltica morna com REDISSET

A tabela 7.17 resume os resultados do ensaio de fadiga da mistura morna com CECABASE; um corpo de prova rejeitado (azul). Os resultados obtidos podem ser observados no gráfico apresentado na figura 7.49.

Tabela 7.17 – Resultados do ensaio de fadiga para a mistura asfáltica morna com REDISSET

Deformação	Força ini.	Fase ini.	No. Pacotes	Fase final	Ciclos
150	213,57	7,03	432	14,32	648000
150	219,824	8,12	522	13,33	783000
150	187,23	6,34	384	13,87	576000
150	189,45	6,3	314	12,32	471000
150	216,08	7,21	376	13,02	564000
150	204,57	8,47	708	13,65	1062000
150	186,24	7,13	662	13,08	993000
150	182,04	6,23	450	11,93	675000
180	255,68	7,25	235	13,27	352500
180	250,37	8,26	226	13,08	339000
180	231,29	8,23	285	12,89	427500
180	226,57	6,26	313	12,19	469500
180	258,93	7,81	204	13,39	306000
180	246,81	8,46	71	12,82	106500
180	219,55	7,03	263	14,05	394500
180	220,19	6,74	365	12,36	547500
120	183,9	6,99	844	12,31	1266000
120	190,2	8,07	695	12,34	1042500
120	154,82	6,89	1483	12,84	2224500
120	157,58	6,44	1423	12,86	2134500
120	172,74	7,92	483	11,2	724500
120	176,3	8,33	827	12,46	1240500
120	149,6	8,36	1115	13,2	1672500
120	161,02	6,06	825	10,92	1237500

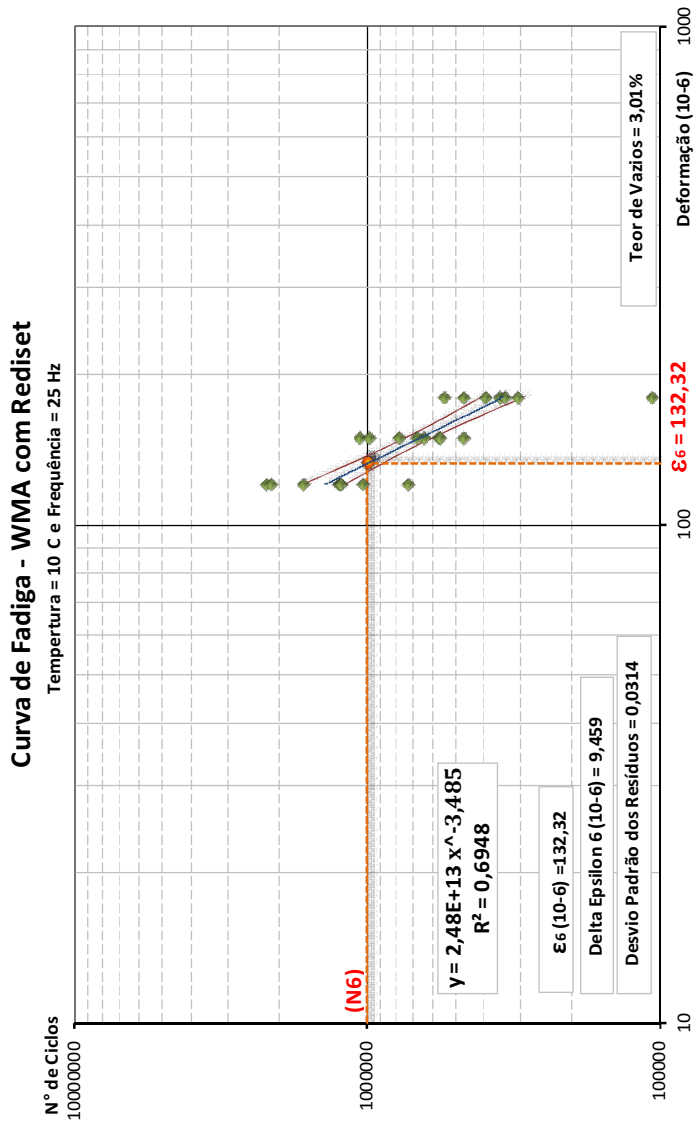


Figura 7.49 – Curva de fadiga para a mistura asfáltica morna com REDISSET

#### 7.5.4. Ensaio de fadiga na mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS

A tabela 7.18 resume os resultados obtidos durante o ensaio de fadiga da mistura morna com ZEÓLITAS; um corpo de prova rejeitado (azul). Os resultados obtidos podem ser observados no gráfico apresentado na figura 7.50.

Tabela 7.18 – Resultados do ensaio de fadiga para a mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS

Deformação	Força ini.	Fase ini.	No. Pacotes	Fase final	Ciclos
150	211,35		446		669000
150	199,06	6,94	690	13,76	1035000
150	186,99	7	840	12,93	1260000
150	183,62	7,04	802	12,41	1203000
150	240,89	6,67	337	12,91	505500
150	236,37	7,23	248	12,72	372000
150	198,04	6,03	454	12,86	681000
150	210,81	6,04	425	12,07	637500
180	271,19	7,76	165	13,06	247500
180	267,62	7,79	100	14,05	150000
180	227,26	7,2	311	14,15	466500
180	229,9	6,83	195	12,7	292500
180	257,9	7,06	103	13,19	154500
180	269,94	7,7	104	13,38	156000
180	231,7	6,76	295	14,18	442500
180	258,4	5,69	224	11,6	336000
120	152,66	6,74	849	13,43	1273500
120	127,5		3435		5152500
120	162,44	6,45	2275	11,45	3412500
120	148,98	5,9	2308	9,4	3462000
120	169,02	6,82	626	10,95	939000
120	164,16	7,42	1795	12,44	2692500
120	154,43	5,25	2124	11,27	3186000
120	159,41	6,01	1971	11,84	2956500

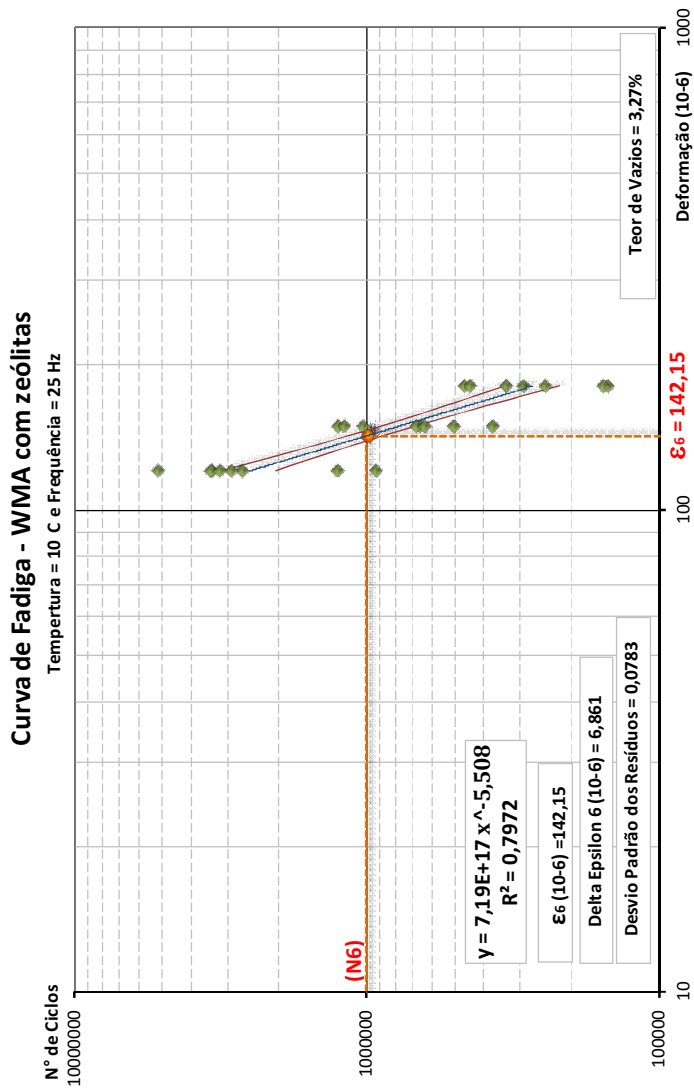


Figura 7.50 – Curva de fadiga para a mistura asfáltica morna com ZEÓLITAS

### 7.5.5 Comparação entre os resultados das curvas de fadiga estudadas

A tabela 7.19 agrupa os resultados das curvas de fadiga das misturas analisadas durante a pesquisa e a figura 7.51 apresenta graficamente estes resultados.

7.19 – Resumo dos resultados das curvas de fadiga das misturas analisadas

Y=A*Def^B				
Variável	Zeólitas	Convencional	Cecabase	Rediset
A:	7,19E+17	1,45E+19	5,36E+19	2,48E+13
B:	-5,508	-6,078	-6,37	-3,485
E6:	142,15	146,35	142,98	132,32
$\Delta E6$	6,861	5,716	6,095	9,459
Desv. Pad. Res.:	0,0783	0,1025	0,1089	0,0314
r2:	0,7972	0,8608	0,8607	0,6948



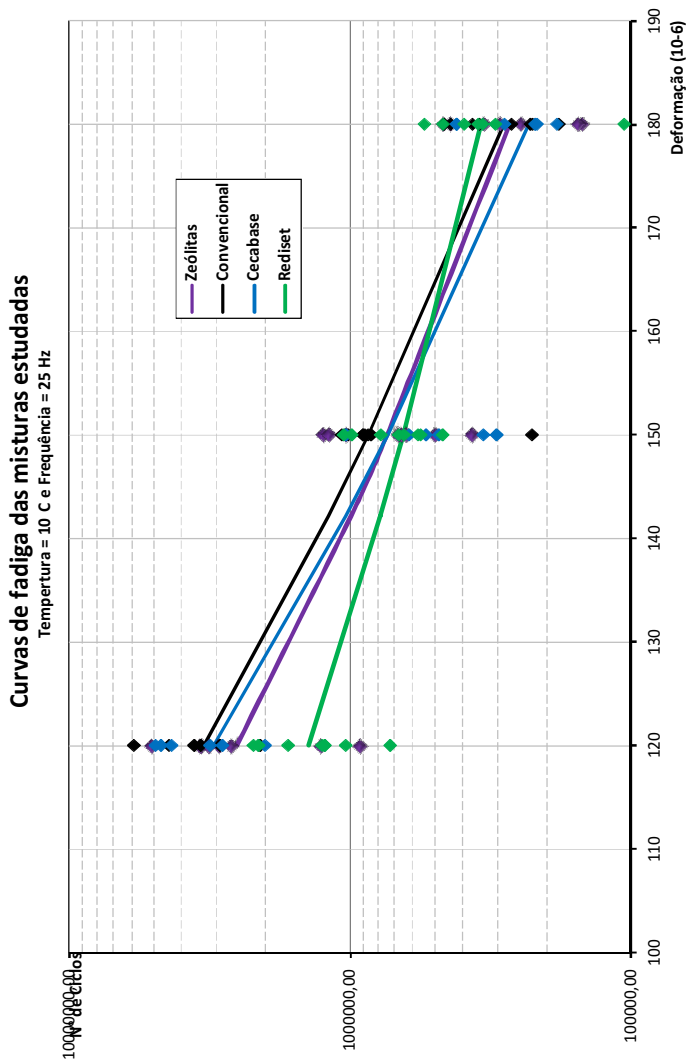


Figura 7.51 – Curvas de fadiga da pesquisa

Os valores da deformação para um milhão de ciclos das misturas asfálticas mornas elaboradas com ZEÓLITAS e com CECABASE são próximos à deformação da mistura asfáltica convencional (146,35). No referente à suscetibilidade à deformação, a mistura asfáltica morna com CECABASE apresenta maior suscetibilidade, no entanto, a diferença com a inclinação da mistura convencional e a mistura morna com ZEÓLITAS não é significativa. No entanto, a mistura asfáltica morna modificada com REDISSET apresentou a deformação inferior às demais misturas analisadas, porém, apresentou uma menor suscetibilidade à deformação na fadiga quando comparada com as demais misturas.

## **7.6 DIMENSIONAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE PAVIMENTOS SIMULADA**

O dimensionamento de pavimentos realizado para esta pesquisa parte de parâmetros hipotéticos que procuram caracterizar as misturas estudadas tendo em conta as suas propriedades mecânicas e reológicas obtidas a través dos ensaios fundamentais (módulo complexo e fadiga) da metodologia de formulação francesa de misturas asfálticas (GUIDE TECHNIQUE, 1994).

O dimensionamento hipotético realizado aplicou o método Francês de dimensionamento de pavimentos, utilizando as ferramentas Vicoanalyse e Viscoroute 2.0, desenvolvidos pelo *Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux* (IFSTTAR), em parceria com a *École Nationale des Ponts et Chaussées* (ENPC).

### **7.6.1 Características comportamentais das misturas estudadas**

Uma grande vantagem do uso das técnicas francesas de análise de pavimentos é que inclui o comportamento visco elástico das misturas asfálticas dentro dos seus cálculos. Sendo assim, para este caso, são tidos em conta os modelos reológicos de comportamento de cada uma das misturas asfálticas estudadas (Tabela 7.14) e os resultados obtidos nos ensaios de fadiga (Tabela 7.19). Desta forma, as características das misturas asfálticas consideradas no dimensionamento de pavimentos são apresentadas na Tabela 7.20.

Tabela 7.20 – Parâmetros considerados no dimensionamento das misturas asfálticas estudadas

MISTURA	ENSAIO DE FADIGA				ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO	
	$\xi_6$ (10-6)	SN	B	1/B	$E^*(10^\circ\text{C e } 10\text{Hz})$	$E^*(15^\circ\text{C e } 10\text{Hz})$
Convencional	146,35	0,1025	-6,078	-0,16453	10131,28	8739,93
Cecabase	142,98	0,1089	-6,37	-0,15699	9266,39	8012,37
Rediset	132,32	0,0314	-3,485	-0,28694	8556,51	7383,72
Zeólitas	142,15	0,0783	-5,508	-0,18155	10738,52	9152,17

Desta forma, as misturas asfálticas descritas na tabela 7.24 se encontram enquadradas como *Betón Betumineux Semi-Grenus* (BBSG) classe 3, por apresentar valores da norma do módulo a 15°C de condicionamento térmico e 10Hz de solicitação superiores a 7000MPa, assim como uma deformação para um milhão de ciclos ( $\epsilon_6$ ) superior a 100 $\mu\text{def}$  nas condições do ensaio de fadiga (10°C de temperatura e 25Hz de solicitação).

### 7.6.2 Fatores assumidos e calculados para o dimensionamento hipotético

Para o dimensionamento dos pavimentos foram escolhidos alguns parâmetros:

- Segundo a tabela 4.1 a classe de tráfego escolhida para os dimensionamentos é a T3 (TC3).
- Volume médio diário anual (VMDA ou MJA) de 150 (Tabela 4.1)
- Taxa de crescimento anual de 3,8%
- Período de projeto inicial de 20 anos;
- Em função da classe de tráfego foi adotado um coeficiente de agressividade médio (CAM) de 0,8;
- Coeficiente de risco adotado 15%;
- Módulo da Plataforma Superior de Terraplanagem (PST): 150MPa, para Plataforma de fundação tipo PF3(Item 4.3.3).
- Temperatura equivalente. Dado que no Brasil não existem estúdios específicos para a determinação desta temperatura, durante os testes a temperatura equivalente é assumida de 15°C.
- Velocidade adotada 10m/s ou 72km/h;
- Cada roda aporta uma carga de 32500N
- Para todos os materiais analisados se assume um coeficiente de Poisson de 0,35;

- As rodas apresentam uma impressão do carregamento de 0,20m.0,26m com um espaçamento entre eixos de 0,375m

Tendo definidos os parâmetros anteriores, são calculados os seguintes parâmetros:

- Utilizando a equação 4.3 é calculado o fator de acumulação do tráfego, 29.17.
- Com o uso da equação 4.2 é calculado o número acumulado de caminhões pesados para o período de projeto; 1,6E6 .
- Com a equação 4.1 é calculado o número de eixos equivalentes (1.28E6)
- Fator u (Tabela 4.3) Variável associada ao coeficiente de risco; -1,04
- $\delta$  (Equação 4.5): Desvio padrão associado a SN, b, SH e C. Sendo SN e b dependentes dos resultados de fadiga para cada uma das misturas, Sh=1 devido a que as espessuras de partida das camadas betuminosas foram inferiores a 10cm. Coeficiente que correlaciona a deformação admissível em função da variação da espessura do pavimento (0,02cm-1)
  - $\delta_{\text{convencional}} = 0,102558$
  - $\delta_{\text{CECABASE}} = 0,108945$
  - $\delta_{\text{REDISET}} = 0,031920$
  - $\delta_{\text{ZEÓLITAS}} = 0,078384$
- Coeficiente de risco  $K_r$  calculado para cada uma das misturas (Equação 4.4);
  - $K_{r\text{Convencional}} = 0,22478$
  - $K_{r\text{CECABASE}} = 0,18978$
  - $K_{r\text{REDISET}} = 0,76614$
  - $K_{r\text{ZEÓLITAS}} = 0,35562$
- O coeficiente de calagem  $K_c$  (Item 4.3.2) utilizado é de 1,1 para misturas de concreto betuminoso.
- O coeficiente de redução  $K_s$  é de 1 para valores da PST superiores a 120MPa.

A estrutura do pavimento foi estipulada em três camadas;

Camada 1.	Mistura asfáltica
Camada 2.	Brita Graduada Simples (BGS) ou Granulares Não tratados (GNT) classe E3, categoria B: Módulo=450MPa, espessura de 25 cm.
Camada 3:	Plataforma de Fundação (PF), módulo = 150MPa.

Para o cálculo da deformação de tração admissível na base das camadas asfálticas foi utilizada a equação 4.8:

- $\epsilon_{adm. Conv.}$  153,37.10<sup>-6</sup>
- $\epsilon_{adm. CECABASE.}$  150,02.10<sup>-6</sup>
- $\epsilon_{adm. REDISET.}$  133,97.10<sup>-6</sup>
- $\epsilon_{adm. ZEÓLITAS.}$  149,53.10<sup>-6</sup>

A deformação admissível no topo da plataforma de fundação foi calculada com a equação 4.6 = 530,30.

### 7.6.3 Processo de dimensionamento

A maneira de esclarecer os dados de entrada dos cálculos para o dimensionamento dos pavimentos utilizando as misturas asfálticas estudadas, as figuras 7.52 e 7.53 apresentam os dados da estrutura hipotética projetada inicialmente e os carregamentos produzidos pelo eixo, respectivamente.

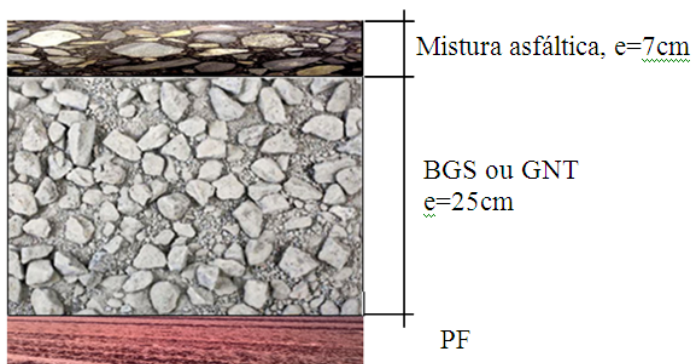


Figura 7.52 – Estrutura de pavimento simulada

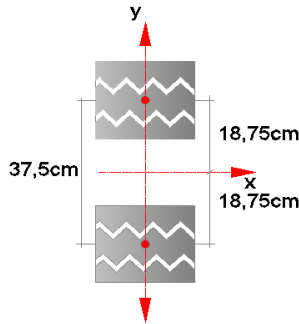


Figura 7.53 – Impressão do pneu no pavimento

Um tabela exemplo de como são fornecidos os dados da estrutura do pavimento ao programa Viscoroute 2.0 se apresenta na tabela 7.21.

Tabela 7.21 – Dados de cálculo da estrutura fornecidos ao programa Viscoroute para a mistura asfáltica convencional

	Z (m)	Epais. (m)	Module E (MPa)	Coef. de Poisson	Mas. Vol. (kg/m <sup>3</sup> )	Type de matériau	Comport.	Type de liaison	Module E0 (MPa)	T (°C)	k (loi H-5)	h (loi H-5)	delta (loi H-5)	A0	A1	A2
1	0,070	0,070	15400,32000	0,350	2400,000	autre	Viscoelastique	colée	181,91100	15,000	0,570	0,177	1,603	3,549	-0,026	0,001000
2	0,320	0,250	450,00000	0,350	2200,000	autre	Elastique	colée	0,00000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000000
3		infini	150,00000	0,350	1800,000	autre	Elastique	colée	0,00000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000000

Um exemplo, tabela 7.22 e 7.23 de como são fornecidos os dados dos carregamentos ao programa Viscoroute 2.0. Os pontos de observação ou controle necessários para esta estrutura estão localizados na fibra inferior da camada betuminosa e no topo da plataforma de fundação. Nestes pontos é necessário a determinação da deformação  $\epsilon_{xx}$  (no mesmo sentido do deslocamento) e da deformação  $\epsilon_{zz}$  (vertical à plataforma de fundação), respectivamente.

Tabela 7.22 – Dados de cálculo do carregamento fornecidos ao programa Viscoroute

	Fx (N)	Fy (N)	Fz (N)	Type de charge	a (m)	b (m)	x (m)	y (m)
1	0,000	0,000	32500,000	Rectangle	0,200	0,260	0,000	0,188
2	0,000	0,000	32500,000	Rectangle	0,200	0,260	0,000	-0,188

Figura 7.23 – Pontos de observação

	Cote (m)	Sortie
1	0.07000	epsxx (microdef)
2	0.32000	epszz (microdef)

O resumo dos resultados obtidos para os cálculos das estruturas das misturas analisadas se encontra na tabela 7.24

Tabela 7.24 - Resumo dos resultados obtidos nos cálculos (7cm de espessura)

MISTURA	ε <sub>xx</sub> a 7cm (1e-6)			ε <sub>zz</sub> a 32cm		
	Deformação Admissível	Deformação calculada Coordenadas (0, 0)	Deformação calculada Coordenadas (0, 18,75)	Deformação Admissível	Deformação calculada Coordenadas (0, 0)	Deformação calculada Coordenadas (0, 18,75)
Convencional	153,37	80,92	68,41	515	266,64	229,9
Cecabase	150,02	82,87	68,51		284,21	242,55
Rediset	133,97	82,64	67,97		287,12	244,61
Zeólitas	149,53	82,82	68,29		282,22	241,04

Os níveis de deformação calculados são inferiores aos admissíveis, razão pela qual a espessura de 7cm é apta para todas as misturas nas condições especificadas para o dimensionamento, no entanto, os níveis de deformação obtidos na fibra inferior da camada de revestimento e no topo da plataforma de fundação são significativamente inferiores aos valores admissíveis calculados. Para as situações de tráfego leve, levando em conta as condições dos testes realizados nesta pesquisa, a utilização ou não de agentes modificadores representa um fator vantajoso, pois o comportamento mecânico das misturas asfálticas tornou-se equivalente para fins de dimensionamento das estruturas.

Para uma situação de tráfego severo do tipo classe TC5, por exemplo, utilizando base de brita graduada (o que não é recomendável em razão da intensidade do tráfego), os resultados obtidos são apresentados na tabela 7.25 e a espessura do revestimento de 9cm.

Tabela 7.25 - Resumo dos resultados obtidos nos cálculos  
(9cm de espessura)

MISTURA	ξxx a 7cm (1e-6)			ξzz a 30cm (1e-6)		
	Deformação admissível	Deformação Calculada Coordenadas (0,0)	Deformação Calculada Coordenadas (0,18.75)	Deformação admissível	Deformação Calculada Coordenadas (0,0)	Deformação Calculada Coordenadas (0,18.75)
Convencional	125,81	81,32	70,25	394,58	389,67	343,47
Cecabase	124,18	89,39	75,94		428,66	373,95
Rediset	94,84	90,72	76,75		435,3	379,09
Zeólitas	120,17	88,32	75,2		424,72	370,79

Da tabela 7.25 se observa que a espessura de 9cm atinge os resultados admissíveis de deformações para a mistura asfáltica convencional, no entanto, para a misturas asfálticas mornas ainda precisa de uma espessura maior (10cm). Apesar de que neste caso as deformações admissíveis estão dentro do limite para as camadas asfálticas, não estão para as deformações de compressão no topo do subleito. Os resultados obtidos para 10cm de espessura se apresenta na tabela 7.26.

Tabela 7.26 - Resumo dos resultados obtidos nos cálculos  
(10cm de espessura)

MISTURA	ξxx a 7cm (1e-6)			ξzz a 30cm (1e-6)		
	Deformação admissível	Deformação Calculada Coordenadas (0,0)	Deformação Calculada Coordenadas (0,18.75)	Deformação admissível	Deformação Calculada Coordenadas (0,0)	Deformação Calculada Coordenadas (0,18.75)
Cecabase	124,18	89,26	75,79	394,58	235,57	204,93
Rediset	94,84	90,32	76,03		239,67	208,08
Zeólitas	120,17	88,14	75,12		233,07	187,23

Desta forma, as misturas asfálticas mornas precisam de uma espessura maior (1cm) com a finalidade de atingir os requerimentos estabelecidos na normatividade francesa no referente às deformações no topo da plataforma de fundação.

Para as condições de teste executadas, a mistura convencional teria um desempenho mecânico satisfatório com 9cm, enquanto que as estruturas de pavimento que contêm as misturas mornas necessitariam de uma camada asfáltica com 10cm de espessura.



## **Capítulo 8.**

### **CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

Os resultados experimentais do trabalho contribuem para o conhecimento do comportamento das misturas asfálticas mornas produzidas com a técnica das ZEÓLITAS, dos aditivos CECABASE e RETISET em relação aos ensaios empíricos (PCG, Duriez, Deformação permanente) e aos ensaios fundamentais (módulo complexo e fadiga) da formulação francesa de misturas asfálticas. Estas conclusões restam limitadas ao universo de misturas asfálticas mornas pesquisadas.

A metodologia de formulação francesa de misturas asfálticas viabiliza formular misturas asfálticas estabelecendo comportamento dentro de limiares quanto aos parâmetros empíricos (habilidade à compacidade, efeito da ação da água, deformação permanente) e determinando os parâmetros indispensáveis ao dimensionamento do pavimento, o módulo de rigidez na temperatura equivalente e na frequência relativa à velocidade da carga e deformação admissível a ser considerada no dimensionamento. Estes parâmetros estão fortemente vinculados ao campo por fatores determinados ao longo de décadas de estudos e experimentações.

As misturas preparadas com ZEÓLITAS requerem a implementação de um sistema adequado de homogeneização da umidade quando utilizadas a grande escala.

Na preparação das misturas não foi possível distinguir diferenças significativas de trabalhabilidade no momento da usinagem (manual) entre as misturas asfálticas mornas e a mistura convencional. O tempo de mistura até o total envolvimento dos granulares foi praticamente o mesmo.

As misturas asfálticas mornas estudadas aparentavam ter excesso de ligante com o teor escolhido, o que indicaria que seria necessário realizar a determinação do teor ótimo de trabalho para cada uma delas (que não foi o objetivo do trabalho) e observar o seu comportamento mecânico e reológico.

#### **8.1 DURIEZ**

A compactação monotônica a duplo pistão realizada para a elaboração dos corpos de prova do ensaio de Duriez revelou percentagem de vazios similar das misturas asfálticas mornas com relação à mistura asfáltica convencional.

Todas as misturas estudadas enquadraram-se nos limiares do ensaio de Duriez, no entanto a mistura com ZEÓLITAS apresentou maior suscetibilidade à ação da água.

No ensaio de resistência à compressão simples de Duriez, as amostras ensaiadas a seco obtiveram resultados similares na condição estudada para os diferentes níveis de formulação (teor de betume de 4,8%). No entanto, a mistura asfáltica morna modificada com REDSET apresentou um maior afastamento, embora não teve suscetibilidade à ação da água.

Todas as misturas estudadas apresentaram valores superiores aos estabelecidos pela norma francesa, no entanto, podem-se sugerir estudos com maior severidade para a seleção da mistura asfáltica em relação à ação da água a ser aplicada nos procedimentos de formulação de misturas asfálticas para países tropicais.

## 8.2 PCG

A definição da redução da temperatura de cada mistura asfáltica poderia ser estudada inicialmente para cada uma das adições para cada mistura morna. Isto pode ser feito avaliando a habilidade à compactação das misturas asfálticas comparativamente à mistura asfáltica convencional, fazendo reduções de temperatura até atingir valores similares aos apresentados pela mistura de referencia.

O gráfico da evolução da percentagem de vazios *versus* número de giros obtido no ensaio da PCG indica que poderia existir excesso de ligante, posto que as percentagens de vazios nos pontos de controle estabelecidos pela norma francesa são valores menores, evidenciando o preenchimento dos vazios por parte do betume livre apresentado pela mistura.

Da observação da tendência da habilidade à compactação das misturas mornas comparadas com a mistura convencional, pode se inferir que as misturas mornas poderiam ser usinadas com uma redução de temperatura superior à utilizada nesta pesquisa (20°C), isto porque uma temperatura mais fria resultaria numa percentagem de vazios maior.

Ainda que nenhuma das misturas asfálticas estudadas tenha alcançado percentagem de vazios recomendados pelo teste da PCG, deuse continuidade à pesquisa dado que a máquina utilizada não está homologada por estudos de laboratório para se admitir a equivalência do procedimento de compactação da máquina em uso com o equipamento desenvolvido nos laboratórios franceses.

### 8.3 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

No ensaio de deformação permanente, aos 30.000 ciclos de sollicitação, a mistura morna com CECABASE apresentou valores similares aos obtidos com a mistura convencional, embora a suscetibilidade à formação de trilha de roda apresentada pela mistura seja maior.

Analisando os gráficos obtidos para a mistura asfáltica convencional e a mistura asfáltica morna com REDISSET, pode se dizer que esta mistura morna apresentou sempre valores de afundamento superiores à mistura asfáltica convencional; esta diferença aumenta na medida em que aumentam os ciclos de sollicitação, pelo que pode se dizer que a mistura morna com REDISSET é mais suscetível à formação de trilha de roda quando comparada com a mistura convencional.

A mistura convencional apresentou menor suscetibilidade cinética no ensaio de deformação permanente quando comparada com as misturas mornas.

A mistura morna com REDISSET apresentou maiores afundamentos durante todo o ensaio, embora a suscetibilidade à formação de trilha de roda seja similar à obtida para a mistura de referência.

A mistura morna com ZEÓLITAS inicialmente apresentou valores similares de afundamento em trilha de roda, no entanto, ao final do ensaio, aos 30.000 ciclos de sollicitação, apresentou afundamento superior ao apresentado pela mistura convencional.

### 8.4 MÓDULO COMPLEXO

Embora os resultados para a norma do módulo aparentem valores similares nas misturas do estudo, os melhores indicadores do comportamento reológico são observados no módulo imaginário (parte viscosa) e no módulo elástico, para cada temperatura de ensaio e frequência de sollicitação (plano Cole – Cole), onde são identificadas diferenças mais significativas.

Dentre as misturas mornas estudadas, a mistura morna com CECABASE apresentou comportamento mais similar ao obtido com a mistura de referência.

O comportamento reológico das misturas, no condicionamento de 10°C e 25Hz relativo ao ensaio de fadiga, revela que os valores das parcelas viscosas encontraram-se entre 1200MPa e 1500MPa e para a parcela elástica entre 9000MPa e 11200MPa.

No ensaio de módulo complexo observa-se que a maior parcela viscosa ocorre na mistura morna com ZEÓLITAS, porém, houve também um aumento na parcela elástica. Por outro lado, a mistura asfáltica modificada com REDISET apresenta maior afastamento da mistura de referência (menores parcelas elásticas e viscosas). Estas condições influenciam diretamente a vida em fadiga da mistura estudada.

O modelo de ajuste de Huet-Sayegh (1965) descreve apropriadamente o comportamento reológico das misturas asfálticas estudadas, para cada um dos casos em particular.

## **8.5 FADIGA**

Considerando que uma redução na parcela viscosa apresentada no plano Cole-Cole nas condições de condicionamento do ensaio de fadiga (10°C e 25Hz) geralmente acarreta um aumento na vida em fadiga, quando comparadas com a mistura asfáltica convencional, as misturas mornas modificadas com CECABASE e com REDISET não apresentaram esse padrão de comportamento.

Os valores da deformação para um milhão de ciclos das misturas asfálticas mornas elaboradas com ZEÓLITAS e com CECABASE são próximos à deformação da mistura asfáltica convencional (146,35).

A mistura asfáltica morna com CECABASE apresenta maior suscetibilidade, no entanto, a diferença com a inclinação da mistura convencional e a mistura morna com ZEÓLITAS não é significativa.

A mistura asfáltica morna com REDISET apresentou a deformação inferior às demais misturas analisadas, porém, apresentou menor suscetibilidade à deformação na fadiga quando comparada com as demais misturas.

Os valores do ângulo de fase encontrados no final do ensaio do ensaio de fadiga, quando a força aplicada alcança a metade do valor medido inicialmente aproximam-se ao dobro do valor inicial na maioria dos casos. No entanto, esta proximidade ainda não oferece uma segurança estatística para ter em conta este parâmetro como referência de fim do ensaio do material nas condições aplicadas neste estudo.

## **8.6 DIMENSIONAMENTO**

Embora tenham sido encontradas diferenças comportamentais nos ensaios de módulo e de fadiga, nas condições adotadas para o dimensionamento de pavimentos, não foram encontradas diferenças

significativas nas análises das deformações nos critérios de avaliação dos pavimentos para as misturas referentes a esta pesquisa.

Para as situações de tráfego leve, levando em conta as condições dos testes realizados nesta pesquisa, a utilização ou não de agentes modificadores representa um fator vantajoso, pois o comportamento mecânico das misturas asfálticas tornou-se equivalente para fins de dimensionamento das estruturas.

Para tráfego severo (TC5), a mistura convencional teria um desempenho mecânico satisfatório com 9cm, enquanto que as estruturas de pavimento que contêm as misturas mornas necessitariam de uma camada asfáltica com 10cm de espessura.



## REFERÊNCIAS

AFNOR NF P 18-101 (1990), *Granulats: Définition et Classification*. Association Française de Normalisation, AFNOR.

AFNOR NF P 98-082 (1994), *Détermination des Trafics Routières pour le Dimensionnement des Structures de Chaussées*. Association Française de Normalisation, AFNOR.

AFNOR NF P 98-125 (2009), *Assises de Chaussées: Graves Non Traitées - Méthodologie d'Étude en Laboratoire*. 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 98-253-1 (1993), *Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 1: Essai d'Orniéage*. 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 98-261-1 (1993). *Détermination de la résistance em fatigue des Mélanges Hydrocarbonés: Partie 1: Essai par flexion à amplitude de fleche constante*. Paris, França. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.

AFNOR NF EN 1097-4. *Essais pour déterminer les caractéristiques mécaniques et physiques des granulats- Partie 4 : détermination de la*

porosité du filler secompacté. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.

AFNOR NF EN 1426 (2007) Bitumes et liants bitumineux. Détermination de la pénétrabilité à l'aiguille. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.

AFNOR NF EN 1427 (2007) Bitumes et liants bitumineux. Détermination de la température de ramollissement. Méthode Bille et Anneau.

AFNOR NE EN 12591 (2008), *Bitumes et liants bitumineux — Spécifications des bitumes routiers*. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.

AFNOR NF EN 12697-5, (2010). Mélanges bitumineux. Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud. Partie 5 : masse volumique réelle (MVR) des matériaux bitumineux. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.

AFNOR NF EN 12697-26 (2004), *Mélanges Bitumineux: Méthode d'Essai pour Mélange Hydrocarboné à Chaud - Partie 26: Module de Rigidité*. Association Française de Normalisation, AFNOR.

**Capítulo 1 AFNOR NF EN 13043 (2003), Granulats pour mélanges hydrocarbonés et pour enduits superficiels utilisés dans la construction des chaussées, aérodromes et d'autres zones de circulation. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.**

AFNOR NF EN 13108-1 (2007), Mélanges Bitumineux: Spécification des Matériaux – Enrobés Bitumineux. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.

AFNOR NF EN 13108 (2007), Mélanges Bitumineux: Spécification des Matériaux - Enrobés Bitumineux. Norme Européenne, *Association Française de Normalisation, AFNOR*.



AFNOR NF EN 13179-1 (2012). Essais sur les fillers utilisés dans les mélanges bitumineux – Partie 1 : Essai bille – anneau. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.

AFNOR NF EN 13924-2 (2011). Bitumes et liants bitumineux. Cadre de spécifications pour les bitumes spéciaux. Partie 2 : liants bitumineux multigrade. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.

AFNOR *NF EN 14023* (2010). Bitumes et liants bitumineux - Cadre de spécifications des bitumes modifiés par des polymères. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.

NP EN 933-9 (2002) – ENSAIOS DAS PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DOS AGREGADOS. Parte 9: Determinação do teor de finos. Ensaio do azul de metileno.

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.

AIREY G. D. (2003), Determination of constitutive model parameters to simulate asphalt mixture response. In proceedings of the 6th International RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials. Zurich, Swiss.

ASPHALT Asphalt Institute, pp. 8-11, 2004.

AYRES C. S., DA SILVEIRA, L. E., DE SANT'ANA, H. B., SOARES, J. B. (2006). PRODUÇÃO E CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS OBTIDAS A TEMPERATURAS INTERMEDIÁRIAS PELA ADIÇÃO DE ZEÓLITAS. 18º Encontro do Asfalto – Instituto Brasileiro de Petróleo e gás. Rio de Janeiro (RJ).

BAAJ, H. (2002), Comportement a la fatigue des matériaux granulaires traités aux liants hydrocarbonés. Thèse de Docteur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

BARRA, B.S (2009). Avaliação da Ação da Água no Módulo Complexo e na Fadiga de Misturas Asfálticas Densas. Tese Doutorado apresentada à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis (2009).

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.

BARRA, B. S. ; HORNYCH, P. ; BROSSEAUD, Y. ; MOMM, L. . Metodologia Francesa para o Dimensionamento de Estruturas de Pavimentos de Concreto Asfáltico. Revista Pavimentação, v. 18, p. 10-26, 2010.

BARRA, B. S.; MOMM, L.; BROSSEAUD, Y.; HORNYCH, P. (2010), *Diretrizes para a Formulação e Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas*. Revista Pavimentação, Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv).

BARTHEL, W., MARCHAND, J.-P., von DEVIVERE, M. Warm Asphalt Mixes by Adding a Synthetic Zeolite. *3th Eurasphalt & Eurobitume Congress*, Vienna, Paper 354, 2004.

BERNUCCI, L. B., MOTTA L. G., CERATTI, J. P., SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica. Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro. PETROBRAS, 2008.

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.

BRECK, W. O. Zeolite Molecular Sieves- structure, chemistry and use. A WileyInterscience publication, New York: 1974.

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.

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.

CAVALCANTI, L. S. Efeito de alguns modificadores de ligante na vida de fadiga e deformação permanente de misturas asfálticas. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2010.

CECA (2008). Green Road Formulation - Warm Mix Asphalt - Cecabase RT. Arkema Group. <[http://www.cecachemicals.com/sites/ceca/en/business/bitumen\\_additives/warm\\_coated\\_material/warm\\_coated\\_material.page](http://www.cecachemicals.com/sites/ceca/en/business/bitumen_additives/warm_coated_material/warm_coated_material.page)> ultimo acesso, novembro de 2010.

CELTA BRASIL. Disponível em: <http://www.celtabrasil.com.br/index.php?c=45&s=0&lang=16>. Acesso em: Fevereiro de 2013.

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.

CEDEX (2006), *Convenio sobre estudio comparado de los métodos de dimensionamiento de firmes de carretera en los estados miembro de la Unión Europea (UE) y países de su entorno. Comparación de fatiga de los materiales*. Centro de Estudios de Transporte, Madrid.

CHABOT, A.; CHUPIN, O.; DELOFFRE, L.; DUHAMEL, D. (2009), *Viscouroute 2.0: A Tool for the Simulation of Moving Load Effects on Asphalt Pavement*. International Journal Road Materials and Pavement Design, Special Issue on Recent Advances in Numerical Simulation of Pavements.

CORTÉ, J-F; GOUX, M. T. (1996), *Design of French Structures: The French Technical Guide*. Transportation Research Record (TRR), nº1539, pp. 116-124.

D'Angelo, J., Harm, E., Bartoszek, J., Baumgardner, G., Corrigan, M., Cowsert, J., Harman, T., Jamshidi, M., Jones, W., Newcomb, D.,

Prowell, B., Sines, R. and Yeaton, B. (2008). Warm-Mix Asphalt: European Practice.

De La ROCHE, C. (1996), Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux. Thèse de Docteur. École Central de Paris.

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.

DI BENEDETTO, H. (1990), Nouvelle approche du comportement des enrobé bitumineux: résultats expérimentaux et fomulation rhéologique. In proceedings of the 4th 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.

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.

DNIT (2006), *Manual de Pavimentação*. Editado pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). 2ª Edição. Ministério dos Transportes. Rio de Janeiro, Brasil.

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.

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

DONGMO-ENGELAND, B-J. 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, 2005.

DONGMO-ENGELAND, B-J. 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, 2005.

DOUBBANEH, E. (1995), Comportement mécanique des enrobés bitumineux des petites aux grandes déformations. 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; p. 217.

EAPA (2007). "Environmental guidelines on best available techniques (BAT) for the production of asphalt paving mixes".

EAPA (2010). *The Use of Warm Mix Asphalt - Position Paper*. European Asphalt Pavment Association.

Ferreira, C. I. (2009). *Avaliação do Desempenho de Misturas Betuminosas Temperadas*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho.

FERRET, L.S. Zeólitas de cinzas de carvão: síntese e uso. Porto Alegre, 2004. xii, 105f. Tese de doutorado. Universidade Federal de Rio Grande do Sul UFRGS.

FRANCKEN, L.; HOPMAN, P.; PARTL, M. N.; De La ROCHE, C. (1996), RILEM Interlaboratory tests on bituminous mixes in repeated loading: teachings and recommendations. 1st Eurasphalt & Eurobitume Congress.

FRANCKEN, L.; VERSTRAETEN, J. (1994), Interlaboratory Test Program - Part II: Repeated Loading Tests. Draft Report, *RILEM TC 152 PBM - Performance of Bituminous Mixtures*.

FÜLLER, W. B.; THOMPSON, S. E. The law of proportioning concrete. Transport American Society of Civil Engineers. Vol. 23, n° 9, march, 1907.

González, J. A., Grampé, L. & Barreto, G. (2009). *Mezclas Asfálticas Templadas com Aditivos Químicos*. Jornada Nacional,ASEFMA.

GUERRERO, Y. ; BARRA, B. ; OTTO, G. G. ; SHINOHARA, K. J. ; BERNUCCI, L. L. B. . Avaliação do comportamento mecânico e reológico de uma mistura asfáltica morna produzda com zeólitas naturais. In: XVII Congresso panamericano de ingeniería de tránsito, transporte y logística, 2012, Santiago de Chile. Anais do XVII Congresso panamericano de ingeniería de tránsito, transporte y logística, 2012.

GTR (2000), *Réalisation des Remblais et de Couches de Forme: Guide Technique - Fascicules I et II*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en partenariat avec le Service d'Étude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA).

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).

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.

HORNYCH, P.; PIAU, J-M, BODIN, D.; SAINT-LAURENT, D.; NGUYEN, V. T. (2008), *CESAR-LCPC: Version de Recherche - Le Module CVCR*. Cahier de Développement Réalisé dans le Cadre de l'Opération de Recherche 11P063. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Nantes, France; 82 p.

HORNYCH, P. (2007), *Étude Experimentale et Modélisation du Comportement des Matériaux de Chaussées Non Traités*. Mémoire

d'Habilitation à Diriger des Recherches. Université de Bordeaux 1: École Doctorale des Sciences Physiques et de l'Ingénieur.

HUANG, Y. H. (2004), *Pavement Analysis and Design*. Ed. Prentice Hall, New Jersey, EUA,

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.

HURLEY, G. AND B. PROWELL, "Evaluation of Aspha-min® Zeolite for Use in Warm Asphalt Mixes," NCAT Report No. 05-04, Auburn University, Auburn, AL, June 2005.

HURLEY, G. C. & PROWELL, B. D. (2006). *Evaluation of Potential Processes for use in Warm Mix*. National Center for Asphalt Technology.

JUNKO, K.S. Estudo do comportamento do concreto asfáltico modificado pelo polímero eva no módulo complexo e na fadiga. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina (2012).

KRISTJANSÐÓTTIR, O. 2006. Warm Mix Asphalt for Cold Weather Paving. University of Washington Civil and Environmental Engineering, Seattle.

KRISTJÁNSÐÓTTIR, Ó., MUENCH, S.T., MICHAL, L., BLURKE, G. (2007). "Assessing Potential for Warm-Mix Asphalt Technology Adoption". Transportation Research Record, No. 2040. Transportation Research Board.

LARSEN, O., MOEN, O., ROBERTUS, C., KOENDERS, B. (2004). "WAM Foam Asphalt Production at Lower Operating Temperatures as an Environmental Friendly Alternative to HMA". Proceedings of the 3rd Eurasphalt and Eurobitume Conference, Book 1, Foundation Eurasphalt, Breukelen, The Netherlands, pp 641-650.

LCPC (2007), *Manuel LPC d'Aide à la Formulation des Enrobés*. Publié par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC).

Groupe de Travail RST “Formulation des Enrobés”. 199 p. Paris, France.

LCPC (2005), *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Numéro Spécial 256-257: CESAR- LCPC*. ISSN 1269-1496. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). 251p. Paris, France.

LCPC/SETRA (1998), *Catalogue des Structures Types de Chaussées Neuves: Réseau Routière National*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en partenariat avec le Service d’Étude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA).

LCPC/SETRA (1998), *Assises de Chaussées: Guide d’Application des Normes pour le Réseau Routier National*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en partenariat avec le Service d’Étude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA).

LCPC/SETRA (1994), *Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée: Guide Technique. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en partenariat avec le Service d’Étude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)*.

MAILLARD, S. (2005), *Fissuration et Autoréparation des liants bitumineux - Apport de l’essai de rupture locale répétée sur bitume*. Université de Nantes.

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.



MAUDUIT, C.; HORNYCH, P.; BALAY, J-M; BODIN, D.; DUVAL, R. (2010), Evaluation of the Concept of Equivalent Temperature for Pavement Design, in the *Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Conference on Asphalt Pavements. International Society for Asphalt Pavements. Nagoya, Japan.*

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).

MOTTA, R. S., (2011), Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para a redução de emissão de poluentes e consumo energético. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo (SP).

National Center for Asphalt Technology (NCAT). Evaluation Warm Mix Asphalt. Asphalt Technology News, Auburn. v. 7, n. 2, p. 1-8, out. 2005.

NYNAS (2009). “Asfalto templado, semi-templado y frío: el caso a favor de la sostenibilidad”. Nynas Bitumen Magazine: Performance, issue 1.

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 Appliquées de Lyon. Laboratoire GéoMatériaux du Département Génie Civil et Bâtiment de Ecole Nationale des Travaux Publics de l'État.

OTTO, G. G. Misturas asfálticas mornas: verificação da fadiga e do módulo complexo. 2009. 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Santa Catarina, 2009.

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.

PRAT, P.; GENS, A. (2000); Leyes de Comportamiento de Materiales. Ed. Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartográfica y Geofísica, Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, España.

PROWELL, B.D., HURLEY, G.C. (2008). "National Asphalt Pavement Association Warm-Mix Asphalt: Contractors Experiences". Quality Improvement Series 125.

PROWELL, B.D., HURLEY, G.C. (2008). "National Asphalt Pavement Association Warm-Mix Asphalt: Contractors Experiences". Quality Improvement Series 125.

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 5th International RILEM Symposium. Mechanical Tests for Bituminous Materials (MBTM): Recent Improvements and Future Prospects. Lyon, France.

SAÏD, S. F. (1988), Fatigue Characteristics of Asphalt Concrete Mixtures. Research Report n° 41300503-8. Väg-och Trafikinstitutet. Sweden.

SAUNIER, J. (1968), Contribution à l'étude des propriétés rhéologiques des enrobés bitumineux. Thèse de Docteur. Faculté des Sciences de L'Université de Paris.

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.

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. (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.

SOUSA FILHO, A. C. ; SILVEIRA, L. E. M. ; SOARES, J. B. ; SANTANA, H. B. Avaliação da Infuência de Zeólitas Sobre as Propriedades Volumétricas de Misturas Asfálticas Prodizadas a Temperaturas Intermediárias. In: XX Congresso da Associação Naciocal de Pesquisa e Ensino em Transportes – ANPET, Brasília, 2006.

STEFABU C. Etude thermique des phénomènes de fatigue dans les matériaux composites bituimeux. Journées de physique LCPC, Les Arcs, 1981.

VAITKUS, A., CYGAS, D., LAURINAVICIUS, A., PERVENECKAS, Z. (2009). “Analysis and evaluation of possibilities for the use of warm mix asphalt in Lithuania”. The Baltic Journal of road and bridge engineering, 4(2), pp. 80-86. (1)

VAITKUS, A., VOROBJOVAS, V., ZILIUTE, L. (2009). “The Research on the use of warm mix asphalt for asphalt pavement structures”. International Baltic Road Conference. Riga, Lithuania.

VIRTA, R.L. (2008). Geotimes. Mineral Resource of the Month.

VIRTA, R.L. (2008) Zeolites (natural). U.S. Geological Survey, Mineral Commodity Summaries, January 2011, U.S. Geological Survey, Reston, VA. Disponível on line em: <http://minerals.usgs.gov/minerals/pubs/commodity/zeolites/mcs-2011-zeoli.pdf>.



# ANEXOS



Tabela 1 – Resultados do ensaio da PCG para mistura asfáltica convencional

GIROS	CAP 50/70						MÉDIA		GIROS	CAP 50/70						MÉDIA	
	CP 1		CP 2		CP 3					CP 1		CP 2		CP 3			
	H	%V	H	%V	H	%V	H	%V		H	%V	H	%V	H	%V		
1	184,3	18,6	184,2	18,6	184,3	18,6	184,2	18,6	61	156,4	4,1	156,6	4,2	156,6	4,2	156,5	4,2
2	179,9	16,6	179,9	16,6	180,0	16,7	179,9	16,6	62	156,3	4,0	156,5	4,2	156,5	4,2	156,4	4,1
3	177,0	15,3	177,1	15,3	177,3	15,4	177,1	15,3	63	156,2	4,0	156,4	4,1	156,4	4,1	156,4	4,1
4	174,9	14,2	175,0	14,3	175,2	14,4	175,0	14,3	64	156,2	3,9	156,4	4,1	156,4	4,1	156,3	4,0
5	173,2	13,4	173,4	13,5	173,6	13,6	173,4	13,5	65	156,1	3,9	156,3	4,0	156,3	4,0	156,2	4,0
6	171,8	12,7	172,0	12,8	172,3	12,9	172,0	12,8	66	156,0	3,9	156,2	4,0	156,2	4,0	156,2	3,9
7	170,7	12,1	170,8	12,2	171,1	12,3	170,9	12,2	67	156,0	3,8	156,1	3,9	156,2	3,9	156,1	3,9
8	169,7	11,6	169,8	11,7	170,1	11,8	169,9	11,7	68	155,9	3,8	156,1	3,9	156,1	3,9	156,0	3,9
9	168,8	11,1	168,9	11,2	169,2	11,4	169,0	11,2	69	155,8	3,7	156,0	3,8	156,0	3,9	155,9	3,8
10	168,0	10,7	168,2	10,8	168,5	11,0	168,2	10,8	70	155,7	3,7	155,9	3,8	156,0	3,8	155,9	3,8
11	167,3	10,3	167,5	10,4	167,7	10,6	167,5	10,4	71	155,7	3,6	155,9	3,8	155,9	3,8	155,8	3,7
12	166,6	10,0	166,8	10,1	167,1	10,2	166,8	10,1	72	155,6	3,6	155,8	3,7	155,8	3,7	155,8	3,7
13	166,1	9,7	166,2	9,8	166,5	9,9	166,3	9,8	73	155,5	3,6	155,8	3,7	155,8	3,7	155,7	3,7
14	165,5	9,4	165,7	9,5	166,0	9,6	165,7	9,5	74	155,5	3,5	155,7	3,7	155,7	3,7	155,6	3,6
15	165,0	9,1	165,2	9,2	165,4	9,3	165,2	9,2	75	155,4	3,5	155,6	3,6	155,7	3,6	155,6	3,6
16	164,6	8,8	164,8	9,0	165,0	9,1	164,8	9,0	76	155,4	3,5	155,6	3,6	155,6	3,6	155,5	3,6
17	164,1	8,6	164,3	8,7	164,5	8,8	164,3	8,7	77	155,3	3,4	155,5	3,5	155,6	3,6	155,5	3,5
18	163,7	8,4	163,9	8,5	164,1	8,6	163,9	8,5	78	155,3	3,4	155,5	3,5	155,5	3,5	155,4	3,5
19	163,3	8,2	163,6	8,3	163,7	8,4	163,5	8,3	79	155,2	3,4	155,4	3,5	155,5	3,5	155,4	3,4
20	163,0	8,0	163,2	8,1	163,3	8,2	163,2	8,1	80	155,2	3,3	155,3	3,5	155,4	3,5	155,3	3,4
21	162,7	7,8	162,9	7,9	163,0	8,0	162,8	7,9	81	155,1	3,3	155,3	3,4	155,3	3,4	155,2	3,4
22	162,3	7,6	162,6	7,7	162,7	7,8	162,5	7,7	82	155,1	3,3	155,2	3,4	155,3	3,4	155,3	3,4
23	162,0	7,4	162,3	7,6	162,4	7,6	162,2	7,5	83	155,0	3,2	155,2	3,3	155,3	3,4	155,3	3,4
24	161,8	7,3	162,0	7,4	162,0	7,4	161,9	7,4	84	155,0	3,2	155,1	3,3	155,2	3,4	155,2	3,4
25	161,5	7,1	161,7	7,3	161,8	7,3	161,7	7,2	85	154,9	3,2	155,1	3,3	155,2	3,3	155,2	3,3
26	161,2	7,0	161,5	7,1	161,5	7,1	161,4	7,1	86	154,9	3,1	155,1	3,3	155,1	3,3	155,1	3,3
27	161,0	6,8	161,2	7,0	161,2	7,0	161,2	6,9	87	154,8	3,1	155,0	3,2	155,1	3,3	155,1	3,3
28	160,8	6,7	161,0	6,8	161,0	6,8	160,9	6,8	88	154,8	3,1	154,9	3,2	155,0	3,2	155,0	3,2
29	160,6	6,6	160,8	6,7	160,8	6,7	160,7	6,7	89	154,7	3,0	154,9	3,2	155,0	3,2	155,0	3,2
30	160,3	6,4	160,6	6,6	160,6	6,6	160,5	6,5	90	154,7	3,0	154,9	3,1	154,9	3,2	154,9	3,2
31	160,1	6,3	160,4	6,5	160,3	6,4	160,3	6,4	91	154,6	3,0	154,8	3,1	154,9	3,2	154,9	3,2
32	159,9	6,2	160,2	6,3	160,1	6,3	160,1	6,3	92	154,6	3,0	154,8	3,1	154,8	3,1	154,8	3,1
33	159,8	6,1	160,0	6,2	160,0	6,2	159,9	6,2	93	154,5	2,9	154,7	3,1	154,8	3,1	154,8	3,1
34	159,6	6,0	159,8	6,1	159,8	6,1	159,7	6,1	94	154,5	2,9	154,7	3,0	154,8	3,1	154,8	3,1
35	159,4	5,9	159,6	6,0	159,6	6,0	159,5	6,0	95	154,4	2,9	154,6	3,0	154,7	3,1	154,7	3,1
36	159,2	5,8	159,4	5,9	159,4	5,9	159,4	5,9	96	154,4	2,8	154,6	3,0	154,7	3,0	154,7	3,0
37	159,1	5,7	159,3	5,8	159,2	5,8	159,2	5,8	97	154,4	2,8	154,6	2,9	154,6	3,0	154,6	3,0
38	158,9	5,6	159,1	5,7	159,1	5,7	159,0	5,7	98	154,3	2,8	154,5	2,9	154,6	3,0	154,6	3,0
39	158,8	5,5	158,9	5,6	158,9	5,6	158,9	5,6	99	154,3	2,8	154,5	2,9	154,6	3,0	154,6	3,0
40	158,6	5,4	158,8	5,5	158,8	5,5	158,7	5,5	100	154,2	2,7	154,4	2,9	154,5	2,9	154,5	2,9
41	158,5	5,4	158,7	5,5	158,6	5,4	158,6	5,4	101	154,2	2,7	154,4	2,9	154,5	2,9	154,5	2,9
42	158,3	5,3	158,5	5,4	158,5	5,4	158,5	5,3	102	154,2	2,7	154,4	2,8	154,4	2,9	154,4	2,9
43	158,2	5,2	158,4	5,3	158,4	5,3	158,3	5,3	103	154,1	2,7	154,3	2,8	154,4	2,9	154,4	2,9
44	158,1	5,1	158,3	5,2	158,3	5,2	158,2	5,2	104	154,1	2,7	154,3	2,8	154,4	2,8	154,4	2,8
45	158,0	5,0	158,1	5,1	158,1	5,1	158,1	5,1	105	154,0	2,6	154,3	2,8	154,3	2,8	154,3	2,8
46	157,8	5,0	158,0	5,1	158,0	5,1	158,0	5,0	106	154,0	2,6	154,2	2,7	154,3	2,8	154,3	2,8
47	157,7	4,9	157,9	5,0	157,9	5,0	157,8	5,0	107	154,0	2,6	154,2	2,7	154,3	2,8	154,3	2,8
48	157,6	4,8	157,8	4,9	157,8	4,9	157,7	4,9	108	153,9	2,6	154,1	2,7	154,2	2,7	154,2	2,7
49	157,5	4,8	157,7	4,9	157,7	4,9	157,6	4,8	109	153,9	2,5	154,1	2,7	154,2	2,7	154,2	2,7
50	157,4	4,7	157,6	4,8	157,6	4,8	157,5	4,8	110	153,9	2,5	154,1	2,6	154,2	2,7	154,2	2,7
51	157,3	4,6	157,5	4,7	157,5	4,7	157,4	4,7	111	153,8	2,5	154,0	2,6	154,1	2,7	154,1	2,7
52	157,2	4,6	157,4	4,7	157,4	4,7	157,3	4,6	112	153,8	2,5	154,0	2,6	154,1	2,7	154,1	2,7
53	157,1	4,5	157,3	4,6	157,3	4,6	157,2	4,6	113	153,8	2,5	154,0	2,6	154,1	2,6	154,1	2,6
54	157,0	4,5	157,2	4,6	157,2	4,6	157,1	4,5	114	153,8	2,4	153,9	2,6	154,0	2,6	154,0	2,6
55	156,9	4,4	157,1	4,5	157,1	4,5	157,0	4,5	115	153,8	2,4	153,9	2,5	154,0	2,6	154,0	2,6
56	156,8	4,3	157,0	4,5	157,0	4,5	156,9	4,4	116	153,7	2,4	153,9	2,5	154,0	2,6	154,0	2,6
57	156,7	4,3	156,9	4,4	156,9	4,4	156,9	4,4	117	153,7	2,4	153,9	2,5	153,9	2,6	153,9	2,6
58	156,6	4,2	156,8	4,4	156,8	4,4	156,8	4,3	118	153,6	2,4	153,8	2,5	153,9	2,5	153,9	2,5
59	156,5	4,2	156,7	4,3	156,7	4,3	156,7	4,3	119	153,6	2,3	153,8	2,5	153,9	2,5	153,9	2,5
60	156,5	4,1	156,7	4,3	156,7	4,3	156,6	4,2	120	153,6	2,3	153,8	2,4	153,8	2,5	153,8	2,5

Tabela 2 – Resultados do ensaio da PCG para mistura asfáltica morna com CECABASE

GIROS	CECABASE						MÉDIA		GIROS	CECABASE						MÉDIA	
	CP 1		CP2		CP3					CP 1	CP2		CP3				
	H	%V	H	%V	H	%V	H	%V		H	%V	H	%V	H	%V		
1	183,8	18,4	183,0	18,0	184,5	18,7	183,8	18,4	61	155,5	3,5	154,9	3,2	156,3	4,0	155,6	3,6
2	179,3	16,4	178,4	15,9	180,0	16,7	179,3	16,3	62	155,4	3,5	154,8	3,1	156,2	4,0	155,5	3,5
3	176,4	15,0	175,5	14,5	177,1	15,3	176,3	14,9	63	155,3	3,4	154,7	3,1	156,1	3,9	155,4	3,5
4	174,3	14,0	173,4	13,5	175,0	14,3	174,2	13,9	64	155,2	3,4	154,7	3,0	156,1	3,9	155,3	3,4
5	172,7	13,1	171,7	12,6	173,3	13,5	172,6	13,1	65	155,2	3,3	154,6	3,0	156,0	3,8	155,2	3,4
6	171,3	12,4	170,3	11,9	172,0	12,8	171,2	12,4	66	155,1	3,3	154,6	2,9	155,9	3,8	155,2	3,3
7	170,2	11,8	169,2	11,3	170,8	12,2	170,1	11,8	67	155,0	3,2	154,5	2,9	155,8	3,7	155,1	3,3
8	169,1	11,3	168,2	10,8	169,8	11,7	169,0	11,3	68	154,9	3,2	154,4	2,8	155,8	3,7	155,0	3,2
9	168,2	10,8	167,3	10,3	168,9	11,2	168,1	10,8	69	154,9	3,2	154,3	2,8	155,7	3,7	155,0	3,2
10	167,5	10,4	166,5	9,9	168,1	10,8	167,4	10,4	70	154,8	3,1	154,3	2,8	155,6	3,6	154,9	3,2
11	166,8	10,0	165,8	9,5	167,4	10,4	166,7	10,0	71	154,8	3,1	154,2	2,7	155,6	3,6	154,9	3,2
12	166,1	9,7	165,2	9,2	166,7	10,0	166,0	9,6	72	154,7	3,0	154,2	2,7	155,5	3,5	154,8	3,1
13	165,5	9,4	164,6	8,9	166,2	9,7	165,4	9,3	73	154,6	3,0	154,1	2,7	155,5	3,5	154,7	3,0
14	164,9	9,1	164,0	8,6	165,6	9,4	164,9	9,0	74	154,6	2,9	154,1	2,6	155,4	3,5	154,7	3,0
15	164,4	8,8	163,6	8,3	165,1	9,2	164,4	8,7	75	154,5	2,9	154,0	2,6	155,3	3,4	154,6	3,0
16	164,0	8,5	163,1	8,0	164,6	8,9	163,9	8,5	76	154,4	2,9	153,9	2,6	155,3	3,4	154,6	2,9
17	163,5	8,3	162,7	7,8	164,2	8,6	163,5	8,2	77	154,4	2,8	153,9	2,5	155,2	3,4	154,5	2,9
18	163,1	8,0	162,3	7,6	163,8	8,4	163,1	8,0	78	154,3	2,8	153,8	2,5	155,2	3,3	154,4	2,9
19	162,7	7,8	161,9	7,4	163,4	8,2	162,7	7,8	79	154,3	2,8	153,8	2,5	155,1	3,3	154,4	2,8
20	162,3	7,6	161,5	7,1	163,1	8,0	162,3	7,6	80	154,2	2,7	153,7	2,4	155,1	3,3	154,3	2,8
21	162,0	7,4	161,2	7,0	162,7	7,8	162,0	7,4	81	154,2	2,7	153,7	2,4	155,0	3,2	154,2	2,8
22	161,7	7,2	160,9	6,8	162,4	7,6	161,7	7,2	82	154,1	2,7	153,6	2,4	155,0	3,2	154,2	2,7
23	161,4	7,0	160,6	6,6	162,1	7,4	161,3	7,0	83	154,1	2,6	153,6	2,3	154,9	3,2	154,2	2,7
24	161,1	6,9	160,3	6,4	161,8	7,3	161,1	6,9	84	154,0	2,6	153,5	2,3	154,9	3,1	154,1	2,7
25	160,8	6,7	160,1	6,3	161,5	7,1	160,8	6,7	85	153,9	2,6	153,5	2,3	154,8	3,1	154,1	2,6
26	160,5	6,6	159,8	6,1	161,3	7,0	160,5	6,5	86	153,9	2,5	153,4	2,2	154,8	3,1	154,0	2,6
27	160,3	6,4	159,5	6,0	161,0	6,8	160,3	6,4	87	153,8	2,5	153,4	2,2	154,7	3,0	154,0	2,6
28	160,1	6,3	159,3	5,8	160,8	6,7	160,0	6,3	88	153,8	2,5	153,4	2,2	154,7	3,0	153,9	2,6
29	159,8	6,1	159,1	5,7	160,5	6,6	159,8	6,1	89	153,8	2,4	153,3	2,2	154,6	3,0	153,9	2,5
30	159,6	6,0	158,9	5,6	160,3	6,4	159,6	6,0	90	153,7	2,4	153,3	2,1	154,6	3,0	153,8	2,5
31	159,4	5,9	158,6	5,4	160,1	6,3	159,4	5,9	91	153,7	2,4	153,2	2,1	154,5	2,9	153,8	2,5
32	159,2	5,8	158,4	5,3	159,9	6,2	159,2	5,8	92	153,6	2,4	153,2	2,1	154,5	2,9	153,8	2,4
33	159,0	5,7	158,2	5,2	159,7	6,1	159,0	5,7	93	153,6	2,3	153,1	2,0	154,4	2,9	153,7	2,4
34	158,8	5,5	158,1	5,1	159,5	6,0	158,8	5,7	94	153,5	2,3	153,1	2,0	154,4	2,8	153,7	2,4
35	158,6	5,4	157,9	5,0	159,4	5,9	158,6	5,4	95	153,5	2,3	153,1	2,0	154,4	2,8	153,6	2,4
36	158,4	5,3	157,7	4,9	159,2	5,8	158,4	5,3	96	153,4	2,2	153,0	2,0	154,3	2,8	153,6	2,3
37	158,3	5,2	157,6	4,8	159,0	5,7	158,3	5,2	97	153,4	2,2	153,0	1,9	154,3	2,8	153,5	2,3
38	158,1	5,1	157,4	4,7	158,9	5,6	158,1	5,1	98	153,4	2,2	152,9	1,9	154,2	2,7	153,5	2,3
39	157,9	5,0	157,2	4,6	158,7	5,5	158,0	5,0	99	153,3	2,2	152,9	1,9	154,2	2,7	153,5	2,3
40	157,8	4,9	157,1	4,5	158,6	5,4	157,8	4,9	100	153,3	2,1	152,9	1,9	154,2	2,7	153,4	2,2
41	157,7	4,9	157,0	4,4	158,4	5,3	157,7	4,9	101	153,2	2,1	152,8	1,8	154,1	2,7	153,4	2,2
42	157,5	4,8	156,8	4,3	158,3	5,2	157,5	4,8	102	153,2	2,1	152,8	1,8	154,1	2,6	153,4	2,2
43	157,4	4,7	156,7	4,3	158,1	5,1	157,4	4,7	103	153,2	2,1	152,8	1,8	154,0	2,6	153,3	2,2
44	157,2	4,6	156,6	4,2	158,0	5,1	157,3	4,6	104	153,1	2,0	152,7	1,8	154,0	2,6	153,3	2,1
45	157,1	4,5	156,4	4,1	157,9	5,0	157,1	4,5	105	153,1	2,0	152,7	1,8	154,0	2,6	153,3	2,1
46	157,0	4,4	156,3	4,0	157,8	4,9	157,0	4,5	106	153,1	2,0	152,7	1,7	153,9	2,5	153,2	2,1
47	156,9	4,4	156,2	4,0	157,6	4,8	156,9	4,4	107	153,0	2,0	152,6	1,7	153,9	2,5	153,2	2,1
48	156,7	4,3	156,1	3,9	157,5	4,8	156,8	4,3	108	153,0	2,0	152,6	1,7	153,9	2,5	153,2	2,1
49	156,6	4,2	156,0	3,8	157,4	4,7	156,7	4,3	109	153,0	1,9	152,6	1,7	153,8	2,5	153,1	2,0
50	156,5	4,1	155,9	3,8	157,3	4,6	156,5	4,2	110	152,9	1,9	152,5	1,7	153,8	2,5	153,1	2,0
51	156,4	4,1	155,8	3,7	157,2	4,6	156,4	4,1	111	152,9	1,9	152,5	1,6	153,8	2,4	153,1	2,0
52	156,3	4,0	155,7	3,6	157,1	4,5	156,4	4,1	112	152,9	1,9	152,5	1,6	153,7	2,4	153,0	2,0
53	156,2	4,0	155,6	3,6	157,0	4,4	156,2	4,0	113	152,8	1,9	152,4	1,6	153,7	2,4	153,0	2,0
54	156,1	3,9	155,5	3,5	156,9	4,4	156,2	3,9	114	152,8	1,8	152,4	1,6	153,7	2,4	153,0	1,9
55	156,0	3,8	155,4	3,5	156,8	4,3	156,1	3,9	115	152,8	1,8	152,4	1,6	153,6	2,4	152,9	1,9
56	155,9	3,8	155,3	3,4	156,7	4,3	156,0	3,8	116	152,7	1,8	152,3	1,5	153,6	2,3	152,9	1,9
57	155,8	3,7	155,2	3,4	156,6	4,2	155,9	3,8	117	152,7	1,8	152,3	1,5	153,6	2,3	152,9	1,9
58	155,7	3,7	155,1	3,3	156,5	4,2	155,8	3,7	118	152,7	1,7	152,3	1,5	153,5	2,3	152,8	1,9
59	155,6	3,6	155,1	3,3	156,4	4,1	155,7	3,7	119	152,6	1,7	152,3	1,5	153,5	2,3	152,8	1,8
60	155,6	3,6	155,0	3,2	156,4	4,1	155,6	3,6	120	152,6	1,7	152,2	1,5	153,5	2,3	152,8	1,8



Tabela 3 – Resultados do ensaio da PCG para mistura asfáltica morna com REDISET

GIROS	REDISET						MÉDIA		GIROS	REDISET						MÉDIA	
	CP 1		CP2		CP3					CP 1		CP2		CP3			
	H	%V	H	%V	H	%V	H	%V		H	%V	H	%V	H	%V		
1	183,0	18,0	183,0	18,1	182,3	17,7	182,8	17,9	61	154,4	2,9	155,4	3,5	154,5	2,9	154,8	3,1
2	178,5	15,9	178,6	16,0	178,0	15,7	178,4	15,9	62	154,4	2,8	155,3	3,4	154,5	2,9	154,7	3,0
3	175,5	14,5	175,8	14,7	175,1	14,4	175,5	14,5	63	154,3	2,8	155,2	3,4	154,4	2,8	154,6	3,0
4	173,3	13,4	173,7	13,6	173,0	13,3	173,3	13,5	64	154,2	2,7	155,2	3,3	154,3	2,8	154,6	2,9
5	171,5	12,6	172,1	12,8	171,4	12,5	171,7	12,6	65	154,1	2,7	155,1	3,3	154,2	2,7	154,5	2,9
6	170,1	11,8	170,8	12,2	170,0	11,7	170,3	11,9	66	154,1	2,6	155,0	3,3	154,2	2,7	154,4	2,9
7	168,9	11,2	169,6	11,6	168,8	11,1	169,1	11,3	67	154,0	2,6	155,0	3,2	154,1	2,7	154,4	2,8
8	167,8	10,6	168,6	11,0	167,7	10,6	168,1	10,7	68	153,9	2,5	154,9	3,2	154,0	2,6	154,3	2,8
9	166,9	10,1	167,7	10,6	166,9	10,1	167,2	10,3	69	153,9	2,5	154,8	3,1	154,0	2,6	154,2	2,7
10	166,1	9,7	167,0	10,2	166,1	9,7	166,4	9,8	70	153,8	2,5	154,8	3,1	153,9	2,5	154,2	2,7
11	165,4	9,3	166,3	9,8	165,4	9,3	165,7	9,5	71	153,7	2,4	154,7	3,0	153,8	2,5	154,1	2,7
12	164,7	8,9	165,6	9,4	164,7	8,9	165,0	9,1	72	153,7	2,4	154,7	3,0	153,8	2,5	154,0	2,6
13	164,1	8,6	165,0	9,1	164,1	8,6	164,4	8,8	73	153,6	2,4	154,6	3,0	153,7	2,4	154,0	2,6
14	163,6	8,3	164,5	8,8	163,6	8,3	163,9	8,5	74	153,6	2,3	154,5	2,9	153,7	2,4	153,9	2,5
15	163,1	8,0	164,0	8,5	163,1	8,0	163,4	8,2	75	153,5	2,3	154,5	2,9	153,6	2,3	153,9	2,5
16	162,6	7,8	163,5	8,3	162,6	7,7	162,9	7,9	76	153,4	2,2	154,4	2,9	153,5	2,3	153,8	2,5
17	162,2	7,5	163,1	8,0	162,2	7,5	162,5	7,7	77	153,4	2,2	154,4	2,8	153,5	2,3	153,8	2,4
18	161,8	7,3	162,7	7,8	161,8	7,3	162,1	7,5	78	153,3	2,2	154,3	2,8	153,4	2,2	153,7	2,4
19	161,4	7,1	162,3	7,6	161,4	7,1	161,7	7,2	79	153,3	2,1	154,3	2,8	153,4	2,2	153,6	2,4
20	161,0	6,8	162,0	7,4	161,1	6,9	161,3	7,0	80	153,2	2,1	154,2	2,7	153,3	2,2	153,6	2,3
21	160,7	6,6	161,6	7,2	160,7	6,7	161,0	6,8	81	153,2	2,1	154,2	2,7	153,3	2,1	153,5	2,3
22	160,4	6,5	161,3	7,0	160,4	6,5	160,7	6,7	82	153,1	2,0	154,1	2,7	153,2	2,1	153,5	2,3
23	160,1	6,3	161,0	6,8	160,1	6,3	160,4	6,5	83	153,1	2,0	154,1	2,6	153,2	2,1	153,4	2,2
24	159,8	6,1	160,7	6,7	159,8	6,2	160,1	6,3	84	153,0	2,0	154,0	2,6	153,1	2,0	153,4	2,2
25	159,5	6,0	160,5	6,5	159,6	6,0	159,9	6,2	85	153,0	1,9	154,0	2,6	153,1	2,0	153,3	2,2
26	159,3	5,8	160,2	6,4	159,3	5,9	159,6	6,0	86	152,9	1,9	153,9	2,5	153,0	2,0	153,3	2,2
27	159,0	5,7	160,0	6,2	159,1	5,7	159,4	5,9	87	152,9	1,9	153,9	2,5	153,0	1,9	153,2	2,1
28	158,8	5,5	159,7	6,1	158,9	5,6	159,1	5,7	88	152,9	1,9	153,8	2,5	152,9	1,9	153,2	2,1
29	158,6	5,4	159,6	6,0	158,6	5,4	158,9	5,6	89	152,8	1,8	153,8	2,5	152,9	1,9	153,2	2,1
30	158,3	5,3	159,3	5,8	158,4	5,3	158,7	5,5	90	152,8	1,8	153,7	2,4	152,8	1,9	153,1	2,0
31	158,1	5,1	159,1	5,7	158,2	5,2	158,5	5,3	91	152,7	1,8	153,7	2,4	152,8	1,8	153,1	2,0
32	157,9	5,0	158,9	5,6	158,0	5,1	158,3	5,2	92	152,7	1,8	153,7	2,4	152,8	1,8	153,0	2,0
33	157,8	4,9	158,7	5,5	157,8	5,0	158,1	5,1	93	152,6	1,7	153,6	2,4	152,7	1,8	153,0	2,0
34	157,6	4,8	158,5	5,4	157,7	4,9	157,9	5,0	94	152,6	1,7	153,6	2,3	152,7	1,7	153,0	1,9
35	157,4	4,7	158,3	5,3	157,5	4,7	157,7	4,9	95	152,6	1,7	153,5	2,3	152,6	1,7	152,9	1,9
36	157,2	4,6	158,2	5,2	157,3	4,6	157,6	4,8	96	152,5	1,7	153,5	2,3	152,6	1,7	152,9	1,9
37	157,1	4,5	158,0	5,1	157,2	4,5	157,4	4,7	97	152,5	1,6	153,5	2,2	152,6	1,7	152,8	1,9
38	156,9	4,4	157,8	5,0	157,0	4,5	157,3	4,6	98	152,5	1,6	153,4	2,2	152,5	1,6	152,8	1,8
39	156,8	4,3	157,7	4,9	156,9	4,4	157,1	4,5	99	152,4	1,6	153,4	2,2	152,5	1,6	152,7	1,8
40	156,6	4,2	157,6	4,8	156,7	4,3	157,0	4,4	100	152,4	1,6	153,3	2,2	152,4	1,6	152,7	1,8
41	156,5	4,1	157,4	4,7	156,6	4,2	156,8	4,3	101	152,3	1,5	153,3	2,2	152,4	1,6	152,7	1,8
42	156,3	4,0	157,3	4,6	156,4	4,1	156,7	4,3	102	152,3	1,5	153,3	2,1	152,4	1,5	152,6	1,7
43	156,2	4,0	157,2	4,5	156,3	4,0	156,6	4,2	103	152,3	1,5	153,2	2,1	152,3	1,5	152,6	1,7
44	156,1	3,9	157,0	4,5	156,2	4,0	156,4	4,1	104	152,2	1,5	153,2	2,1	152,3	1,5	152,6	1,7
45	156,0	3,8	156,9	4,4	156,1	3,9	156,3	4,0	105	152,2	1,4	153,2	2,1	152,3	1,5	152,5	1,7
46	155,8	3,7	156,8	4,3	155,9	3,8	156,2	4,0	106	152,2	1,4	153,1	2,0	152,2	1,5	152,5	1,6
47	155,7	3,7	156,7	4,3	155,8	3,7	156,1	3,9	107	152,1	1,4	153,1	2,0	152,2	1,4	152,5	1,6
48	155,6	3,6	156,6	4,2	155,7	3,7	156,0	3,8	108	152,1	1,4	153,1	2,0	152,2	1,4	152,4	1,6
49	155,5	3,5	156,5	4,1	155,6	3,6	155,9	3,8	109	152,1	1,4	153,0	2,0	152,1	1,4	152,4	1,6
50	155,4	3,5	156,4	4,1	155,5	3,5	155,7	3,7	110	152,0	1,3	153,0	1,9	152,1	1,4	152,4	1,6
51	155,3	3,4	156,3	4,0	155,4	3,5	155,7	3,6	111	152,0	1,3	153,0	1,9	152,1	1,3	152,3	1,5
52	155,2	3,4	156,2	3,9	155,3	3,4	155,6	3,6	112	152,0	1,3	152,9	1,9	152,0	1,3	152,3	1,5
53	155,1	3,3	156,1	3,9	155,2	3,4	155,5	3,5	113	151,9	1,3	152,9	1,9	152,0	1,3	152,3	1,5
54	155,0	3,2	156,0	3,8	155,1	3,3	155,4	3,5	114	151,9	1,3	152,9	1,9	152,0	1,3	152,2	1,5
55	154,9	3,2	155,9	3,8	155,0	3,2	155,3	3,4	115	151,9	1,2	152,8	1,8	151,9	1,3	152,2	1,5
56	154,8	3,1	155,8	3,7	154,9	3,2	155,2	3,3	116	151,9	1,2	152,8	1,8	151,9	1,3	152,2	1,4
57	154,8	3,1	155,7	3,7	154,9	3,1	155,1	3,3	117	151,8	1,2	152,8	1,8	151,9	1,2	152,2	1,4
58	154,7	3,0	155,6	3,6	154,8	3,1	155,0	3,2	118	151,8	1,2	152,7	1,8	151,8	1,2	152,1	1,4
59	154,6	3,0	155,6	3,6	154,7	3,0	154,9	3,2	119	151,8	1,2	152,7	1,8	151,8	1,2	152,1	1,4
60	154,5	2,9	155,5	3,5	154,6	3,0	154,9	3,1	120	151,7	1,1	152,7	1,7	151,8	1,2	152,1	1,4

Tabela 4 – Resultados do ensaio da PCG para mistura asfáltica morna com zeólitas

GIROS	ZEOLITAS						MÉDIA		GIROS	ZEOLITAS						MÉDIA	
	CP1		CP2		CP3		H	%V		CP1		CP2		CP3		H	%V
	H	%V	H	%V	H	%V				H	%V	H	%V	H	%V		
1	186,0	19,3	183,2	18,1	182,5	17,8	183,9	18,4	61	156,8	4,3	155,2	3,3	154,1	2,6	155,3	3,4
2	181,5	17,3	178,8	16,1	178,0	15,7	179,4	16,4	62	156,7	4,3	155,1	3,3	154,0	2,6	155,2	3,4
3	178,5	15,9	175,9	14,7	175,1	14,3	176,5	15,0	63	156,6	4,2	155,0	3,2	153,9	2,5	155,2	3,3
4	176,2	14,9	173,8	13,7	172,9	13,2	174,3	13,9	64	156,5	4,2	155,0	3,2	153,8	2,5	155,1	3,3
5	174,5	14,0	172,1	12,8	171,2	12,4	172,6	13,1	65	156,5	4,1	154,9	3,2	153,8	2,4	155,0	3,2
6	173,0	13,3	170,7	12,1	169,8	11,7	171,2	12,4	66	156,4	4,1	154,8	3,1	153,7	2,4	155,0	3,2
7	171,8	12,7	169,5	11,5	168,6	11,0	170,0	11,8	67	156,3	4,0	154,8	3,1	153,6	2,4	154,9	3,2
8	170,7	12,1	168,5	11,0	167,6	10,5	168,9	11,2	68	156,2	4,0	154,7	3,0	153,6	2,3	154,8	3,1
9	169,8	11,7	167,6	10,5	166,7	10,0	168,0	10,7	69	156,2	4,0	154,6	3,0	153,5	2,3	154,8	3,1
10	169,0	11,2	166,8	10,1	165,9	9,6	167,2	10,3	70	156,1	3,9	154,6	3,0	153,4	2,2	154,7	3,0
11	168,2	10,8	166,1	9,7	165,2	9,2	166,5	9,9	71	156,1	3,9	154,5	2,9	153,4	2,2	154,6	3,0
12	167,5	10,5	165,5	9,3	164,5	8,8	165,8	9,5	72	156,0	3,8	154,4	2,9	153,3	2,2	154,6	3,0
13	166,9	10,1	164,9	9,0	163,9	8,5	165,2	9,2	73	155,9	3,8	154,4	2,8	153,2	2,1	154,5	2,9
14	166,4	9,8	164,3	8,7	163,3	8,2	164,7	8,9	74	155,9	3,8	154,3	2,8	153,2	2,1	154,5	2,9
15	165,8	9,5	163,8	8,4	162,8	7,9	164,2	8,6	75	155,8	3,7	154,3	2,8	153,1	2,0	154,4	2,9
16	165,3	9,3	163,4	8,2	162,4	7,6	163,7	8,4	76	155,8	3,7	154,2	2,7	153,1	2,0	154,3	2,8
17	164,9	9,0	162,9	7,9	161,9	7,4	163,2	8,1	77	155,7	3,7	154,2	2,7	153,0	2,0	154,3	2,8
18	164,4	8,8	162,5	7,7	161,5	7,1	162,8	7,9	78	155,7	3,6	154,1	2,7	153,0	1,9	154,2	2,7
19	164,0	8,6	162,1	7,5	161,1	6,9	162,4	7,7	79	155,6	3,6	154,1	2,6	152,9	1,9	154,2	2,7
20	163,7	8,3	161,8	7,3	160,8	6,7	162,1	7,4	80	155,6	3,6	154,0	2,6	152,8	1,9	154,1	2,7
21	163,3	8,2	161,5	7,1	160,4	6,5	161,7	7,3	81	155,5	3,5	154,0	2,6	152,8	1,8	154,1	2,7
22	163,0	7,9	161,1	6,9	160,1	6,3	161,4	7,1	82	155,4	3,5	153,9	2,5	152,8	1,8	154,0	2,6
23	162,6	7,8	160,8	6,7	159,8	6,1	161,1	6,9	83	155,4	3,5	153,9	2,5	152,7	1,8	154,0	2,6
24	162,3	7,6	160,5	6,6	159,5	6,0	160,8	6,7	84	155,3	3,4	153,8	2,5	152,7	1,7	153,9	2,6
25	162,1	7,4	160,3	6,4	159,2	5,8	160,5	6,5	85	155,3	3,4	153,8	2,4	152,6	1,7	153,9	2,5
26	161,8	7,3	160,0	6,3	159,0	5,6	160,2	6,4	86	155,2	3,4	153,7	2,4	152,6	1,7	153,8	2,5
27	161,5	7,1	159,8	6,1	158,7	5,5	160,0	6,2	87	155,2	3,4	153,7	2,4	152,5	1,6	153,8	2,5
28	161,3	7,0	159,5	6,0	158,5	5,3	159,8	6,1	88	155,2	3,3	153,6	2,4	152,5	1,6	153,8	2,4
29	161,0	6,9	159,3	5,8	158,2	5,2	159,5	6,0	89	155,1	3,3	153,6	2,3	152,4	1,6	153,7	2,4
30	160,8	6,7	159,1	5,7	158,0	5,1	159,3	5,8	90	155,1	3,3	153,6	2,3	152,4	1,6	153,7	2,4
31	160,6	6,6	158,9	5,6	157,8	4,9	159,1	5,7	91	155,0	3,2	153,5	2,3	152,3	1,5	153,6	2,4
32	160,4	6,5	158,7	5,5	157,6	4,8	158,9	5,6	92	155,0	3,2	153,5	2,3	152,3	1,5	153,6	2,3
33	160,2	6,4	158,5	5,4	157,4	4,7	158,7	5,5	93	154,9	3,2	153,4	2,2	152,3	1,5	153,5	2,3
34	160,0	6,3	158,3	5,2	157,2	4,6	158,5	5,4	94	154,9	3,2	153,4	2,2	152,2	1,4	153,5	2,3
35	159,8	6,2	158,1	5,1	157,1	4,5	158,3	5,3	95	154,9	3,1	153,4	2,2	152,2	1,4	153,5	2,3
36	159,7	6,0	157,9	5,0	156,9	4,4	158,2	5,2	96	154,8	3,1	153,3	2,2	152,1	1,4	153,4	2,2
37	159,5	6,0	157,8	4,9	156,7	4,3	158,0	5,1	97	154,8	3,1	153,3	2,1	152,1	1,4	153,4	2,2
38	159,3	5,8	157,6	4,8	156,6	4,2	157,8	5,0	98	154,7	3,1	153,2	2,1	152,1	1,3	153,3	2,2
39	159,2	5,8	157,5	4,7	156,4	4,1	157,7	4,9	99	154,7	3,0	153,2	2,1	152,0	1,3	153,3	2,2
40	159,0	5,7	157,3	4,7	156,3	4,0	157,5	4,8	100	154,7	3,0	153,2	2,1	152,0	1,3	153,3	2,1
41	158,9	5,6	157,2	4,6	156,1	3,9	157,4	4,7	101	154,6	3,0	153,1	2,0	151,9	1,3	153,2	2,1
42	158,7	5,5	157,1	4,5	156,0	3,8	157,3	4,6	102	154,6	3,0	153,1	2,0	151,9	1,3	153,2	2,1
43	158,6	5,4	156,9	4,4	155,8	3,7	157,1	4,5	103	154,6	2,9	153,1	2,0	151,9	1,2	153,2	2,1
44	158,5	5,3	156,8	4,3	155,7	3,7	157,0	4,5	104	154,5	2,9	153,0	2,0	151,8	1,2	153,1	2,0
45	158,4	5,3	156,7	4,3	155,6	3,6	156,9	4,4	105	154,5	2,9	153,0	2,0	151,8	1,2	153,1	2,0
46	158,2	5,2	156,6	4,2	155,5	3,5	156,8	4,3	106	154,4	2,9	153,0	1,9	151,8	1,2	153,0	2,0
47	158,1	5,1	156,5	4,1	155,4	3,5	156,6	4,2	107	154,4	2,8	152,9	1,9	151,7	1,1	153,0	2,0
48	158,0	5,1	156,3	4,1	155,3	3,4	156,5	4,2	108	154,4	2,8	152,9	1,9	151,7	1,1	153,0	1,9
49	157,9	5,0	156,2	4,0	155,1	3,3	156,4	4,1	109	154,3	2,8	152,9	1,9	151,7	1,1	153,0	1,9
50	157,8	4,9	156,1	3,9	155,0	3,3	156,3	4,0	110	154,3	2,8	152,8	1,9	151,6	1,1	152,9	1,9
51	157,7	4,9	156,0	3,9	154,9	3,2	156,2	4,0	111	154,3	2,8	152,8	1,8	151,6	1,0	152,9	1,9
52	157,6	4,8	155,9	3,8	154,8	3,1	156,1	3,9	112	154,2	2,7	152,8	1,8	151,6	1,0	152,9	1,9
53	157,5	4,7	155,8	3,7	154,7	3,1	156,0	3,9	113	154,2	2,7	152,7	1,8	151,5	1,0	152,8	1,8
54	157,4	4,7	155,7	3,7	154,7	3,0	155,9	3,8	114	154,2	2,7	152,7	1,8	151,5	1,0	152,8	1,8
55	157,3	4,6	155,7	3,6	154,6	2,9	155,8	3,7	115	154,1	2,7	152,7	1,8	151,5	1,0	152,8	1,8
56	157,2	4,6	155,6	3,6	154,5	2,9	155,7	3,7	116	154,1	2,7	152,7	1,7	151,4	0,9	152,7	1,8
57	157,1	4,5	155,5	3,5	154,4	2,8	155,7	3,6	117	154,1	2,6	152,6	1,7	151,4	0,9	152,7	1,8
58	157,0	4,5	155,4	3,5	154,3	2,8	155,6	3,6	118	154,0	2,6	152,6	1,7	151,4	0,9	152,7	1,7
59	156,9	4,4	155,3	3,4	154,2	2,7	155,5	3,5	119	154,0	2,6	152,6	1,7	151,3	0,9	152,6	1,7
60	156,8	4,3	155,2	3,4	154,1	2,7	155,4	3,5	120	154,0	2,6	152,6	1,7	151,3	0,9	152,6	1,7

This document was created with Win2PDF available at <http://www.win2pdf.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.  
This page will not be added after purchasing Win2PDF.