

UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE  
RECURSOS DA AMAZÔNIA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE COMPÓSITOS  
ASFÁLTICOS COM ARGILA CALCINADA SOB FLEXÃO A  
QUATRO PONTOS**

ANTONIO CLEITON LOPES DA SILVA

MANAUS  
2014

ANTONIO CLEITON LOPES DA SILVA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE COMPÓSITOS  
ASFÁLTICOS COM ARGILA CALCINADA SOB FLEXÃO A  
QUATRO PONTOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos da Amazônia, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Recursos da Amazônia, linha de pesquisa Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Hidembergue Ordozgoith da Frota

MANAUS  
2014

Ficha Catalográfica  
(Catalogação realizada pela Biblioteca Central da UFAM)

Silva, Antonio Cleiton Lopes da

S586c      Comportamento mecânico de compósitos asfálticos com argila calcinada sob flexão a quatro pontos / Antonio Cleiton Lopes da Silva, 2014.

127f. il. color.

Dissertação (mestrado em Engenharia de Recursos da Amazônia) – Universidade Federal do Amazonas.

Orientador: Prof. Dr. Hidembergue Ordozgoith da Frota

1. Pavimentos 2. Pavimento de concreto asfáltico 3. Argila calcinada 4. Asfalto I. Frota, Hidembergue Ordozgoit da (Orient.) II. Universidade Federal do Amazonas III. Título

CDU(2007) 625.855(043.3)

ANTONIO CLEITON LOPES DA SILVA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE COMPÓSITOS ASFÁLTICOS  
COM ARGILA CALCINADA SOB FLEXÃO A QUATRO PONTOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos da Amazônia, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Recursos da Amazônia, linha de pesquisa Geotecnia.

Aprovado em 31 de março de 2014.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Prof. Dr. Hidembergue Ordozgoith da Frota, Presidente  
Universidade Federal do Amazonas

---

Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Sandra Oda, Examinadora Externa  
Universidade Federal do Rio de Janeiro

---

Prof<sup>a</sup>. Dra. Consuelo Alves da Frota, Examinadora Interna  
Universidade Federal do Amazonas

Dedico esse trabalho à minha  
esposa Meiry e a nossos filhos  
Abigail, Larissa e Gustavo.

**AMO MUITO VOCÊS!**

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por nos conceder o dom da vida, iluminar, guiar e principalmente por fortalecer nosso espírito nos momentos mais difíceis e incertos. É nessas horas que Ele nos ajuda a responder a pergunta que costumamos fazer: “*O que é que estou fazendo aqui?*”. Então percebemos que o Mestrado não se resume a um trabalho escrito no final de um curso e que o aprendizado não se atém a aspectos técnicos absorvidos em horas de estudos. O mais importante são as relações interpessoais criadas, pois ninguém faz nada sozinho, e o que melhor se aprende é a lidar com as dificuldades, que é inerente a tudo que fazemos na vida.

Agradeço à minha esposa, Meiry, minha cara metade há dezoito anos, e a nossos filhos Abigail, Larissa e Gustavo. São quem me impulsionam e motivam a procurar o melhor. São quem fornecem a estrutura necessária para enfrentamento das dificuldades e superação dos desafios. Obrigado pela compreensão, diante dos momentos furtados de convivência, necessários para concretização desse trabalho.

Agradeço a meus pais, José Ribamar e Maria de Fátima, que com muita sabedoria e esforço me oportunizaram estudar. Apesar das dificuldades e incertezas diárias enfrentadas, a educação dos filhos sempre foi prioridade, algo não tão comum diante de nosso contexto na época. Agradeço muito por isso, pois a educação me abriu as portas para um futuro melhor.

A meus irmãos, Léia, Van, Nei, Vânia e Meire, por sempre me apoiarem e acreditarem em mim. Já não temos o convívio diário de outrora, mas trago todos com muito carinho e orgulho e sei que a recíproca é verdadeira.

Os agradecimentos também devem ser estendidos aos amigos do SETEC – Setor Técnico Científico da Polícia Federal, que reúne pessoal de grande qualificação em diversas áreas e sempre dispostos a ajudar, dentre eles o Emerson, engenheiro de fortificação e construção, prestativo em incontáveis assuntos; Bruno, engenheiro eletricitista, que em tempo recorde preparou material sobre fasores e MatLab; Davi, agrônomo, com quem pude discutir assuntos de solos, isso sem falar nas aulas de inglês; Navarro, geólogo, que deu dicas sobre a origem e formação dos solos; Mozart, que embora engenheiro químico prestou socorro na estatística, além das discussões sobre métodos laboratoriais para determinação da energia necessária para calcinação da argila; e até o pessoal da contabilidade, como o Deósio, que me deu aulas sobre as tabelas dinâmicas do excel e ajudou no trabalho de viabilidade econômica do ASAC, além de

ser um grande incentivador para realização do mestrado; também ao chefe do setor, Wagner, que não criou óbices a realização de horários diferenciados de trabalho que me permitiram frequentar às aulas.

Agradeço à Professora Dra. Consuelo, sobretudo pelo exemplo de pessoa dedicada e competente. Seu entusiasmo, por si só, nos fortalece e motiva na busca pelo conhecimento. Obrigado Professor Dr. Hidembergue. É incrível vermos em alguém tamanha competência revestida de tanta simplicidade.

Por fim, agradeço à Universidade Federal do Amazonas - UFAM, em especial ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos da Amazônia (PPG-ENGRAM) por nos fornecer os meios necessários para ampliação do conhecimento que, por mais incremental que seja, fazendo uso dos temas de Provérbios 8:11, vale mais que as pérolas, e nenhuma joia se compara a ele.

*A felicidade não se resume  
na ausência de problemas, mas  
sim na sua capacidade de lidar  
com eles.*

*Albert Einstein*



## RESUMO

Na análise mecanicista, o módulo complexo é um parâmetro de importância fundamental para construção de modelos constitutivos do comportamento do concreto asfáltico. Dentre as opções mais modernas para sua obtenção, encontram-se os testes de flexão a quatro pontos, amplamente difundidos pela Europa. Como alternativa nacional para avaliação desses parâmetros, no presente estudo realiza-se testes de flexão a quatro pontos para obtenção do módulo dinâmico e ângulo de fase do concreto asfáltico, empregando-se condições representativas da Amazônia no tocante ao agregado graúdo e temperatura, que na superfície dos pavimentos alcança quase 60°C por longas horas do dia. Como agregado graúdo, ante a escassez regional de material pétreo, utilizou-se o ASAC – Agregado Sinterizado de Argila Calcinada, material promissor diante da abundância de matéria prima e viabilidade financeira e técnica. Como resultado dos testes, obteve-se pontualmente o módulo dinâmico e ângulo de fase a diversas frequências e temperaturas. Construíram-se curvas mestras aplicando-se o princípio da superposição tempo-temperatura e ajustaram-se os dados a um modelo fenomenológico, representando-se o módulo dinâmico por uma função contínua. Além disso, demonstrou-se que algumas imperfeições registradas pelo equipamento em condições de baixas solicitações não são apenas ruídos ou erros, mas decorrem da interferência da vibração natural da viga. Por fim, consideradas as condições locais de temperatura e tráfego, o módulo dinâmico apresentou variações abruptas, apresentando queda de até 93,3% em seu valor, situação em que o pavimento apresenta-se muito suscetível a deformações permanentes, problema recorrente nos pavimentos asfálticos locais.

**Palavras-chave:** módulo dinâmico, flexão a quatro pontos, agregado sinterizado de argila calcinada, Manaus.

## ABSTRACT

In mechanistic analysis, the complex modulus is a parameter of fundamental importance for the construction of constitutive models of the behavior of asphalt concrete. Among the more modern options for obtaining it, are the bending tests to four points, widespread in Europe. As an alternative to national evaluation of these parameters, in this study is carried out four-points bending tests to obtain the dynamic modulus and phase angle of the asphalt concrete, employing conditions representative of the Amazônia on the coarse aggregate and temperature on the road surface, with almost 60 ° C for many hours a day. As aggregate, against a regional shortage of stone material, we used the ASAC - Synthesized Calcined Clay Aggregate, promising material in front of plenty of raw materials and feasibility financial and technical. As a result of the tests, it has been found dynamic modulus and phase angle at different frequencies and temperatures. Master curves were constructed by applying the principle of time-temperature superposition and data fit to a phenomenological model representing the dynamic module by a continuous function. Furthermore, it was demonstrated that some imperfections recorded by the device in low loads are not only noise or errors but arise from interference of natural vibration of the beam. Finally, considering the local conditions of temperature and traffic, the dynamic module presented abrupt change, showing a drop of up to 93.3 % in value, in which the surface appears very susceptible to permanent deformation, recurring problem in pavements local asphalt.

**Keywords:** dynamic module, the four-point bending, synthesized calcined clay aggregate, Manaus.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Caráter viscoelástico do ligante (FHWA, 2000). .....	23
Figura 2.1 – Desenho esquemático do sistema de camadas e solicitações oriundas do tráfego (Kim, 2009). .....	29
Figura 2.2 – Microfissura na superfície de concreto asfáltico (Kim <i>et al</i> , 1997). .....	30
Figura 2.3 – Trincamento por fadiga em estágio avançado (FHWA, 2000). .....	31
Figura 2.4 – Deformação permanente (FHWA, 2000). .....	31
Figura 2.5 – Esquema de solicitação e resposta no ensaio de módulo complexo. ....	35
Figura 2.6 – Esquema de solicitação e resposta no ensaio de módulo complexo. ....	36
Figura 2.7 – Viga com flexão não-uniforme. ....	40
Figura 2.8 – Viga simples em flexão pura ( $M=MI$ ). .....	41
Figura 2.9 – Deformações em uma viga em flexão pura. ....	41
Figura 2.10 – Modos de vibração de uma viga bi rotulada .....	43
Figura 2.11 – Interação entre a vibração natural da viga e os pulsos de carga, variando-se amplitude provocada pela carga. ....	44
Figura 2.12 – Interação entre a vibração natural da viga e os pulsos de carga, variando-se a frequência de aplicação de carga. ....	45
Figura 2.13 – Ensaio de avaliação da resistência descritos na norma EN 12697-24 (Miranda, 2008). .....	46
Figura 2.14 – Modelo de viga para teste de flexão a quatro pontos. ....	48
Figura 2.15 – Viga com região central em flexão pura e extremidades em flexão não uniforme (Gere,2003). .....	48
Figura 3.1– ASAC a ser utilizado na pesquisa .....	52
Figura 3.2 – Curva característica da viscosidade do ligante em função da temperatura (FHWA, 2000). .....	54
Figura 3.3 – Pontos de controle para seleção granulométrica Superpave TMN 12.5mm. ....	57
Figura 3.4 – Confronto esquemático entre a curva de durabilidade e de estabilidade. ....	58
Figura 3.5 – Compactador Giratório Superpave do Geotec. ....	59
Figura 3.6 – Esquema de carregamento e vínculos da apoio do aparelho de flexão a quatro pontos (Fonte: Manual de referência IPC Global). .....	62
Figura 3.7 – Aparelho de flexão a quatro pontos disponível para os ensaios. ....	63
Figura 3.8 – Molde desenvolvido para confecção dos corpos de prova prismáticos. ....	66

Figura 3.9 – Molde desmontado.....	67
Figura 4.1 – Corpos de prova prismáticos obtidos com o molde concebido.....	73
Figura 4.2 – Tela do software capturada durante ensaio da viga 1.4 a 1Hz e 25°C.....	75
Figura 4.3 – Destaque das funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento.....	75
Figura 4.4 – Gráfico gerado diretamente com os dados constante do relatório para um corpo de prova submetido ao ensaio a 25°C e pulsos de 1Hz. ....	76
Figura 4.5 – Gráfico gerado diretamente com os dados constante do relatório para um corpo de prova submetido ao ensaio a 40°C e pulsos de 10Hz. ....	77
Figura 4.6 – Gráfico gerado diretamente com os dados constante do relatório para um corpo de prova submetido ao ensaio a 55°C e pulsos de 3Hz. ....	78
Figura 4.7 – Resultados dos ensaios para frequência de 10 Hz e temperaturas variadas. ....	79
Figura 4.8 – Ampliação da Figura 4.11b. ....	80
Figura 4.9 – Ampliação da Figura 4.11c. ....	80
Figura 4.10 – Gráfico gerado diretamente com os dados constante do relatório para um corpo de prova submetido ao ensaio a 25°C e pulsos de 20Hz. ....	81
Figura 4.11 – Gráfico gerado diretamente com os dados constante do relatório para um corpo de prova submetido ao ensaio a 45°C e pulsos de 20Hz. ....	81
Figura 4.12 – Evolução dos registros de deflexões para pulsos de carga com frequência 20Hz e corpo de prova entre 25°C a 55°C. ....	83
Figura 4.13 – Módulo de rigidez dinâmico. ....	87
Figura 4.14 – Curva com pares de deslocamento e frequência limites para ensaios de flexão a quatro pontos para o material em estudo, a 25°C.....	89
Figura 4.15 – Módulo de rigidez dinâmico em função da temperatura para as diversas frequências.....	90
Figura 4.16 – Tempo de pulso de carga equivalente em função da velocidade do veículo e profundidade. ....	91
Figura 4.17 – Curva mestra para o módulo dinâmico a 40°C.....	93
Figura 4.18 – Curva mestra para o módulo dinâmico a 40°C, excluindo-se os resultados dos ensaios com aplicação de carga à frequência de 20Hz. ....	94
Figura 4.19 – Curva mestra para o módulo dinâmico a 25°C.....	95
Figura 4.20 – Curva mestra para o módulo dinâmico a 55°C.....	96

Figura 4.21 – Curvas mestras para o módulo dinâmico e temperaturas entre 25°C e 55°C. ....	97
Figura 4.22 – Curva representativa da equação de regressão do módulo dinâmico.....	101
Figura 4.23 – Pulsos de carga e deslocamento para corpo de prova a 50°C e 1Hz. Resultados dos ajustes sobre os dados originais do ensaio.....	103
Figura 4.24 – Pulsos de carga e deslocamento para corpo de prova a 30°C e 20Hz. Resultados dos ajustes sobre os dados originais do ensaio.....	104

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 - Temperaturas nas superfícies dos pavimentos. ....	24
Tabela 3.1 - Especificação brasileira para CAP (DNIT 095/2006 - EM).....	55
Tabela 3.2 - Composição da Faixa Granulométrica Superpave TMN 12.5mm. ....	57
Tabela 3.3 - Número de giros em função do tráfego (ASTM D 6925). ....	59
Tabela 3.4 - Parâmetros para dosagem Superpave. ....	60
Tabela 4.1 - Caracterização física dos agregados. ....	68
Tabela 4.2 - Distribuição granulométrica. ....	68
Tabela 4.3 - Distribuição granulométrica do ASAC fracionado. ....	69
Tabela 4.4 - Distribuição granulométrica do ASAC fracionado. ....	69
Tabela 4.5 - Parâmetros de compactação para o corpo de prova 1 de cada mistura. ....	70
Tabela 4.6 - Parâmetros de compactação para o corpo de prova 2 de cada mistura. ....	70
Tabela 4.7 - Avaliação dos parâmetros obtidos nos teores de ligante iniciais. ....	70
Tabela 4.8 - Parâmetros de compactação para o corpo de prova 1 da mistura 2. ....	71
Tabela 4.9 - Parâmetros de compactação para o corpo de prova 2 da mistura 2. ....	71
Tabela 4.10 - Avaliação dos parâmetros obtidos nos teores de ligante iniciais. ....	71
Tabela 4.11 - Dados dos corpos de prova moldados. ....	74
Tabela 4.12 - Relatório gerado pelo software para a viga 1.4 a 25°C .....	74
Tabela 4.13 - Últimas linhas do relatório gerado para um dos corpos de prova submetidos ao ensaio a 25°C e pulsos de 1Hz. ....	76
Tabela 4.14 – Frequências de vibração natural da viga (n=1) para situação de carregamento e temperatura aplicada, em Hz. ....	77
Tabela 4.15 – Frequências de vibração natural. Paralelo entre valores medidos e calculados. ....	81
Tabela 4.14 - Módulo de Rigidez Dinâmico (MPa) para os corpos de prova a 25°C. ....	85
Tabela 4.15 - Módulo de Rigidez Dinâmico (MPa) para as diversas temperaturas e frequências. ....	86
Tabela 4.16 - Quadro resumo com o Módulo de Rigidez Dinâmico (MPa) para as diversas temperaturas e frequências. ....	87
Tabela 4.17 - Amplitude dos deslocamentos obtidos, em $\mu\text{m}/\text{m}$ . ....	88
Tabela 4.18 - Fatores de translação horizontal do módulo dinâmico, referente a 40°C. ....	92
Tabela 4.19 - Fatores de translação horizontal do módulo dinâmico, referente a 25°C. ....	95
Tabela 4.20 - Fatores de translação horizontal do módulo dinâmico, referente a 25°C. ....	95
Tabela 4.21 - Dados utilizados para regressão. ....	98

Tabela 4.22 - Quadro comparativo entre os resultados das curvas mestras e da equação resultante da regressão. ....	99
Tabela 4.23 - Ângulos de fase (°C) apresentados nos relatórios do software controlados dos ensaios. ....	102
Tabela 4.24 - Ângulos de fase (°C) apresentados nos relatórios do software controlados dos ensaios. Resumo dos valores médios.....	103
Tabela 4.25 - Ângulos de fase (°C) obtidos após ajustes dos dados.....	104

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AAUQ	Areia asfalto usinada a quente
ASAC	Agregado Sinterizado de Argila Calcinada
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CA	Concreto Asfáltico
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBR	<i>Califórnia Bearing Ratio</i>
CGS	Compactador Giratório Superpave
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CP	Corpo-de-Prova
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
DRF	Distrito Rodoviário Federal
$F_a$	Fator de absorção
GEOTEC	Grupo de Geotecnia
$G_c$	Massa específica do ligante
Gmb	<i>Bulk Specific Gravit</i>
Gmm	<i>Maximum Specific Gravity</i>
Gsa	Densidade real
Gsb	Densidade aparente
Gsbssd	Densidade aparente na condição superfície saturada
Gse	Densidade efetiva
$G_{se}$	Massa específica efetiva da composição de agregados
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
Mag	Massa de agregado
MR	Módulo de Resiliência
N/NE	Norte-Nordeste
$N_{des}$	Número de giros do projeto
$N_{ini}$	Número de giros inicial
$N_{máx}$	Número de giros máximo
Pag	Percentual de agregados na mistura
PC	Pontos de Controle
$P_l$	Teor de ligante



P <sub>le</sub>	Teor de ligante efetivo
P <sub>li</sub>	Teor de ligante inicial
RBV	Relação Betume-Vazios
RBV	Relação Betume/vazios
RPB	Relação pó/betume efetivo
RT	Resistência à tração por compressão diametral
RVE	Elemento Representativo de Volume
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
Superpave	<i>Superior Performance Asphalt Pavements</i>
TMN	Tamanho Máximo Nominal
UTM	<i>Universal Technical Machine</i>
V <sub>a</sub>	Vazios com ar
VAM	Vazios no Agregado Mineral
V <sub>la</sub>	Volume de ligante absorvido pelo agregado
V <sub>le</sub>	Volume de ligante efetivo
V <sub>v</sub>	Volume de Vazios
W <sub>ul</sub>	<i>Loose Unit Weight</i>
W <sub>ur</sub>	<i>Rodded Unit Weight</i>
ZR	Zona de Restrição

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\varepsilon_0$	amplitude de deformação
$\sigma_0$	amplitude de tensão
$\varphi$	ângulo de fase
$\varepsilon$	deformação
$\sigma$	tensão
$\delta$	ângulo de fase
$\omega$	frequência de aplicação da carga
$\tilde{\omega}$	frequência reduzida
$\omega_{Tref}$	frequência da temperatura de referência
$D(t)$	função fluência ( <i>creep compliance</i> )
$E(t)$	módulo de relaxação
$E$	módulo de elasticidade
$E^*$	módulo complexo
$ E^* $	módulo dinâmico
$E''$	parte imaginária do módulo complexo ( <i>loss modulus</i> )
$E'$	parte real do módulo complexo ( <i>storage modulus</i> )
$t_i$	fração de tempo entre os picos de tensão e deformação
$t_p$	tempo de um ciclo de carga
$\varnothing$	diâmetro
$^{\circ}\text{C}$	graus Celsius
$\Delta t$	tempo de defasagem
$a_T$	fator de translação horizontal ( <i>horizontal shift factor</i> )
$D$	diâmetro do corpo-de-prova
$F$	carga de Ruptura
$G^*$	módulo complexo de cisalhamento
$H$	Altura do corpo-de-prova
$T$	temperatura
$ E_e^* $	módulo complexo de equilíbrio, quando $f \rightarrow 0$
$ E_g^* $	módulo complexo de equilíbrio, quando $f \rightarrow \infty$
$M$	momento fletor

$V$	esforço cortante
$P$	carga
$I$	momento de inércia de área
$\theta$	declividade
$\rho$	densidade
$A$	área da seção transversal
$l$	comprimento
$\Delta$	deflexão da viga
$L$	comprimento da viga
$b$	largura da viga (base)
$h$	altura da viga.
$\nu$	coeficiente de <i>Poisson</i> .

## SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>20</b>
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>20</b>
1.1 Caracterização do Problema .....	20
1.2 Objetivos .....	24
1.2.1 Objetivo geral.....	24
1.2.2 Objetivos específicos .....	25
1.3 Justificativa.....	25
1.4 Organização da Dissertação .....	27
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	<b>28</b>
<b>2 REVISÃO DE LITERATURA</b> .....	<b>28</b>
2.1 Fundamentação Teórica .....	28
2.1.1 Mecânica dos Pavimentos.....	28
2.1.2 Mecanismos de Degradação dos Pavimentos .....	29
2.1.3 Modelagem do Concreto Asfáltico .....	32
2.1.4 Módulo de Rigidez ou Módulo Complexo .....	33
2.1.5 Modelagem dos Valores do Módulo Dinâmico.....	37
2.1.6 Tensões e Deformações nas Vigas.....	39
2.1.7 Vibrações de Vigas .....	42
2.2 Métodos de Ensaios Laboratoriais para Obtenção do Módulo Dinâmico.....	45
2.2.1 Ensaios de Flexão em quatro pontos.....	47
<b>CAPÍTULO 3</b> .....	<b>50</b>
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>50</b>
3.1 Materiais Utilizados .....	50
3.1.1 Agregados Sinterizados de Argila Calcinada - ASAC .....	50
3.1.2 Ligantes Asfálticos.....	53
3.1.3 Especificações do Cimento Asfáltico .....	54
3.1.4 CAP empregado nos exames .....	55
3.1.5 Outros Materiais.....	56
3.2 Dosagem das Misturas Asfálticas.....	56
3.2.1 Dosagem Mineral.....	56
3.2.2 Teor de Projeto.....	57
3.3 Procedimentos de Ensaios .....	62
3.3.1 Equipamento .....	62
3.3.2 Ensaios de Módulo de Rigidez Dinâmica ou Módulo Complexo.....	63
3.4 Confeção dos Corpos de Prova.....	65
<b>CAPÍTULO 4</b> .....	<b>68</b>
<b>4 RESULTADOS E ANÁLISES</b> .....	<b>68</b>
4.1 Caracterização dos Materiais.....	68
4.1.1 Agregados .....	68
4.1.2 Dosagens das Misturas Asfálticas.....	69
4.1.3 Moldagem dos Corpos de Prova .....	72
4.2 Caracterização Mecânica.....	74
4.2.1 Análise das Vibrações Naturais das Vigas.....	76
4.2.2 Módulo de Rigidez Dinâmico (Módulo Complexo).....	85
4.2.3 Curvas Mestras do Módulo de Rigidez Dinâmico (Módulo Complexo).....	92
4.2.4 Ângulos de Fase.....	101

4.2.5	Ensaio de Flexão x Compressão/Tração Axial.....	105
<b>CAPÍTULO 5</b>	.....	<b>106</b>
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>106</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	.....	<b>109</b>
<b>APÊNDICE A</b>	.....	<b>115</b>
<b>APÊNDICE B</b>	.....	<b>120</b>

# Capítulo 1

---

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Caracterização do Problema

Os pavimentos rodoviários compreendem um sistema complexo de multicamadas de vários materiais diferentes, submetidos a esforços provenientes de inúmeras combinações de carregamento e oriundos do tráfego irregular de veículos e condições ambientais diversas (Kim, 2009).

No caso dos pavimentos com revestimentos asfálticos, as camadas inferiores, chamadas de base, sub-base e reforço do subleito, são de grande importância estrutural e delas dependem diretamente a qualidade do pavimento, devendo ser dimensionadas de modo a garantir melhor desempenho e maior vida útil. Uma das abordagens é limitar as tensões e deformações por meio de combinações adequadas de materiais (essencialmente solo) e espessuras de cada camada (Medina, 1997).

Na engenharia, o dimensionamento de elementos estruturais tradicionais, em geral, é realizado em função das características elásticas dos corpos (concreto, aço etc.), representadas pelo módulo de elasticidade ( $E$ ), que descreve a deformação recuperável dos corpos em função da tensão a que são submetidos. Essa deformação é diretamente proporcional à tensão submetida e geralmente pode ser considerada linear até certos limites.

No que concerne aos pavimentos, mais precisamente ao revestimento dos pavimentos flexíveis, os compósitos asfálticos são amplamente empregados. Porém não podem ser modelados da mesma forma que os elementos estruturais tradicionais trabalhados pela engenharia civil e, por isso, historicamente foram dimensionados a partir de elementos empíricos, como o método do CBR, o que já não atende às exigências técnicas cada vez maiores dos pavimentos. Melhor racionalização no dimensionamento dos pavimentos é necessária para adequar a estrutura das rodovias ao aumento da carga e do volume de tráfego, sem perder de vista as questões econômicas, a fim de se evitar desperdícios e garantir melhor aplicação dos recursos despendidos, normalmente oriundos do poder público.

Assim, o desenvolvimento de modelos realísticos é de grande importância, mesmo englobando grandes desafios, diante da enorme quantidade de variáveis envolvidas. Nesse sentido, o Programa de Pesquisa Rodoviária Estratégica (SHRP), desenvolvido pelos Estados Unidos, iniciou uma gama de estudos introduzindo princípios de mecânica no projeto de pavimentos (Kim, 2009).

Ocorre que o comportamento mecânico dos compósitos asfálticos é complexo. A título de ilustração, sua consideração como elástico linear, embora simplifique a análise, só é válida para situações muito específicas, como no caso em que a carga aplicada é pequena em relação à resistência, seu período de aplicação é curto e a repetição se dá em ciclos suficientemente longos (Huang, 1993). Dessa forma, para análise mais detalhada, deve-se considerar o comportamento viscoelástico característico das misturas asfálticas.

Quanto ao dimensionamento, o objetivo é evitar a ocorrência de defeitos nos pavimentos, destacando-se o trincamento por fadiga e a deformação permanente. O primeiro tem sido avaliado a partir dos resultados de ensaios de vida de fadiga das misturas asfálticas. O segundo costuma ser caracterizado a partir da realização de ensaios de *creep*, de onde se extrai algumas propriedades viscoelásticas das misturas, ou através de ensaios que buscam reproduzir as condições reais de tráfego. Outros ensaios também são realizados com objetivo de melhor caracterizar as misturas asfálticas, considerando-se seu comportamento viscoelástico, destacando-se os ensaios de módulo de resiliência e módulo complexo.

Outra dificuldade na análise do comportamento mecânico dos compósitos asfálticos refere-se à sua composição, produto da associação de agregados minerais (cimento, areia e pedregulho, por exemplo) e de ligantes asfálticos, que resultam em uma mistura com materiais de características mecânicas distintas. Apesar disso, diante da grande complexidade do problema que seria considerar de forma discreta cada um desses componentes, tradicionalmente os estudos realizados o consideram um meio contínuo, o que implica em mais limitações nos resultados.

No tocante aos agregados minerais, costuma-se utilizar materiais pétreos, como a brita proveniente de rochas, ou, alternativamente, diante de sua escassez, como ocorre na região amazônica, seixo rolado proveniente do leito dos rios, o que causa sérios impactos ambientais e também não se apresenta em abundância, o que influencia significativamente na baixa qualidade dos pavimentos em geral, inclusive das vias

urbanas, motivando pesquisas por alternativas viáveis e sustentáveis para esse componente.

Nesse sentido, produtos artificiais como o Agregado Sintético de Argila Calcinada – ASAC, a ser utilizado como agregado graúdo, mostra-se promissor, havendo diversos estudos que apontam sua viabilidade técnica para uso na massa asfáltica (Vieira, 2000; Nascimento, 2005; Frota *et al.*, 2006; Frota *et al.*, 2007; Santos *et al.*, 2007; Silva, 2011).

Além da viabilidade técnica, recente trabalho desenvolvido por Silva (2013), aponta para viabilidade econômica de produção em larga escala do ASAC, com potencial de atender toda demanda por agregado graúdo na região amazônica, inclusive a demanda reprimida. Com efeito, análise detalhada, no contexto econômico do período analisado, apontou fato promissor: na produção para a aplicação direta na obra civil, situação em que apenas os custos diretos de produção compõem o custo, o ASAC se apresentaria com valor 34,5% inferior ao preço do agregado aluvionar, este, ressalta-se, abaixo da sua média histórica. Computando-se custos adicionais de transporte para o seixo rolado, quando o local da obra é distante dos centros comerciais, a vantagem financeira do ASAC aumenta de forma expressiva, a ponto de alcançar preço 77% inferior ao do seixo rolado (por exemplo, para uma distância média de 400 km).

Quanto ao ligante, devem ser consideradas suas características viscoelásticas, pois sua consistência e deformação são variáveis em função da temperatura e do tempo de aplicação da carga. Ou seja, a altas temperaturas, o ligante apresenta-se como fluido viscoso e, a baixas temperaturas, a parcela de influência viscosa diminui e apresenta-se como sólido elástico para cargas aplicadas em curtos intervalos de tempo (Figura 1.1). Daí a necessidade de compatibilização das características viscosas do ligante com a temperatura de serviço.



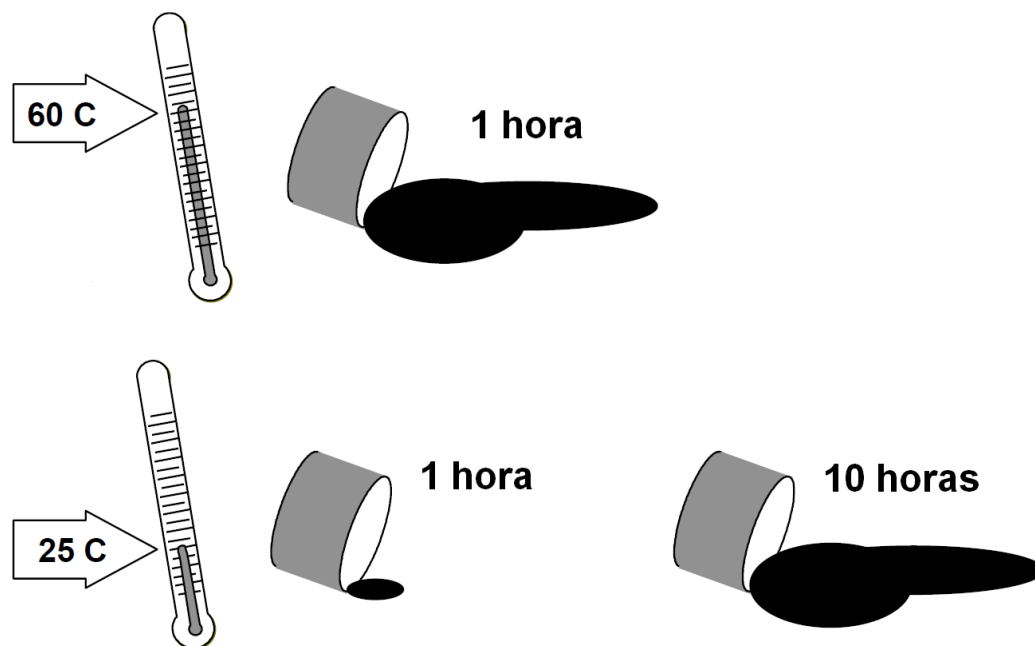


Figura 1.1 – Caráter viscoelástico do ligante (FHWA, 2000).

Em geral, as normas técnicas relacionadas ao estudo do desempenho mecânico dos compósitos asfálticos indicam a temperatura média de 25°C como parâmetro. Quando muito, sugerem avaliação a 40°C, a exemplo da ASTM D 3497, que norteia ensaios de módulo dinâmico, e estabelece que os mesmos devam ser realizados a temperaturas de 5, 25 e 40°C.

Essas normas, no entanto, não são adequadas às condições ambientais da região amazônica. No caso específico de Manaus, estudo desenvolvido por (Picanço *et al*, 2011), demonstrou que nos meses mais quentes do ano a temperatura na superfície dos pavimentos asfálticos pode alcançar cerca de 60°C, com uma média de 47,46°C para o caso de revestimentos com AAUQ – Areia Asfalto Usinada a Quente (Tabela 1.1).

No caso específico de Manaus, as vias urbanas apresentam deterioração prematura por diversas causas, destacando-se rotineiramente o uso de material inadequado, como a ausência de material pétreo, mas pouco se enfatizando a incompatibilidade dos ligantes às temperaturas locais.

Tabela 1.1 -Temperaturas nas superfícies dos pavimentos.  
Fonte: Picanço *et al*, 2011

Horário	Tipo de superfície			
	CA	AA	PR	GR
06:30	27,10	27,90	27,80	25,20
07:30	29,70	30,80	30,00	27,60
08:30	34,60	38,20	35,00	31,50
09:30	40,60	45,50	40,60	34,90
10:30	46,20	53,50	45,20	39,60
11:30	49,30	57,40	48,00	40,90
12:30	51,10	58,90	50,20	42,00
13:30	52,85	59,70	51,40	41,50
14:30	50,60	57,20	50,60	42,40
15:30	48,00	53,10	47,50	35,40
16:30	44,30	47,90	43,00	33,70
17:30	36,40	39,40	37,60	29,20
<b>Média</b>	<b>42,56</b>	<b>47,46</b>	<b>42,24</b>	<b>35,33</b>

CA – Concreto Asfalto; AA – Areia-Asfalto;  
PR – Pavimento Rígido; GR - Grama

Dessa forma, propõem-se obter o entendimento, com maior rigor, do desempenho mecânico de misturas asfálticas, especialmente as produzidas com ASAC como agregado graúdo, considerando-se suas características viscoelásticas, comparando-se o desempenho do ligante quando submetido a aumento de temperatura compatível com as condições locais, determinando-se o módulo complexo a partir de ensaios de flexão a quatro pontos.

## 1.2 Objetivos

### 1.2.1 Objetivo geral

Análise do efeito do aumento de temperatura no comportamento mecânico de compósitos asfálticos confeccionados com o agregado sinterizado de argila calcinada e CAP, mediante ensaios de rigidez com realização do experimento com vigotas por flexão a quatro pontos. Tal abordagem auxiliará na proposição de alternativas ao histórico processo de deterioração estrutural precoce das vias do Município de Manaus, tanto no que se refere ao melhor entendimento do comportamento mecânico desse material alternativo, quanto na melhor identificação das causas dos problemas nos pavimentos locais.

### 1.2.2 *Objetivos específicos*

- Avaliar o comportamento mecânico dos compósitos asfálticos submetidos a níveis de temperatura e tráfego condizentes com as condições locais;
- Aplicação da metodologia Superpave para dosagem de misturas asfálticas confeccionadas com ASAC, incluindo a utilização do Compactador Giratório Superpave;
- Viabilizar meios de moldagem de corpos de prova prismáticos, em formato de vigas, para realização de ensaios de flexão;
- Determinar, por meio de experimentos de flexão a quatro pontos, o módulo dinâmico de misturas asfálticas confeccionadas com ASAC, a várias frequências e altas temperaturas, condizentes com as condições climáticas de Manaus/AM;
- Aferir a qualidade dos resultados obtidos e identificar a causa de eventuais perturbações no registro dos dados;
- Obter a curva mestra do módulo dinâmico, mediante o traslado entre frequência e temperatura, a fim de se obter o valor do módulo dinâmico para frequências que não podem ser aplicadas experimentalmente;
- Averiguar a viabilidade da aplicação de métodos computacionais para modelagem do módulo dinâmico a partir de modelos aleatórios e de modelos fenomenológicos.

### 1.3 **Justificativa**

Dados divulgados pela CNT – Confederação Nacional do Transporte, em seu boletim n. 206, de dezembro de 2012, apontam que o Brasil possui malha viária com cerca de 1.600.000 km, incluindo-se rodovias das esferas municipal, estadual e federal, dos quais apenas 220.000 km são pavimentados.

A fim de avaliar as condições das rodovias brasileiras pavimentadas, foi empreendida pesquisa que avaliou diretamente 95.707 km, concluindo-se que 62,7% do total apresentam situação geral classificada de péssimo a regular e apenas 33,3% como bom ou ótimo (CNT, 2012). Especificamente em relação às condições da superfície do pavimento, os estudos apontam que apenas 26,7% estão totalmente perfeita e o restante está classificado como desgastada, trinca em malha/remendo,

afundamentos/ondulações/buracos ou totalmente destruída. Apesar das condições desfavoráveis da malha viária, a mesma pesquisa indica que dela depende o transporte de 61,1% de toda carga transportada no país.

Estima-se que são necessários 177,5 bilhões de investimento para modernização da infraestrutura rodoviária, incluindo-se construção de novas rodovias, pavimentação, duplicação e recuperação de pavimento. Apesar de ser uma alta soma, esse investimento poderia diminuir sobremaneira o custo operacional dos veículos, seja em manutenção ou combustível, com implicações diretas no custo do transporte, que atualmente diminui a competitividade dos produtos nacionais. O acréscimo médio no custo de manutenção dos veículos, dadas às más condições rodoviárias, é de 23%. Além disso, uma malha rodoviária em boas condições poderia ocasionar redução de até 5% no consumo de combustíveis.

Focando-se nas condições da malha viária regional, a situação é ainda mais crítica, apontando-se que o estado do Amazonas não conta com nenhuma rodovia que possa ter seu estado geral classificado com bom ou ótimo. Para essa região, a pesquisa aponta os seguintes percentuais para as condições gerais: 22,5% péssima, 47,1% ruim e 30,4% regular. Além disso, a única rodovia federal efetiva do estado, BR-174, está classificada como uma das dez piores rodovias do país. O estado do Amazonas, além das dificuldades enfrentadas em âmbito nacional, como os limitados recursos para investimento, conta com um desafio adicional: escassez de material adequado para construção e manutenção de rodovias.

Diante desse cenário, o presente estudo se mostra relevante por buscar maior entendimento da mecânica dos pavimentos, o que irá contribuir para o dimensionamento mais racional de sua estrutura, que até hoje é realizado com grande parcela empírica. Com isso, pode-se melhorar a eficiência na aplicação dos recursos públicos, evitando-se, por um lado, a degradação precoce dos pavimentos e, por outro lado, o desperdício de recursos com a construção de estruturas superdimensionadas.

Além da importância geral já relatada, o presente estudo reforça o empenho da academia local pelo desenvolvimento de novos materiais capazes de substituir com eficiência os materiais pétreos utilizados tradicionalmente em pavimentação, mas indisponíveis em nossa região, o que pode contribuir de forma importante na melhoria da infraestrutura viária do Estado do Amazonas e da Cidade de Manaus.

## **1.4 Organização da Dissertação**

Encontra-se subdividida em capítulos, iniciando-se por introduzir o assunto, no Capítulo 1, com a caracterização do problema e descrição dos objetivos do estudo, bem como com a descrição da motivação do mesmo.

A revisão da literatura, onde se apresenta toda fundamentação teórica para desenvolvimento dos estudos objetivados estão agrupadas no Capítulo 2. Neste, aborda-se a questão da mecânica dos pavimentos, onde se inserem as questões relativas ao módulo dinâmico, parâmetro em destaque no presente estudo e faz-se uma breve apresentação da teoria das vigas, indispensável para entendimento do ensaio de flexão a quatro pontos. Ainda no Capítulo 2 são detalhados os métodos teóricos de ensaios, sobretudo os aplicados nos experimentos aqui realizados.

No Capítulo 3 descrevem-se os materiais utilizados e métodos de ensaios de caracterização, passando-se pela metodologia de dosagem de misturas asfálticas aplicada e procedimentos detalhados do ensaio de flexão a quatro pontos, descrevendo-se o equipamento e a confecção dos corpos de prova.

Os resultados alcançados com a caracterização dos materiais, a dosagem e os ensaios mecânicos realizados com os compósitos asfálticas englobam o Capítulo 4, onde se interpretam detalhadamente os dados obtidos com os exames.

Seguindo-se na dissertação, encontram-se no Capítulo 5 as conclusões gerais obtidas e a interpretação das observações registradas durante a realização dos experimentos, bem como se expõem as recomendações e sugestões de trabalhos futuros.

## Capítulo 2

---

### 2 REVISÃO DE LITERATURA

#### 2.1 Fundamentação Teórica

##### 2.1.1 Mecânica dos Pavimentos

Nos primeiros dois terços do século XX a caracterização dos materiais de construção de pavimentos era estritamente empírica, destacando-se o método do CBR para seu dimensionamento. Neste método, o foco é basicamente o subleito e as deformações permanentes e não considera as características intrínsecas das misturas asfálticas do revestimento.

Melhor racionalização no dimensionamento dos pavimentos passou a ser necessária para adequar a estrutura das rodovias ao aumento da carga e do volume de tráfego, sem perder de vista as questões econômicas, a fim de se evitar desperdícios e garantir melhor aplicação dos recursos despendidos, normalmente oriundos do poder público.

Com esse objetivo, a aplicação de métodos racionais, ou mecanísticos, passou a ser introduzido no projeto de pavimentos, o que depende do conhecimento das propriedades mecânicas dos materiais. Dessa forma, a AASHTO – *American Association of State High way and Transportation Officials*, desde 1986 recomenda o uso do módulo de resiliência, por exemplo (AASHTO, 1993).

O foco passou então do subleito para as camadas superiores, incluindo-se o revestimento betuminoso. Foi dado destaque à deformabilidade, ao problema do trincamento progressivo do revestimento asfáltico e ao estudo de misturas que ressaltem determinadas características, como resistência estrutural, drenabilidade e atrito superficial. Essa nova abordagem e a concepção do pavimento como um sistema de camadas constitui o que passou a ser denominada mecânica dos pavimentos (Motta e Medina, 2006).

A estrutura dos pavimentos asfálticos, com essa concepção de sistema de camadas é constituída por quatro camadas principais: revestimento asfáltico, base, sub-base e reforço do subleito, podendo ser suprimidas algumas, de acordo com a

necessidade. Cada uma tem a função de receber a carga superior e transmiti-la de forma atenuada para a camada inferior subsequente, limitando-se as tensões e deformações na estrutura do pavimento por meio de uma combinação adequada de materiais e espessuras (Figura 2.1). Este é o objetivo da mecânica dos pavimentos (Medina, 1997).

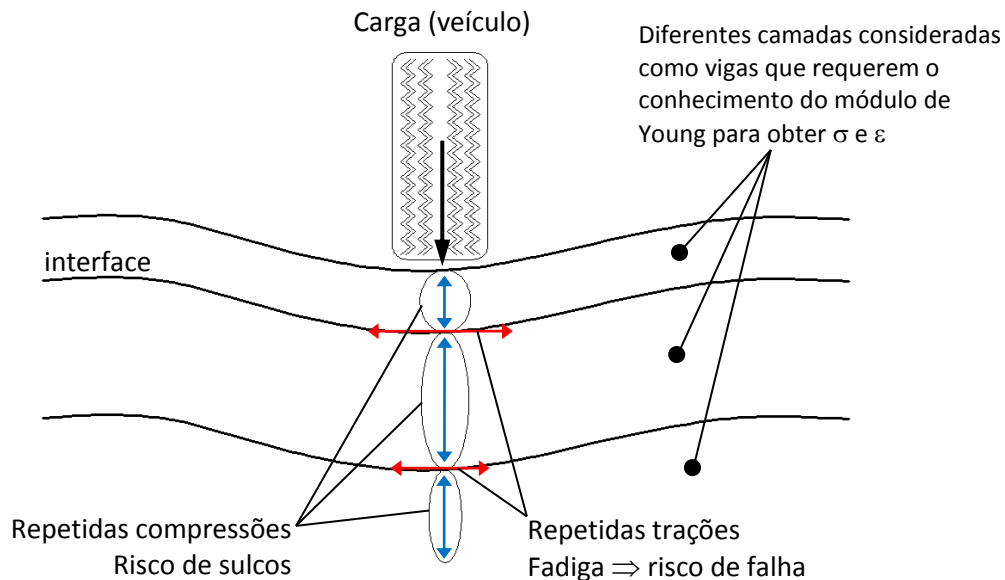


Figura 2.1 – Desenho esquemático do sistema de camadas e solicitações oriundas do tráfego (Kim, 2009).

Como já mencionado, uma análise mais realística do comportamento mecânico dos pavimentos exige a consideração de modelos complexos, como o da elasticidade não linear, para materiais granulares, e o da viscoelasticidade ou viscoplasticidade, para materiais betuminosos, bem como o estudo da interação entre os dois, já que trabalham em conjunto num mesmo compósito. No que concerne ao modelo de carga, deve-se considerar suas componentes vertical, transversal e longitudinal, bem como seu caráter dinâmico em função da velocidade do veículo, e a variação de sua magnitude, que depende tanto da carga quanto da pressão de enchimento de pneus e do sistema de suspensão dos veículos.

### 2.1.2 Mecanismos de Degradação dos Pavimentos

São vários os problemas que podem se manifestar nos pavimentos, decorrendo daí dezenas de terminologias para conceituá-los. No caso dos defeitos de superfície, por exemplo, costuma-se classificá-los em fendas, afundamentos, corrugação e ondulações

transversais, exsudação, desgaste ou desagregação, panela, buraco e outros. Apesar da grande quantidade de nomes dados aos defeitos, sua origem, em geral, advém apenas de duas causas: fissuras e deformações permanentes.

As trincas ocasionam diversos outros defeitos, por isso a importância de evitá-las. Suas causas estão associadas à retração, no caso de climas frios, ou a solicitações de cargas acima da resistência do pavimento, seja do revestimento ou das subcamadas. No caso das solicitações, um dos maiores problemas são os trincamentos por fadiga, oriundos de um processo contínuo e evolutivo em razão da repetição da carga (situação típica de pavimentos). Nesse caso, as trincas iniciam-se como pequenas fissuras, de difícil visualização (Figura 2.2), algumas das quais evoluem para fendas maiores até a ruptura total do pavimento (Figura 2.3). A partir desse defeito, a degradação do pavimento acelera-se, com enfraquecimento progressivo da estrutura do pavimento, devido à entrada da água pelas fendas, originando-se diversos outros problemas.

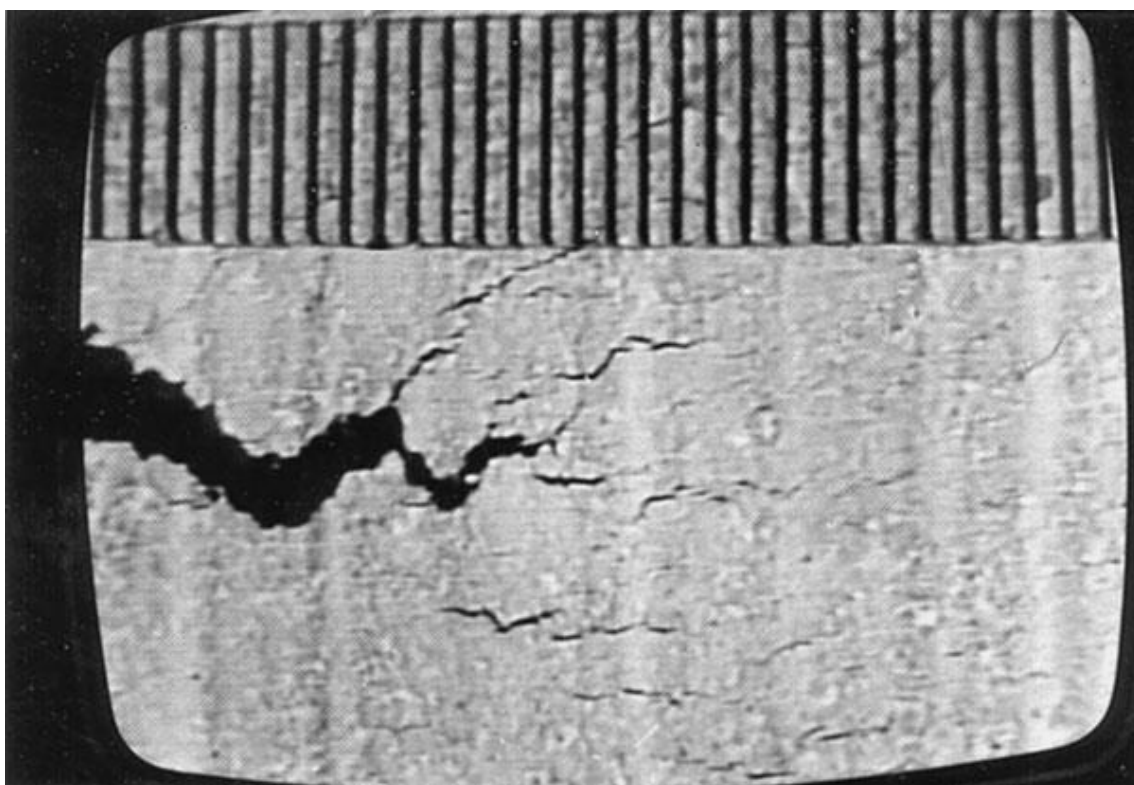


Figura 2.2 – Microfissura na superfície de concreto asfáltico (Kim *et al*, 1997).





Figura 2.3 – Trincamento por fadiga em estágio avançado (FHWA, 2000).

As deformações permanentes podem ser reflexos da capacidade de suporte insuficiente das subcamadas ou do próprio revestimento asfáltico, assim como de ambos simultaneamente (Figura 2.4). Esse problema se agrava quando o pavimento é submetido a altas temperaturas e/ou lentas taxas de carregamento, pois nessas condições o ligante asfáltico torna-se pouco rígido para suportar a carga e, portanto, o principal tipo de dano é a deformação permanente devido à mudança de volume, em razão de densificação e rearranjo das partículas do agregado causado pelo fluxo de cisalhamento (Kim, 2009).

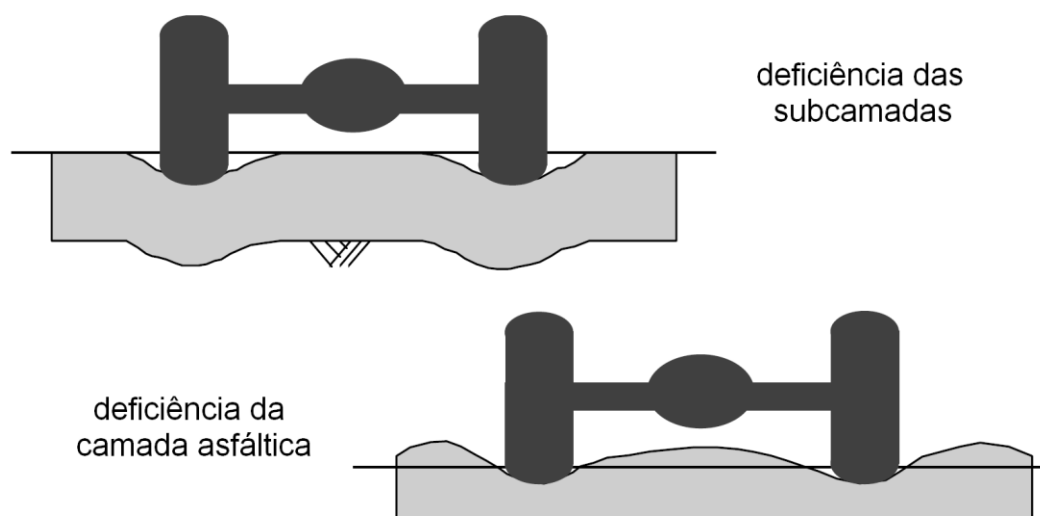


Figura 2.4 – Deformação permanente (FHWA, 2000).

Esses defeitos estão associados ao módulo dinâmico e ao ângulo de fase. Nesse caso, menores módulos dinâmicos e maiores ângulos de fase implicam em maiores deformações. O módulo dinâmico depende diretamente dos materiais empregados na pavimentação. No caso do pavimento, é influenciado pela escolha dos agregados e do ligante, assim como pela proporção entre eles. Excesso de ligante, por exemplo, pode ocasionar maiores deformações dada a grande parcela de comportamento viscoso do mesmo, e uma má distribuição granulométrica dos agregados pode gerar uma matriz pétreia menos resistente, sobretudo quando o agregado graúdo encontra-se ausente.

A correta adequação entre as camadas também é de grande importância, devendo haver compatibilidade entre as mesmas para que todas trabalhem com maior eficácia. Por exemplo, uma camada de revestimento fina e rígida assentada sob uma base altamente deformável não transmitirá a carga para baixo da forma devida, sofrerá esforço de tração excessivo e conseqüentemente irá fissurar precocemente.

### *2.1.3 Modelagem do Concreto Asfáltico*

As questões envolvidas na modelagem do concreto asfáltico são detalhadas por Kim (2009), que aborda as duas abordagens modernas. A abordagem tradicional, de previsão do desempenho, inicia-se com a previsão de resposta do pavimento, como as tensões e deformações, utilizando-se das ferramentas da teoria da elasticidade aplicadas a um complexo de multicamadas, por exemplo. As respostas calculadas a partir do modelo estrutural são, então, os parâmetros de entrada para o modelo de rendimento que visa determinar a vida útil do pavimento. Esta abordagem é adotada na maioria dos métodos recentes mecanicista-empíricos de projeto do pavimento.

Essa abordagem tradicional em duas etapas apresenta algumas deficiências. Por exemplo, não pode prevê com precisão a evolução e o mecanismo de danos dos pavimentos em razão da complexidade das combinações de tipos de materiais e espessuras de camadas. Uma abordagem integrada apresentaria resposta mais realista, partindo-se da definição do comportamento constitutivo do material no elemento representativo de volume - RVE.

Nesta nova abordagem, que combina modelos de materiais e o modelo de resposta do pavimento, o modelo de material descreve o comportamento tensão-deformação do material no RVE. O modelo de material é então implementado no modelo de resposta do pavimento em que são aplicadas as condições de contorno da

estrutura do pavimento em questão. Esta abordagem permite a avaliação precisa dos efeitos da mudança na rigidez de cada camada devido ao crescimento dos danos que ocorrem no pavimento, mas requer grande esforço computacional, o que leva a sua inviabilização na grande maioria dos casos.

#### 2.1.4 *Módulo de Rigidez ou Módulo Complexo*

Lytton, (2000) aborda as características gerais da rigidez do Concreto Asfáltico. De modo bem simples, a rigidez é uma propriedade do concreto asfáltico definida como a inclinação de uma curva tensão x deformação. Trata-se de uma propriedade do material e, como tal, independe do aparelho utilizado para medição, tamanho ou forma da amostra. Existem, porém, diversas curvas de tensão x deformação que podem ser utilizadas para medição, o que definirá que rigidez será medida. Também são diversos os fatores que influenciam na rigidez, podem-se mencionar taxa de carregamento, temperatura e idade da amostra.

Dentro da análise mecanicista, trata-se de um parâmetro de importância fundamental nos modelos constitutivos que buscam descrever o comportamento do concreto asfáltico. Esse parâmetro encontra-se inserido desde as análises iniciais até as avaliações de desempenho, que visam prever o comportamento e a vida útil do pavimento.

Em situações onde se aplicam solicitações estáticas em materiais elásticos a relação entre tensão e deformação específica recuperável denomina-se módulo de elasticidade. Em compósitos asfálticos, diante de seu comportamento viscoelástico, as deformações decorrentes da aplicação de uma carga são divididas em duas parcelas, uma decorrente da resposta elástica e outra da parcela viscosa do material. A primeira se manifesta de forma praticamente instantânea e a segunda é função do tempo de aplicação da carga. Assim, uma forma de se medir a resposta elástica dos compósitos asfálticos é aplicar uma carga instantânea e medir a deformação correspondente, ou aplicar uma deformação instantânea e medir a carga relacionada. Definiram-se a partir daí os ensaios conhecidos como *creep* estático axial e ensaio de módulo de relaxação.

O ensaio conhecido como *creep* estático axial determina a função fluência, decorrente da aplicação de um carregamento instantâneo e constante ao longo do tempo com o monitoramento dos deslocamentos desenvolvidos. A função fluência (*creep compliance*)  $D(t)$  pode ser determinada a partir da equação 2.1.

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

Onde:

$\varepsilon(t)$  é a deformação registrada ao longo do tempo;

$\sigma$  é a tensão aplicada.

O ensaio de módulo de relaxação é executado para a determinação da função  $E(t)$ . Aplica-se um deslocamento instantâneo e constante ao longo do tempo, sendo monitorada a força necessária para manter este deslocamento. Portanto, o módulo de relaxação pode ser calculado segundo a equação 2.2.

$$E(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon} \quad (2.2)$$

Esses ensaios, embora aparentem ser simples, envolve complicações quanto a aplicação de solicitações instantâneas, que na prática não pode ocorrer. Alternativamente, concebeu-se a aplicação de pulsos de carga senoidais com o monitoramento dos deslocamentos provocados. Esse ensaio é denominado de módulo de rigidez ou módulo complexo, em que se aplicam pulsos de carga senoidais, induzindo-se deslocamentos no corpo-de-prova, também senoidais, conforme as equações 2.3 e 2.4 (King, 2004).

$$\sigma(t) = \sigma_0 e^{i\omega t} \quad (2.3)$$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 e^{i(\omega t - \varphi)} \quad (2.4)$$

Onde:  $\sigma_0$  e  $\varepsilon_0$  são, respectivamente, as amplitudes de tensão e deformação,  $\omega$  a frequência de aplicação de carga e  $\varphi$  o ângulo de fase, sendo este a diferença de tempo entre os picos de tensão e deformação (Figura 2.5).

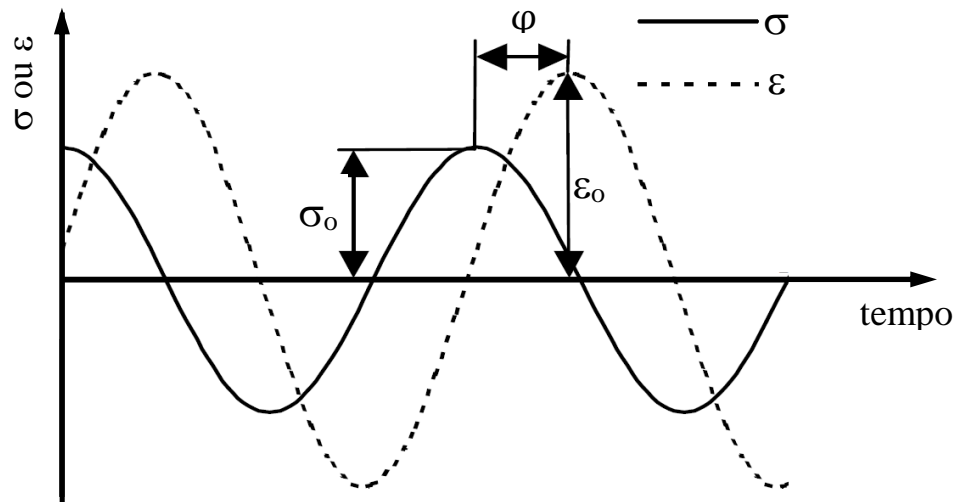


Figura 2.5 – Esquema de solicitação e resposta no ensaio de módulo complexo.

A relação entre a tensão senoidal e a deformação define o módulo complexo (equação 2.5).

$$E^* = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\varphi} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} [\cos\varphi + i.\text{sen}\varphi] = E' + iE'' \quad (2.5)$$

Onde  $E'$  e  $E''$  representam, respectivamente, a parte real e imaginária do módulo complexo, que são conhecidas como *storage modulus*, ou módulo elástico e *loss modulus*, ou módulo viscoso.

O quociente entre a amplitude da tensão e a amplitude da deformação (equação 2.6) é definido como módulo dinâmico  $|E^*|$  e representa o valor absoluto do módulo complexo  $E^*$ , que pode ser representado graficamente em um plano complexo conforme a Figura 2.6.

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} = \left| \sqrt{(E')^2 + (E'')^2} \right| \quad (2.6)$$

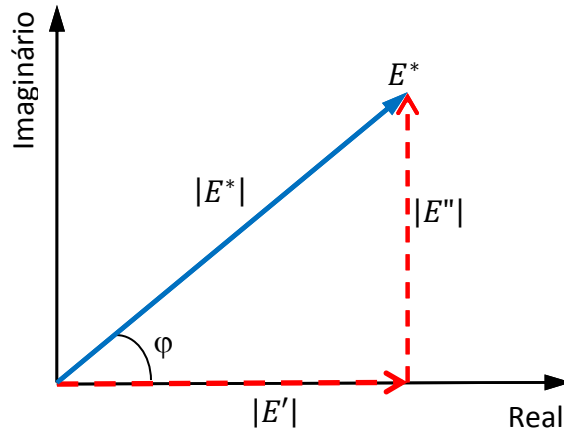


Figura 2.6 – Esquema de solicitação e resposta no ensaio de módulo complexo.

Com o módulo dinâmico e o ângulo de fase, pode-se obter o *storage* e *loss modulus* pelas equações 2.7 e 2.8. Matematicamente,  $\sigma_0$  representa a tensão dinâmica máxima e  $\varepsilon_0$  indica a deformação axial recuperável máxima.

$$E' = |E^*| \cos \varphi \quad (2.7)$$

$$E'' = |E^*| \sin \varphi \quad (2.8)$$

Segundo Pellinen *et al* (2003),  $E'$ , parcela real do módulo complexo, representa a parte elástica do material,  $E''$ , parcela imaginária do módulo, refere-se à parte viscosa do material e o ângulo de fase  $\varphi$  representa o ângulo de atraso de  $\varepsilon_0$  em relação à  $\sigma_0$ , sendo matematicamente expresso por:

$$\varphi = \frac{t_i}{t_p} \times 360 \quad (2.9)$$

Onde:

$t_i$  = fração de tempo entre os picos de tensão e deformação;

$t_p$  = tempo de um ciclo de carga.

Trata-se de um indicador das propriedades viscosas do material analisado. Para um material puramente elástico,  $\varphi = 0^\circ$  e para um material puramente viscoso,  $\varphi = 90^\circ$ .

O módulo dinâmico e o ângulo de fase, embora sejam parâmetros do material, variam com a frequência de aplicação de carga, assim como com a temperatura. No caso dos pavimentos asfálticos, a frequência está relacionada à velocidade dos veículos e a temperatura depende das condições ambientais. Assim, os ensaios devem ser realizados variando-se as condições para melhor representar as condições reais dos pavimentos.

Por fim, diante das características dos compósitos asfálticos, há uma correlação de seu comportamento frente a frequências e temperatura. Nesse caso, o comportamento a baixas temperaturas e frequências deve ser o mesmo quando submetido a altas temperaturas e frequências. Pelo princípio da superposição, podem-se transladar curvas de uma determinada temperatura e frequência para outra temperatura, ajustando-se a frequência relacionada. O módulo dinâmico, então, constitui-se função apenas da frequência reduzida que pode ser obtida de acordo com a equação 2.10.

$$\log \tilde{\omega} = \log(\omega a_T) \quad (2.10)$$

$$a_T = \frac{\omega_{Tref}}{\omega} \quad (2.11)$$

Onde  $\omega_{Tref}$  e  $\omega$  são, respectivamente, a frequência da temperatura de referencia e a frequência da temperatura em questão e o parâmetro  $a_T$  é o fator de translação horizontal (*horizontal shift factor*) (Schapery, 1984).

### 2.1.5 Modelagem dos Valores do Módulo Dinâmico

Para abreviar todo esse trabalho de cálculo e construção de gráficos, pode-se recorrer a ferramentas computacionais de regressão para ajuste dos dados dos ensaios a funções matemáticas, o que pode ser realizado com uso do *LAB Fit Curve Fitting Software*, disponível em [www.labfit.net](http://www.labfit.net), por meio do qual é possível ajustar-se inúmeras curvas usando-se regressão múltipla não-linear e selecionar a mais adequada ao conjunto de dados. Para avaliação da qualidade do ajuste das funções, utiliza-se o coeficiente de determinação, ou  $R^2$ , que fornece uma medida da associação entre as variáveis (Bruns *et al*, 2006). Esse processo pode ser aplicado a qualquer conjunto de variáveis, o que nos leva a aplica-lo nos resultados obtidos no presente trabalho.

Ressalta-se que o ajuste assim realizado não se trata de um modelo de predição do módulo dinâmico, mas apenas uma forma de correlacionar os resultados por meio de uma equação e também não implica em qualquer relação de causalidade. Nesse sentido, inúmeros trabalhos já foram realizados na tentativa de se estabelecer uma relação causal

entre as diversas variáveis envolvidas no problema, como modelos baseados em analogias mecânicas simples, como o modelo generalizado de Burgers e a série de Prony, assim como modelos fenomenológicos, a partir de ajustes de dados experimentais, o que tem sido bastante aceito, sobretudo diante da facilidade atual do emprego de métodos computacionais para tratamento das informações.

O estudo pioneiro em busca de modelagens fenomenológicas do asfalto ocorreu em 1950, com Van der Poel, e foi seguido por Jongepier e Kuilman, no final da década de 60, Dickinson e Witt, nos anos 70 (Kim, 2009). Apesar de algumas inconsistências, todos os trabalhos apontaram para a necessidade de se relacionar o comportamento reológico com o tempo de carregamento e com a temperatura. Mais recentemente, durante o desenvolvimento do programa SHRP, Christensen e Anderson (1992), propuseram a utilização de uma função derivada da distribuição de Weibel para representar a reologia do asfalto. Após esse trabalho, Marasteanu, trabalhando com Anderson (Marasteanu e Anderson, 1999), ofereceu uma modificação do modelo Christensen-Anderson original e introduziu o que foi chamado de modelo CAM. O modelo CAM foi usado em muitos estudos e é considerado um modelo fenomenológico eficaz para ligantes asfálticos não modificados cujas propriedades estão dentro da faixa viscoelástica linear.

Após estudarem a reologia de ligantes modificados, Zeng e outros pesquisadores (2001), apresentaram um modelo considerado universal para formulação da *curva mestra* do módulo complexo.

$$|E^*| = |E_e^*| + \frac{|E_g^*| - |E_e^*|}{[1 + (f_c/f')^k]^{k/m_e}} \quad (2.12)$$

Onde:

$|E^*|$  = módulo complexo

$|E_e^*|$  = módulo complexo de equilíbrio, quando  $f' \rightarrow 0$

$|E_g^*|$  = módulo complexo de equilíbrio, quando  $f' \rightarrow \infty$

$f_c$  = parâmetro de localização, com dimensões de frequência

$f'$  = frequência reduzida

$k, m_e$  = parâmetros de forma, adimensionais

Os parâmetros  $|E_e^*|$  e  $|E_g^*|$  podem ser obtidos diretamente com a prolongação gráfica da curva mestra, restando apenas a determinação de  $f_c$ ,  $k$  e  $m_e$  para ajuste e



determinação da equação. Caso não haja possibilidade de leitura dos extremos da curva mestra, todos os cinco parâmetros podem ser determinados com o ajuste dos dados.

### 2.1.6 *Tensões e Deformações nas Vigas*

Vigas são elementos estruturais lineares com a função de suportar carregamentos diversos, trabalhando em posição horizontal ou inclinada, assentes sobre um ou mais pontos de apoio. Muitos historiadores atribuem a Galileu Galilei (1564-1642) as primeiras análises estruturais acerca do comportamento de vários tipos de vigas. Apesar de Galileu ter feito muitas descobertas importantes a respeito de vigas, não obteve a distribuição de tensões utilizadas atualmente. Os progressos posteriores na teoria de vigas foram feitos por Edme Mariotte (1654-1684), James Bernoulli (1654-1705), Parents (1666-1716), Johann Bernoulli (1667-1748), Daniel Bernoulli (1700-1782), Leonhard Euler (1707-1783), Saint-Venant (1797-1886) e outros.

As cargas que atuam numa viga criam esforços internos que a deformam, resultando na curvatura de seu eixo. Essas cargas ocasionam esforços denominados momento fletor (relacionado ao torque), esforço cortante (de cisalhamento) e esforços normais (tração ou compressão ao longo do eixo longitudinal). A cada um deles está relacionada uma deformação específica.

Na figura 2.7 são apresentadas, como exemplo, os diagramas do esforço cortante (a) e do momento fletor (b) para uma viga biapoiada e extremidade em balanço com distribuição de carga uniforme  $q$ . Pode-se verificar que em todos os trechos da viga atuam simultaneamente o esforço cortante e o esforço fletor, dando origem a uma flexão não uniforme ao longo da viga. Na figura 2.8 são apresentadas o diagrama de esforços para um caso em que não existe esforço cortante, existindo apenas esforço devido ao momento fletor. Nesse caso pode-se dizer que todos os esforços na viga têm origem no momento fletor, ou seja, são resultantes de uma flexão pura. Essa situação, momento fletor puro, foi utilizada no aparato experimental desta dissertação.

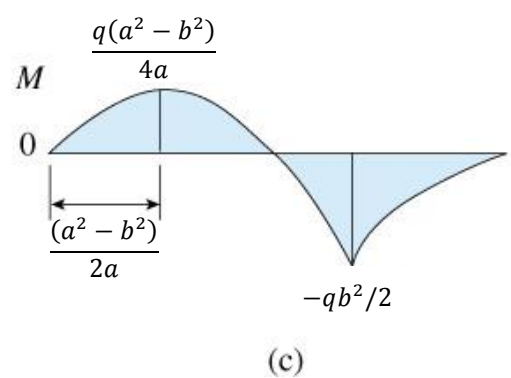
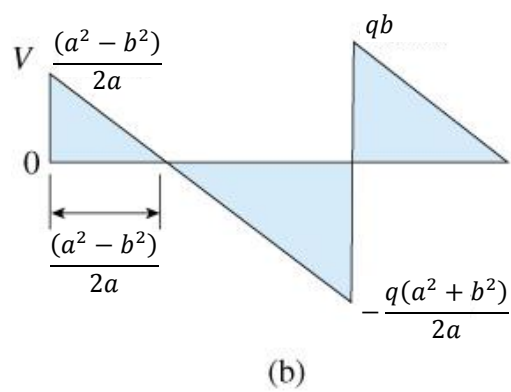
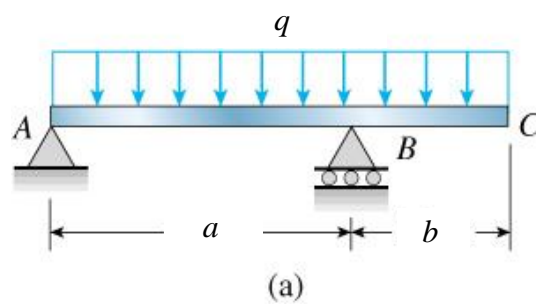


Figura 2.7 – Viga com flexão não-uniforme.

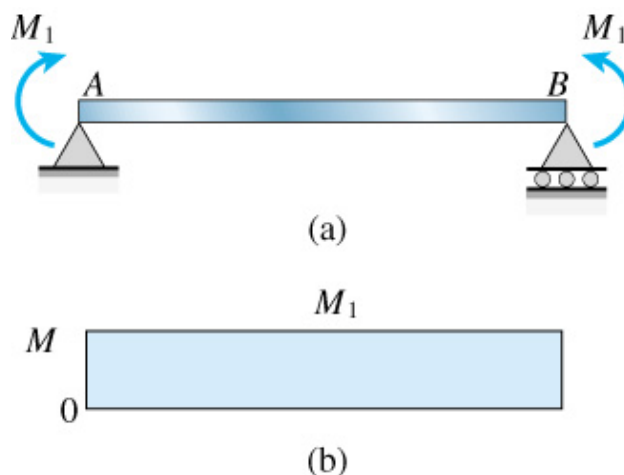


Figura 2.8 – Viga simples em flexão pura ( $M=M_1$ ).

As deformações longitudinais nas vigas podem ser encontradas analisando-se a curvatura ocasionada pelos esforços. No caso de uma viga submetida à flexão pura, a face interna da curvatura sofre uma contração, enquanto a face externa é estendida (Figura 2.9).

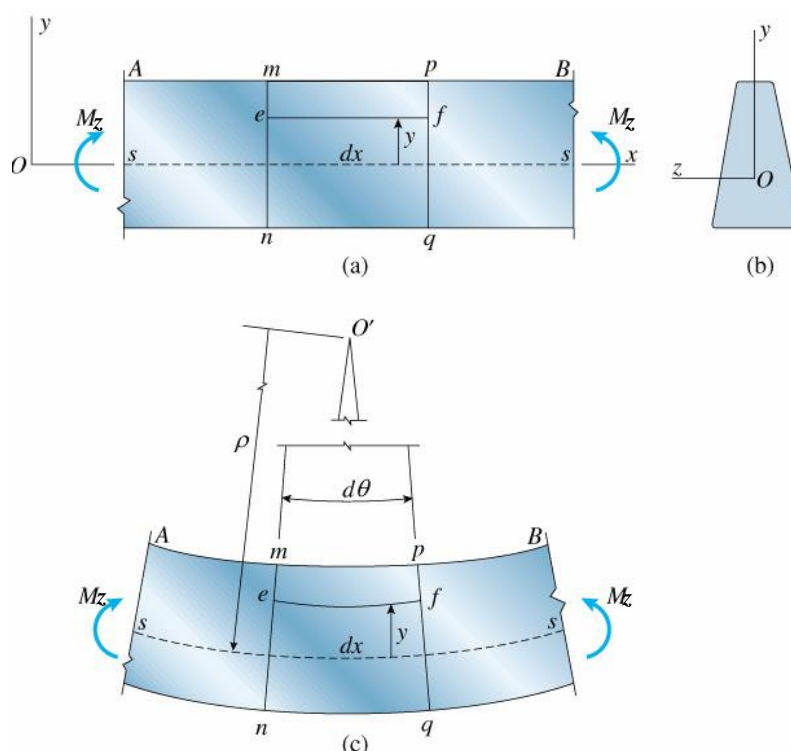


Figura 2.9 – Deformações em uma viga em flexão pura.  
(a) vista lateral da viga, (b) seção transversal da viga e (c) Viga deformada.

Partindo-se da hipótese de que uma seção plana da viga, perpendicular ao seu eixo, permanece perpendicular após a flexão, deduz-se a chamada fórmula de flexão

(Equação 2.13) e a equação da linha elástica (Equação 2.14), válidas para flexões puras em vigas prismáticas composta de materiais homogêneos e elásticos lineares.

$$\sigma_x = -\frac{M_z y}{I_z} \quad (2.13)$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M_z}{EI_z} \quad (2.14)$$

Com a equação 2.13 determina-se a tensão normal ( $\sigma$ ) atuante na seção transversal (direção do eixo  $x$ ), em função da distância  $y$  do centro de área. Representando-se o momento fletor em função dos valores de  $x$ , por uma simples função  $M(x)$ , e a declividade  $\theta = dy/dx$ , então a deflexão  $y$  em qualquer ponto da viga pode ser obtida mediante duas integrações sucessivas da equação 2.14. As duas constantes de integração são determinadas pelas condições de contorno.  $E$  e  $I$  são, respectivamente, módulo de elasticidade e momento de inércia da seção transversal.

### 2.1.7 Vibrações de Vigas

Todo corpo está sujeito a vibrações, naturais ou forçadas. Suas diversas manifestações podem ser benéficas a algumas aplicações, como na instrumentação com ultrassom, e prejudiciais a outras, caso das tensões oscilantes em elementos estruturais, que podem provocar danos por fadiga. As vibrações também são indesejadas durante medições com instrumentos de precisão, o que ocorre nos ensaios tratados no presente estudo, razão pela qual se torna importante o entendimento desse fenômeno.

Considerando-se uma viga livre de carregamento, com as duas extremidades com restrição do movimento vertical, mas com possibilidade de girar livremente (viga biarticulada), que é o que ocorre no esquema do ensaio de flexão a quatro pontos detalhados adiante, ao sofrer uma perturbação irá vibrar em uma determinada frequência natural que depende do material constituinte e de parâmetros geométricos.

Graff (1975), que desenvolveu estudo do movimento de ondas em sólidos elástico, apresenta a equação que descreve a frequência natural de vibrações livres em vigas para diversas condições de contorno, dentre elas o caso particular de uma viga biarticulada:

$$f_n = \frac{n^2 \pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (n = 1, 2, 3 \dots) \quad (2.15)$$

Onde  $f_n$  é a frequência natural,  $l$  o comprimento,  $E$  o módulo de elasticidade,  $\rho$  a densidade,  $A$  a área da seção transversal e  $n$  representa o modo de vibração da viga.

O modo de vibração mais simples ocorre quando toda a viga se curva para cima ou para baixo. Outro modo possível é quando metade da viga curva-se para cima e a outra metade para baixo, alternadamente, formando-se um nó interno que a divide em duas partes. Também pode ocorrer com dois nós intermediários, dividindo a viga em três partes iguais e curvaturas alternadas. Continuando nesse processo pode se obter infinitos modos naturais de vibração (Figura 2.10).

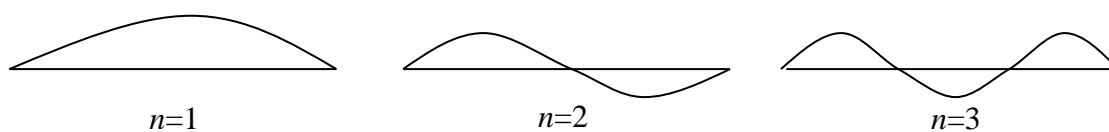


Figura 2.10 – Modos de vibração de uma viga bi rotulada

Da equação 2.15, verifica-se que as frequências de vibração natural são diretamente proporcionais à raiz quadrada do módulo de elasticidade. Para um mesmo corpo de prova, pela equação 2.15 obtém-se a relação entre duas frequências:

$$\frac{f_{n1}}{f_{n2}} = \sqrt{\frac{E_1}{E_2}} \quad (2.16)$$

No caso particular do concreto asfáltico, a temperatura afeta sensivelmente o módulo de rigidez que diminui com o aumento de temperatura. Dessa forma a equação 2.16 indica que para uma mesma viga e modo de vibração, a frequência natural diminui à medida que a temperatura aumenta.

Em conjunto com a vibração natural da viga, nas condições de carregamento dinâmico, também ocorre uma oscilação forçada, que é a oscilação do ensaio. Nesse caso há uma sobreposição de efeitos e os registros dos deslocamentos verticais da viga sofrerão o efeito resultante da vibração natural com o deslocamento forçado.

Em termos de amplitude, a resultante será a soma da amplitude forçada pelo agente externo com aquela que tem origem na vibração natural da viga. Dessa forma, para amplitudes forçadas comparativamente grandes em relação à natural, a onda resultante pouco será influenciada por essa e será praticamente igual à do movimento forçado isolado. Caso contrário, a onda resultante apresentará de forma bem definida a

frequência natural da viga. Essa situação encontra-se ilustrada na Figura 2.11, em que as frequências das duas ondas também apresentam valores diferentes.

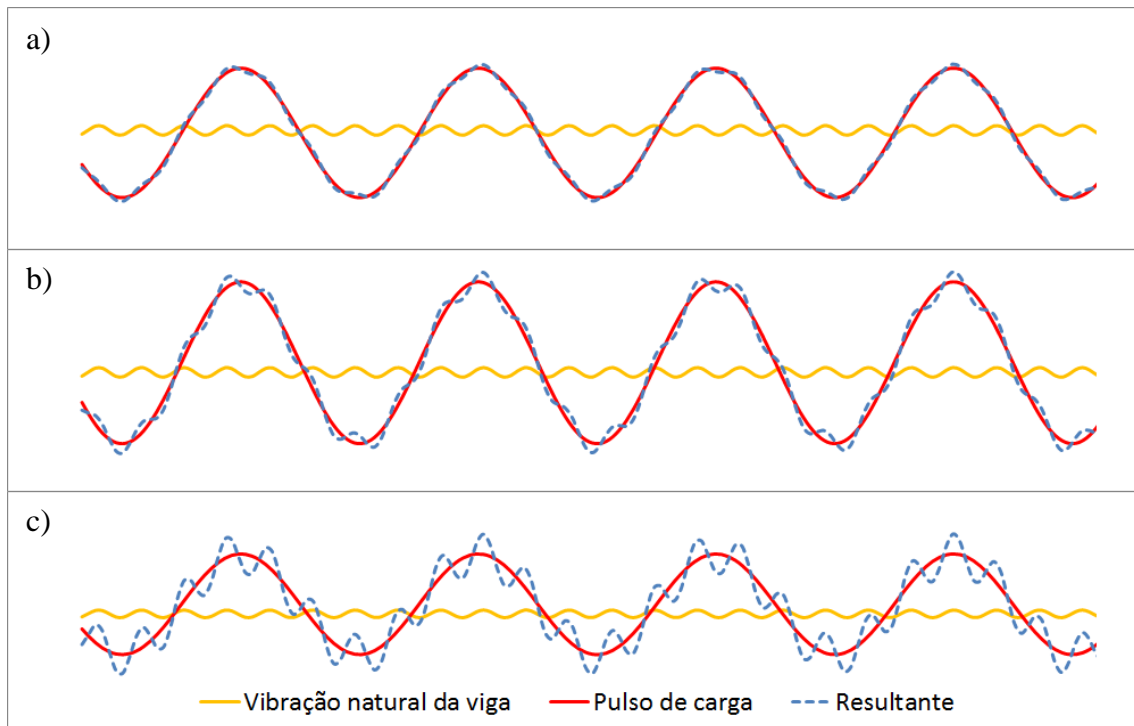


Figura 2.11 – Interação entre a vibração natural da viga e os pulsos de carga, variando-se amplitude provocada pela carga.

Ainda na situação hipotética, considerando-se uma onda representativa da carga sem grande amplitude, variando-se sua frequência de aplicação, aproximando-se da frequência de vibração da viga, o resultado da interação é apresentado na Figura 2.12. Quando as frequências possuem a mesma ordem de grandeza, mas com valores ligeiramente diferentes, a onda resultante mantém um padrão, mas sem forma definida, como se observa na Figura 2.12a. Aumentando-se a frequência da carga, até se igualar com a da vibração da viga, a onda resultante passa a apresentar formas mais suavizadas até que, no caso de frequências iguais, resulta em uma onda com mesmo formado das originárias.

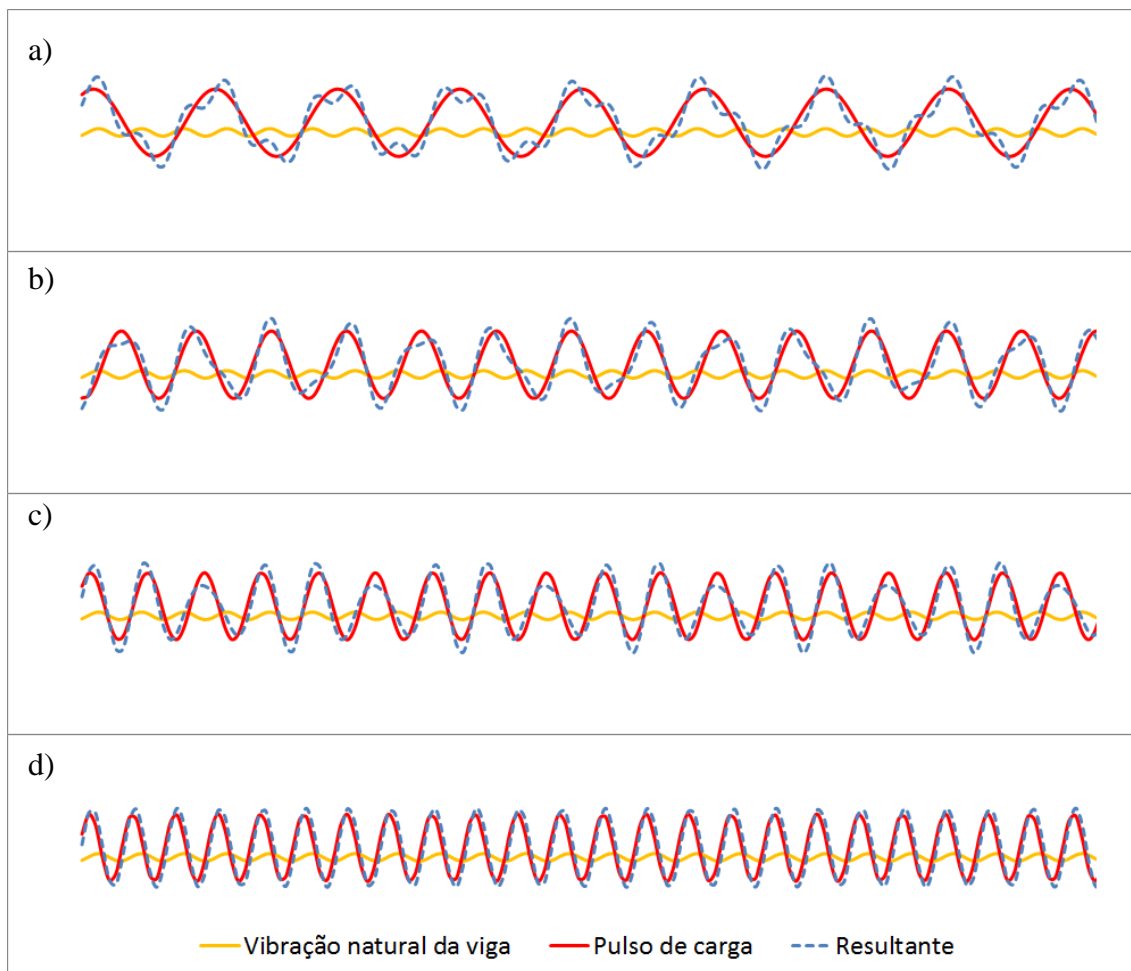


Figura 2.12 – Interação entre a vibração natural da viga e os pulsos de carga, variando-se a frequência de aplicação de carga.

## 2.2 Métodos de Ensaio Laboratoriais para Obtenção do Módulo Dinâmico

Os ensaios laboratoriais consistem em se aplicar ao corpo de prova cargas repetidas, registrando-se os deslocamentos ao longo do tempo. Para tanto, devem ser estipulados a geometria do corpo de prova, frequência e modo de aplicação da carga, que pode ser dividida em tensão controlada ou deformação controlada.

Nos ensaios a tensão controlada é aplicada uma carga constante, observando-se o aumento gradativo da deformação, o que implica na redução do módulo de rigidez inicial. Esse método é indicado para avaliação de camadas betuminosas de grande espessura (superiores a 152mm), em razão da menor transferência de tensões do revestimento para as camadas subjacentes (Huang, 1993).

Na realização do ensaio a deformação controlada, esta é mantida constante, mas é exigida uma tensão menor à medida que o exame ocorre, implicando, igualmente, na diminuição da rigidez inicial. Ao contrário do método anterior, este é indicado para

camadas de menor espessura (inferiores a 51mm), pois nesse caso não há necessidade de se considerar a transferência de tensões para as subcamadas.

No Brasil o ensaio de módulo de rigidez para concreto asfáltico ainda não é normatizado, razão pela qual nesse trabalho se recorre à norma europeia EN 12697-26, que descreve alguns métodos que podem ser aplicados, resumidos no quadro a seguir (Figura 2.13):

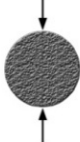


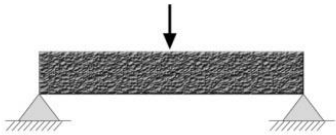
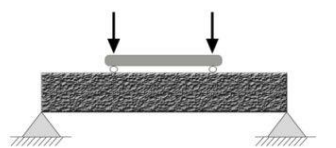
Tipo de ensaio	Designação do ensaio	Tipo de corpo de prova	Esquema do ensaio
Tração indireta	Tração indireta ou de compressão diametral	Corpos de prova cilíndricos	
Flexão	Flexão em dois pontos	Corpos de prova trapezoidais	
		Corpos de prova prismáticos	
	Flexão em três pontos	Corpos de prova prismáticos	
	Flexão em quatro pontos	Corpos de prova prismáticos	

Figura 2.13 – Ensaio de avaliação da resistência descritos na norma EN 12697-24 (Miranda, 2008).

No Brasil, ainda não há métodos estabelecidos oficialmente para realização desses ensaios, embora se realizem testes de compressão uniaxiais, ainda assim limitados ao meio acadêmico e pouco difundido, sobretudo em razão de limitações de equipamentos. Os trabalhos existentes para obtenção direta do módulo dinâmico são recentes, como os desenvolvidos por Silva *et al.* (2008) e Nascimento (2008). Mais recentemente, Silva (2011), realizou ensaios de módulo dinâmico com solicitações axiais em corpos de prova cilíndricos em uma UTM (*Universal Technical Machine*) do Grupo de Geotecnia da UFAM – Universidade Federal do Amazonas.

Existem vários tipos de equipamentos utilizados para determinar a rigidez e a fadiga de misturas asfálticas em laboratório, amplamente utilizados pelos pesquisadores. Desde a implementação do programa designado de SHRP, nos EUA, os testes de flexão



a quatro pontos passaram a ser utilizados com frequência para caracterização da rigidez e da vida de fadiga de misturas asfálticas. Diante da popularização desses testes na Europa, os mesmos também foram incluídos nas normas europeias (Pais, 2012).

É crescente a aplicação desse método, que ganhou muitos adeptos na Europa, o que incentivou pesquisadores a realizar conferências específicas sobre o assunto. A primeira ocorreu na Holanda, em 2007, seguida por outra conferência na Universidade do Minho, em Portugal, que abrangeu temas relacionados à rigidez e fadiga. Diante do contínuo crescimento de interesse no assunto, a terceira conferência foi realizada nos Estados Unidos, em 2011, e contou com trabalhos importantes, inclusive comparativos com outros procedimentos de ensaios (Pais, 2012).

Pronk (1996) aborda a teoria do teste de flexão dinâmica. Pais (2009) investiga a variação dos resultados com uso da técnica de flexão a quatro pontos e sugere a quantidade necessária de repetição. Huurman e Pronk (2009) avaliaram a precisão dos resultados, incluindo análise por meio dos Métodos dos Elementos Finitos e detalham o mesmo assunto em 2011, quando Pronk, em outro trabalho, apresenta um modelo aplicável a testes de flexão a quatro pontos com objetivo de reduzir o tempo necessário para avaliação da vida de fadiga quando o corpo de prova é submetido a baixos níveis de tensão.

Quanto à aplicação, Minhoto (2009), realizou estudo da evolução da vida de fadiga com a temperatura e discorre sobre os procedimentos de medição da temperatura dos corpos de prova durante os ensaios. Como experiência brasileira, Fontes *et al* (2009) estudaram a vida de fadiga de asfalto borracha por meio de flexão a quatro pontos.

No presente trabalho, propõem-se à determinação do módulo de rigidez a partir da flexão de vigas segundo a realização de ensaios de flexão em quatro pontos, que, embora ainda não difundido no Brasil, é um dos mais realizados no mundo.

### 2.2.1 *Ensaio de Flexão em quatro pontos*

O Ensaio de Flexão a quatro pontos, utilizado nesta dissertação, consiste de uma viga prismática com quatro pontos de apoio. Dois pontos são internos, localizados a um terço dos extremos, utilizados para aplicação da carga. Os outros dois apoios são nas extremidades, do tipo articulado, permitindo que as extremidades da viga girem sem sofrerem deslocamento na direção da carga aplicada. Essa forma estrutural permite com

que o vão central da viga (Figura 2.14) fique submetido a uma flexão pura, conforme será analisado a seguir.

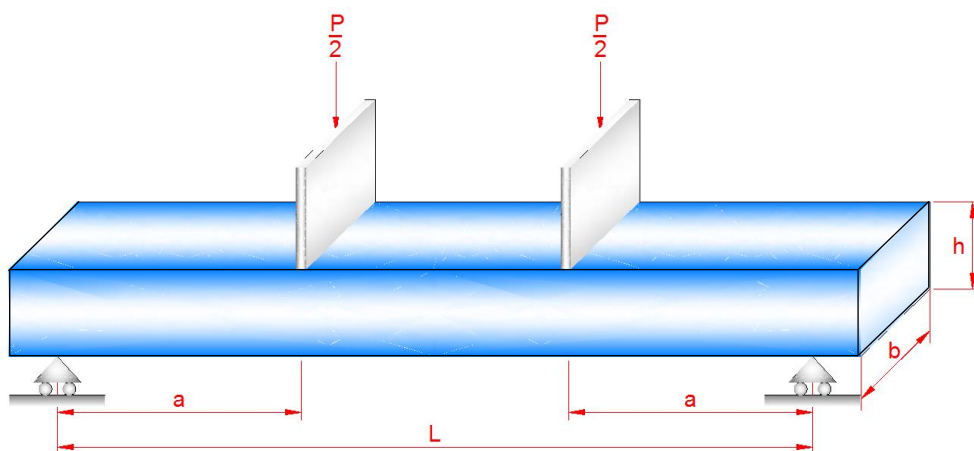


Figura 2.14 – Modelo de viga para teste de flexão a quatro pontos.

O carregamento assim realizado ocasiona um momento fletor constante ao longo do terço central e um estado de tensão uniforme nesse trecho da viga. Além disso, nessa região não há esforços de cisalhamento, ocorrendo flexão pura (Figura 2.15).

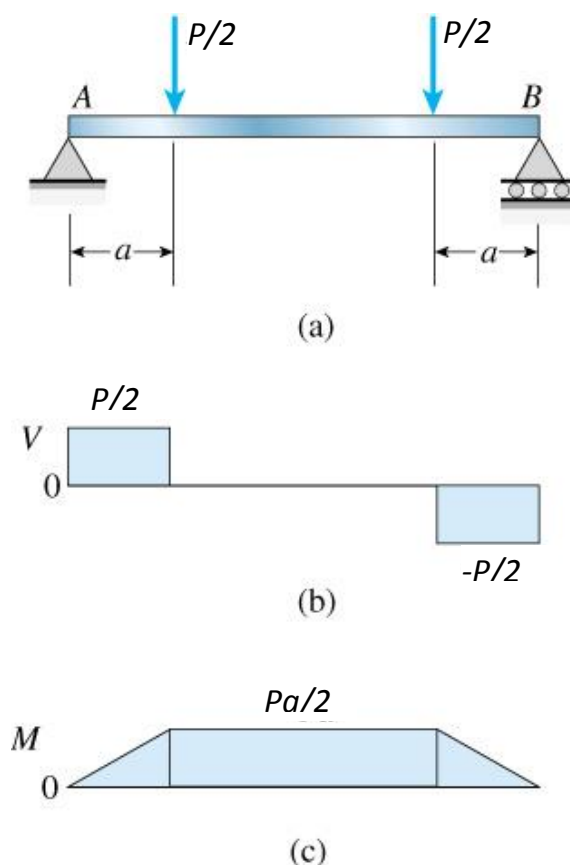


Figura 2.15 – Viga com região central em flexão pura e extremidades em flexão não uniforme (Gere, 2003).

Isso aproxima o arranjo experimental das hipóteses gerais adotadas para cálculo das deformações em uma viga, que consideram a ocorrência de flexão pura. Além disso, as deformações no centro da viga ficam livres de efeitos decorrentes de pontos de concentração de tensões, já que as cargas encontram-se concentradas nos terços médios. Em suma, esse arranjo experimental em quatro pontos diminui as incertezas e propagação dos erros e reduz a dispersão dos resultados.

Partindo-se da fórmula de flexão e da equação da linha elástica de vigas, puderam-se deduzir (*vide* apêndice A) as equações que fornecem a tensão nas fibras externas e a deflexão para o caso particular desse carregamento, obtendo-se, para o meio do vão:

$$\sigma = \frac{3aP}{bh^2} \quad (2.17)$$

$$E_s = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{4bh^3\Delta} \quad (2.18)$$

onde:

$\sigma$  – tensão normal;

$E_s$  – módulo de elasticidade;

$\Delta$  – deflexão da viga;

$P$  – carga;

$a$  – distância entre a extremidade e ponto de aplicação da carga;

$L$  – comprimento;

$b$  – largura da viga (base);

$h$  – altura da viga.

## Capítulo 3

---

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Materiais Utilizados

##### 3.1.1 Agregados Sinterizados de Argila Calcinada - ASAC

A dificuldade na obtenção de material pétreo adequado para as obras civis instigou a busca por alternativas viáveis ao agregado tradicional, surgindo o ASAC como promissor, fruto de intensas pesquisas, sobretudo pelo Grupo de Geotecnia (GEOTEC) da Universidade Federal do Amazonas.

Os primeiros estudos publicados por Frota *et al* datam de 2003 e 2004, quando foram analisadas propriedades mecânicas tradicionais, como a estabilidade e fluência, ocasião em que os resultados mostraram-se satisfatórios frente ao material aluvionar tradicionalmente utilizado como alternativa local.

Em 2006, foram obtidos parâmetros viscoelásticos de uma mistura asfáltica composta por ASAC, por meio de ensaios de *creep* estático e do ensaio Marshall (Frota *et al*, 2006). Também foram realizadas caracterizações mecânicas quanto à deformação permanente e realizados ensaios triaxiais estáticos, resultando-se em bons resultados para o ASAC, que apresentou menor potencial de desenvolvimento de deformações permanentes, frente à mistura de referência (Nunes, 2006).

Seguindo-se os estudos, foram analisadas as misturas quanto ao desempenho mecânico obtido no ensaio de compressão uniaxial dinâmica (*creep* dinâmico), demonstrando-se mais uma vez a viabilidade técnica da substituição do material tradicional pelo ASAC como solução para reduzir impactos ambientais decorrentes da exploração do seixo, bem como para minimizar as deformações permanentes nos revestimentos da cidade de Manaus (Frota *et al.*, 2007a). Nesse mesmo ano, Santos (2007), realizou estudos de resistência à tração por compressão diametral (RT), Módulo de Resiliência (MR), deformação permanente (*creep* dinâmico) e vida de fadiga, constatando-se que, em geral, os resultados decorrentes do material alternativo apresentaram-se melhores que os do agregado habitual.

Em 2008, Silva *et al.* obtiveram, experimentalmente, o módulo dinâmico a 25°C (propriedade no domínio da frequência) de misturas asfálticas com ASAC, apresentando, novamente, resultados satisfatórios, nessa ocasião comparados com misturas compostas com agregado-calcário.

Em comum, todos os ensaios realizados pelo GEOTEC até então adotaram a metodologia Marshall para a definição das dosagens e utilizaram ASACS produzidos com processo artesanal. Em 2011, Silva prosseguiu com os experimentos de módulo dinâmico, desta feita executaram-se ensaios à tração com tensão controlada e à tração/compressão com deformação controlada, a várias frequências e temperaturas, proporcionando a obtenção de curvas mestras. Como inovação, utilizou o Método Bailey para dosagem mineral e empregou ASAC produzido por meio de um processo industrial (Figura 3.1) com uso das instalações de uma cerâmica tradicional.

Além da viabilidade técnica, recente trabalho desenvolvido por Silva (2013), aponta para viabilidade econômica de produção em larga escala do ASAC, com potencial de atender toda demanda por agregado graúdo na região amazônica, inclusive a demanda reprimida. Com efeito, análise detalhada, no contexto econômico do período analisado, apontou fato promissor: na produção para a aplicação direta na obra civil, situação em que apenas os custos diretos de produção compõem o custo, o ASAC se apresentaria com valor 34,5% inferior ao preço do agregado aluvionar, este, ressalta-se, abaixo da sua média histórica. Computando-se custos adicionais de transporte para o seixo rolado, quando o local da obra é distante dos centros comerciais, a vantagem financeira do ASAC aumenta de forma expressiva, a ponto de alcançar preço 77% inferior ao do seixo rolado (por exemplo, para uma distância média de 400 km).

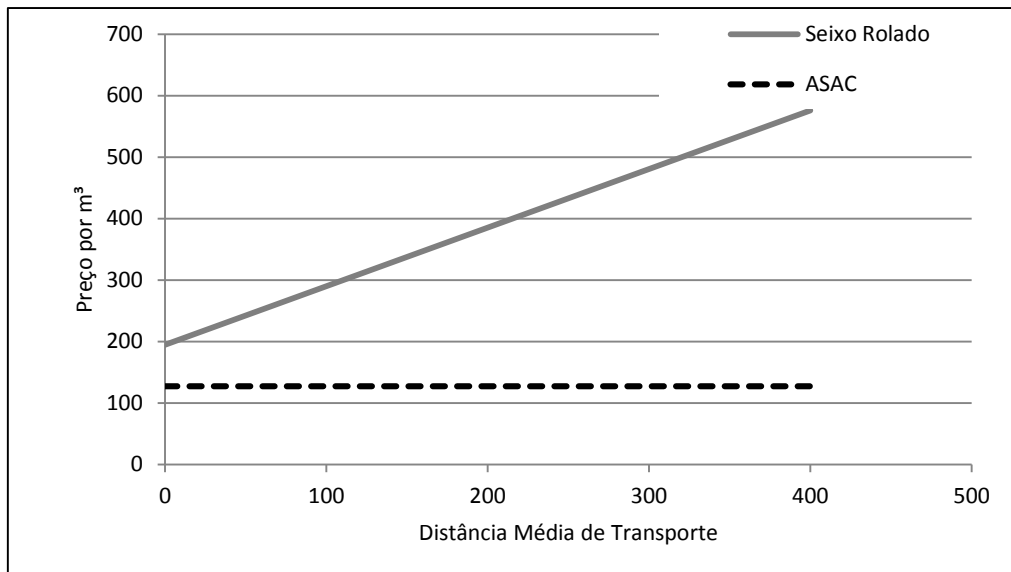


Figura 2 – Comparativo entre preço do seixo comercial e custo do ASAC para consumo direto na obra.



Figura 3.1– ASAC a ser utilizado na pesquisa

Por conta do histórico de estudos realizados com esse material alternativo e do potencial para largo emprego nas obras viárias locais, com vistas a prosseguir nos testes de sua validação técnica, nos estudos aqui previstos eles serão novamente utilizados, determinando-se o módulo de rigidez dinâmico diretamente por meio de ensaios de flexão a quatro pontos, buscando-se temperaturas mais elevadas.

Além disso, por utilizar o mesmo agregado graúdo, o estudo possibilitará análise comparativa com os resultados obtidos por Silva, 2011, quando realizou ensaios de módulo dinâmico mediante solicitações axiais em corpos de prova cilíndricos.

### 3.1.2 *Ligantes Asfálticos*

O Asfalto é utilizado como material de construção pelo homem desde o mundo antigo, tendo sido empregado na Soméria e no Egito, por exemplo. Para construção de estradas, foi utilizado pelos Persas e Romanos, dentre outros. Apesar disso, apenas no início do século 20 foram desenvolvidos estudos técnicos consistentes sobre sua aplicação em pavimentação, surgindo os primeiros métodos de dosagem. Na década de 1920 Hubbard desenvolveu um ensaio empírico de estabilidade de uma mistura e na década de 1930 Francis Hveem desenvolveu outro ensaio que procurava proporcionar às misturas asfálticas estabilidade e não exsudação, ou seja, um teor “ótimo”, que ainda é praticado.

Durante a segunda guerra mundial, diante da necessidade de construção de pavimentos asfálticos nos aeródromos militares, de maneira eficiente e simples, Bruce Marshall concebeu o método de dosagem que leva seu nome, relacionando densidade e teor de asfalto. Esse método ainda é amplamente empregado por todo o mundo (Asphalt Institute, 2007).

Apenas na década de 1990, fruto de um programa americano que investiu maciçamente em pesquisa sobre pavimentação asfáltica, designado *SHRP – Strategic Highway Research Program*, começou-se a utilizar nova metodologia, batizada de Superpave, sigla advinda de *Superior Performing Asphalt Pavements*. (U.S. Department of Transportation, Superpave Fundamentals, Reference Manual).

O que torna o asfalto versátil para uso em pavimentação são suas propriedades viscoelásticas. Em geral, o ligante apresenta-se como o fluido viscoso a altas temperaturas e aproxima-se de um sólido elástico a baixas temperaturas (Figura 3.2). Dessa forma, pode ser trabalhado (misturado aos agregados e aplicado na pista) aquecendo-se o produto, e, à temperatura de serviço, adquire rigidez suficiente para suportar as ações ambientais e do tráfego.

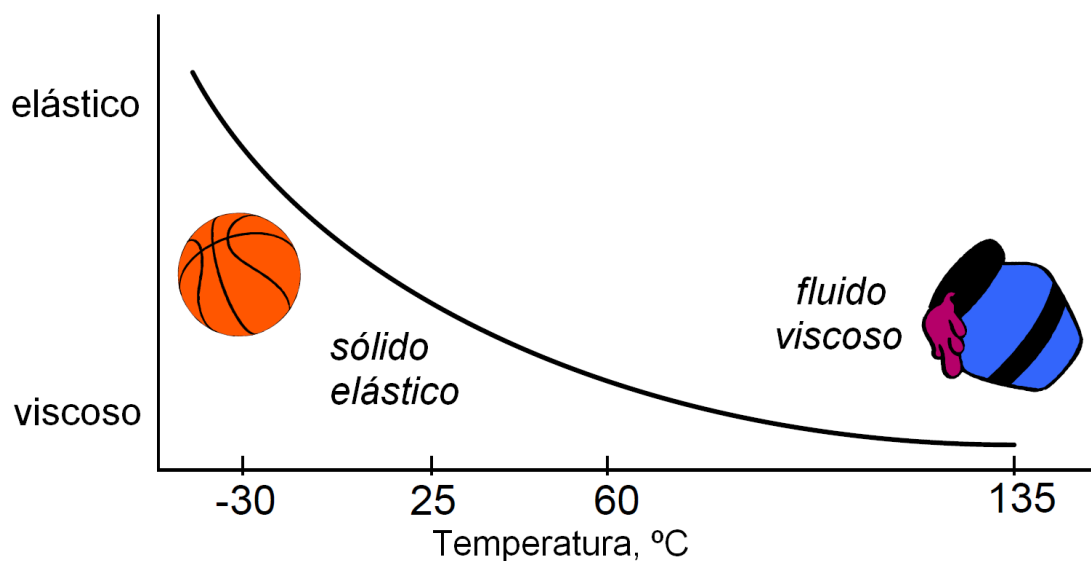


Figura 3.2 – Curva característica da viscosidade do ligante em função da temperatura (FHWA, 2000).

De suas características, decorre que deve ser utilizado o ligante de acordo com sua temperatura de serviço, recomendação contemplada pela Metodologia Superpave. Dessa forma, pode-se concluir que, para temperaturas de serviços maiores, são indicados ligantes mais consistentes. Uma grande consistência, porém, não é vantajosa para temperaturas muito baixas, quando um dos principais problemas são as trincas.

### 3.1.3 Especificações do Cimento Asfáltico

Dentre as características dos cimentos asfálticos, uma das mais importantes é a consistência, razão pela qual é utilizada para classificação do produto. Dessa forma, o cimento asfalto asfáltico costuma ser classificado e oferecido comercialmente em faixas padronizadas.

As primeiras classificações baseavam-se apenas em ensaios de penetração, reconhecidamente inadequadas. Além disso, costuma-se apresentar atualmente sua viscosidade a 60 °C e a 135 °C. Atualmente, no Brasil adota-se a classificação por faixas de penetração, em décimos de milímetros, de uma agulha padrão com massa de 100g, por cinco segundos, à temperatura de 25°C. As especificações do CAP os subdividem em quatro classes: CAP 30-45, CAP 50-70, CAP 85-100 e CAP 150-200 (os números estão associados à faixa de penetração) (Tabela 3.1).



Tabela 3.1 - Especificação brasileira para CAP (DNIT 095/2006 - EM)

Características	Unid.	Limites			
		CAP 30/45	CAP 50/70	CAP 85/100	CAP 150/200
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1mm	30-45	50-70	85-100	150-200
<b>Viscosidade Saybolt Furol</b>	s				
a 135°C, min		192	141	110	80
a 150°C, min		90	50	43	36
a 177°C		40-150	30-150	15-60	15-60
<b>Ou Viscosidade Brookfield</b>	cP				
a 135°C, SP 21, 20 rpm, min		374	274	214	155
a 150°C, SP 21, min		203	112	97	81
a 177°C, SP 21		76-285	57-285	28-114	28-114
índice da susceptibilidade térmica (1)		(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)
Ponto de fulgor min	°c	235	235	235	235
Solubilidade em tricloroetileno, min	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5
Ductibilidade	cm	60	60	100	100
Varição em massa, máx (2)	% massa	0,5	0,5	0,5	0,5
Ductibilidade a 25°C, min	cm	10	20	50	50
Aumento ponto de amolecimento máx	°C	8	8	8	8
Penetração retida, min (3)	%	60	55	55	50

Embora não seja um ensaio reométrico, pode-se associar maior consistência com menor penetração e vice-versa, mesmo não havendo relação direta entre penetração e viscosidade. De qualquer forma, comparando-se a Viscosidade Brookfield a 135 °C, as especificações apontam para o CAP 30-45 o mínimo de 374 cP, enquanto que para o CAP 50-70 exige-se a marca de 274 cP, por exemplo (Figura 6.1).

### 3.1.4 CAP empregado nos exames

Diante das considerações acerca dos ligantes, das condições ambientais e da situação dos pavimentos em Manaus, foi utilizado na pesquisa o CAP 50-70, por ser o ligante tradicionalmente aplicado nas obras de pavimentação viárias, investigando-se seu desempenho a temperaturas mais elevadas.

### 3.1.5 Outros Materiais

Para complementação dos compósitos asfálticos estudados, foram utilizados como agregado miúdo a areia obtida no mercado local e, como material de enchimento (*filler* mineral), o cimento *Portland*.

## 3.2 Dosagem das Misturas Asfálticas

Produto da mistura convenientemente proporcionada de agregados de vários tamanhos e cimento asfáltico. No caso em estudo os experimentos foram desenvolvidos com Concreto Asfáltico, tipo de mistura mais utilizada no Brasil. Por princípio, os agregados menores preenchem os vazios dos maiores, proporcionando uma mistura densa, incluindo-se aí o chamado *filler* mineral. À mistura adequada de agregados graúdos, agregados miúdos e *filler* dá-se o nome de dosagem mineral. Para se completar o compósito asfáltico, acrescenta-se o ligante, cuja quantidade adequada designa-se teor de projeto, ou “teor ótimo”.

### 3.2.1 Dosagem Mineral

Será seguida a metodologia Superpave, resultante do programa SHRP, que estabelece uma faixa granulométrica que deve limitar-se dentro de pontos de controle, os quais são função do Tamanho Máximo Nominal do agregado (SHRP, 1994a, 1994b).

A curva de distribuição granulométrica da mistura é concebida num gráfico onde a ordenada, numa escala aritmética, indica a porcentagem de material passando numa determinada peneira em peso, enquanto a abscissa representa a abertura das peneiras elevadas à potência de 0,45 (em mm). No gráfico também são representadas a Zona de Restrição (ZR) e os Pontos de Controle (PC).

A distribuição granulométrica deve passar entre os PCs e, a princípio, evitar a ZR. O uso da ZR, no entanto, está em desuso, com diversos trabalhos demonstrando que misturas que atingem essa zona não são necessariamente piores que as outras (Gouveia, 2002; Marques, 2004).

Para o TMN 12,5mm, os pontos de controle encontram-se listados na Tabela 3.2 e plotados no gráfico visualizado na Figura 3.3.

Tabela 3.2 - Composição da Faixa Granulométrica Superpave TMN 12.5mm.

Peneira (mm)	% passando, em peso			
	Pontos de Controle		Zona de Restrição	
	Inferior	Superior	Inferior	Superior
25,00	-	-	-	-
19,00	100	-	-	-
12,50	90	100	-	-
9,50	-	90	-	-
4,75	-	-	-	-
2,36	28	58	39,1	39,1
1,18	-	-	25,6	31,6
0,60	-	-	19,1	23,1
0,30	-	-	15,5	15,5
0,15	-	-	-	-
0,075	2	10	-	-

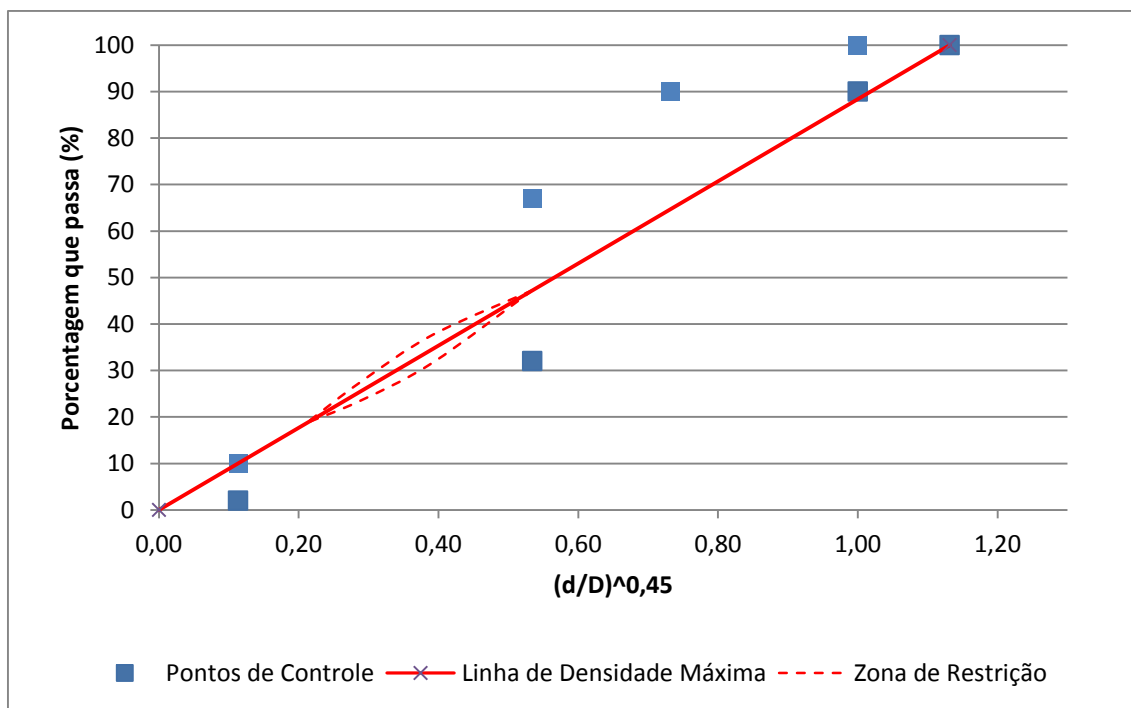


Figura 3.3 – Pontos de controle para seleção granulométrica Superpave TMN 12.5mm.

### 3.2.2 Teor de Projeto

Uma mistura asfáltica com baixo teor de asfalto é suscetível a problemas como fadiga e/ou desagregação precoce, apesar de apresentar-se mais resistente a deformações. Por outro lado, excesso de ligante diminui a ocorrência de fissuras, porém promove maiores deformações como as decorrentes de trilhas de roda e problemas com exsudação de ligante, como a diminuição do atrito superficial. A Figura 3.4 apresenta, de forma esquemática, o confronto da curva de durabilidade com a de estabilidade,

visualizando-se que se deve utilizar um teor de projeto que mantenha equilíbrio entre os diversos fatores. Tal quantidade de ligante é designada teor de projeto, ou teor “ótimo”.

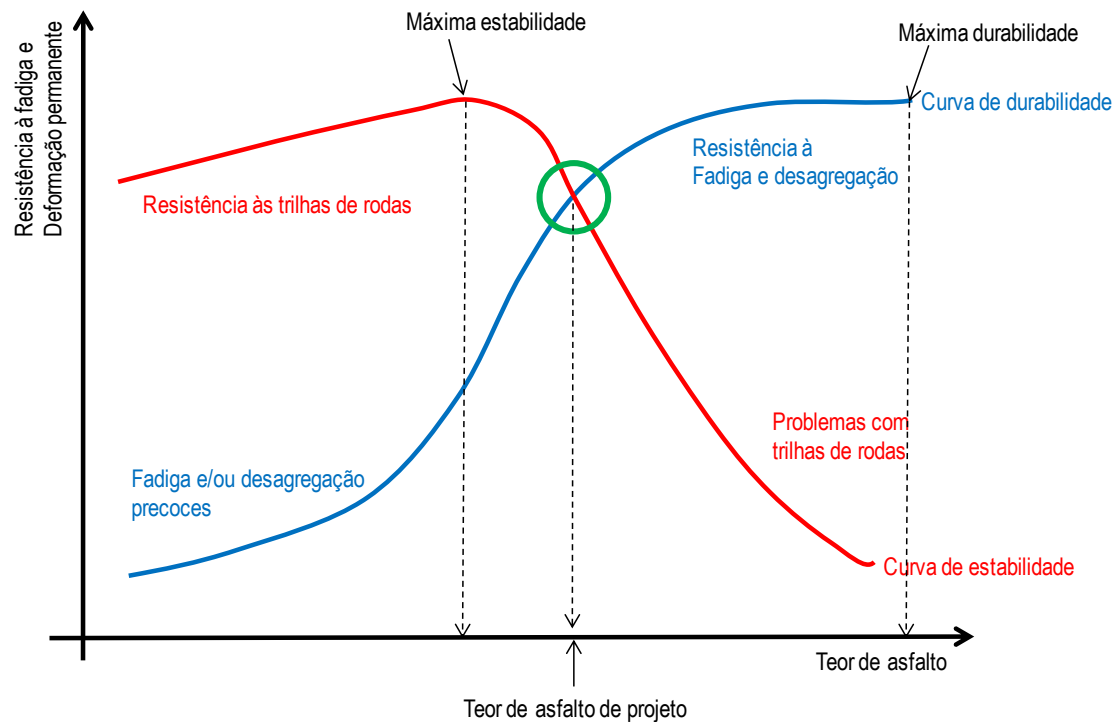


Figura 3.4 – Confronto esquemático entre a curva de durabilidade e de estabilidade.

Para determinação do teor de ligante, também foi utilizada a metodologia Superpave, cuja principal inovação consiste no método de compactação, a ser realizada com uso do Compactador Giratório Superpave – CGS, desenvolvido especificamente para essa finalidade (Figura 3.5).



Figura 3.5 – Compactador Giratório Superpave do Geotec.

Os procedimentos para o ensaio de compactação e de preparação dos corpos de prova para avaliação das propriedades volumétricas encontram-se na ASTM D 6925, aqui demonstradas de forma bem sucinta. Primeiramente definem-se os parâmetros de compactação relacionados ao número de giro (número de giro inicial, de projeto e máximo), que é função do tráfego (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 - Número de giros em função do tráfego (ASTM D 6925).

Tráfego N AASHTO x 10 <sup>6</sup>	Parâmetros de compactação		
	N <sub>ini</sub>	N <sub>des</sub>	N <sub>máx</sub>
< 0,3	6	50	75
0,3 a 3	7	75	115
3 a 30	8	100	160
> 30	9	125	205

Prepara-se a amostra com as proporções adequadas de cada componente, após aquecimento para obtenção da viscosidade adequada do ligante para a mistura. Realizada a uniformização, a mistura segue para condicionamento térmico por duas horas em estufa na temperatura de compactação.

Após o condicionamento da mistura, a mesma é colocada no molde metálico, que também deve estar na temperatura de compactação, e segue para o CGS. A compactação então é realizada por amassamento, com aplicação de uma carga através do pistão e giro da base onde se encontra travado o molde. Para cada número de giro de interesse (inicial, projeto e máximo) registra-se a altura correspondente do corpo de prova.

Concluída a compactação, retira-se o corpo de prova do molde e procede-se para determinação de sua densidade aparente, designada de  $G_{mb}$  – *Bulk Specific Gravit*, de acordo com o método ASTM D 1188 ou ASTM D 2726, caso o material seja absorvivo.

Prepara-se também outra mistura para fins de determinação da densidade máxima da mistura, chamada de  $G_{mm}$  – *Maximum Specific Gravity*, com os procedimentos descritos pela ASTM D 2041.

De posse dos valores de  $G_{mb}$  e  $G_{mm}$  são calculados os parâmetros volumétricos da mistura. O principal deles se refere ao volume de vazios ( $V_v$ ) quando o corpo de prova se encontra compactado com o número de giros do projeto, designado  $N_{des}$ , que deve ser igual a 4%. Além desse parâmetro, alguns outros devem ser obedecidos: Vazios do Agregado Mineral – VAM, Relação Betume Vazios – RBV, percentual de compactação ao número de giros inicial ( $N_{ini}$ ) e máximo ( $N_{máx}$ ) e proporção pó/asfalto efetivo – RPB (Tabela 3.4). O teor de projeto será aquele que proporcione à mistura o atendimento a todos os requisitos simultaneamente. Caso não se atinja algum dos parâmetros, a quantidade de ligante inicialmente estimada ou a dosagem mineral deve ser reavaliada, fazendo-se nova tentativa.

Tabela 3.4 - Parâmetros para dosagem Superpave.

Tráfego N AASHTO $\times 10^6$	Densidade relativa requerida			Vazios do agregado mineral (VAM) [% mínima]						Relação betume/vazios (RBV) [%]	Relação pó/betume efetivo [%]		
	% Gmm			Tamanho Máximo Nominal (TMN) [mm]									
	$N_{ini}$	$N_{des}$	$N_{máx}$	37,5	25	19	12,5	9,5	4,75				
< 0,3	91,5	96,0	98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	70	80,0	0,6	1,2
0,3 a 3	90,5	96,0	98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65,0	78,0	0,6	1,2
3 a 10	89,0	96,0	98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65,0	75,0	0,6	1,2
10 a 30	89,0	96,0	98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65,0	75,0	0,6	1,2
> 30	89,0	96,0	98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65,0	75,0	0,6	1,2

Todos os procedimentos necessários para obtenção do teor de projeto podem ser resumidos no roteiro apresentado a seguir:

1. Selecionar três misturas granulométricas diferentes;
2. Estimar teores de ligantes iniciais;
3. Compactar dois CPs para cada mistura com o teor de ligante inicial (ASTM D 6925);
4. Preparar duas amostras de cada mistura e determinar  $G_{mm}$  (ASTM D 2041);
5. Determinar  $G_{mb}$  dos CPs compactados (ASTM D 1188 ou ASTM D 2726, caso o material seja absorvivo);
6. Calcular e avaliar os parâmetros dos CPs compactados ( $\%G_{mm}$  a  $N_{ini}$ ,  $\%G_{mm}$  a  $N_{des}$  ou  $V_v$ ,  $\%G_{mm}$  a  $N_{max}$ , VAM, RBV e P/A) (provavelmente nesta etapa inicial nenhuma mistura atenderá a todos os requisitos simultaneamente);
7. Com base nos valores obtidos, estimar novos teores de ligante para atendimento da  $\%G_{mm}$  a  $N_{des}$  e estimar os demais parâmetros (caso nenhuma mistura tenha potencial de atendimento a todos os requisitos, reavaliar as misturas granulométricas e reiniciar o procedimento);
8. Selecionar a mistura que indique maior folga no atendimento aos parâmetros estimados e prosseguir os ensaios;
9. Para a mistura granulométrica selecionada, compactar dois CPs para cada um dos teores abaixo:
  - a. teor de ligante estimado;
  - b. teor de ligante estimado  $\pm 0,5\%$  e
  - c. teor de ligante estimado  $+1,0\%$ ;
10. Preparar duas amostras da mistura com teor de ligante estimado e determinar  $G_{mm}$ ;
11. Calcular a  $G_{mm}$  para as demais misturas pela sua relação com  $G_{se}$  e teor de ligante;
12. Determinar  $G_{mb}$  dos CPs compactados;
13. Calcular e avaliar os parâmetros dos CPs compactados ( $\%G_{mm}$  a  $N_{ini}$ ,  $\%G_{mm}$  a  $N_{des}$  ou  $V_v$ ,  $\%G_{mm}$  a  $N_{max}$ , VAM, RBV e P/A);
14. Gerar gráficos de cada um dos parâmetros em função dos teores de ligante;
15. Provavelmente a mistura com teor de ligante estimado atenderá aos requisitos. Caso contrário, o teor de projeto correspondente a  $V_v$  de 4% pode ser obtido via gráfico, bem como os demais parâmetros.

### 3.3 Procedimentos de Ensaio

#### 3.3.1 Equipamento

Para se alcançar o modelo teórico de flexão a quatro pontos apresentado, necessita-se de um equipamento que apoie um corpo de prova prismático (viga) com apoios que restringem deslocamento na vertical, mas permitem livre rotação e deslocamento horizontal. A Figura 3.6 representa de forma esquemática a disposição das cargas e vínculos dos apoios do equipamento.

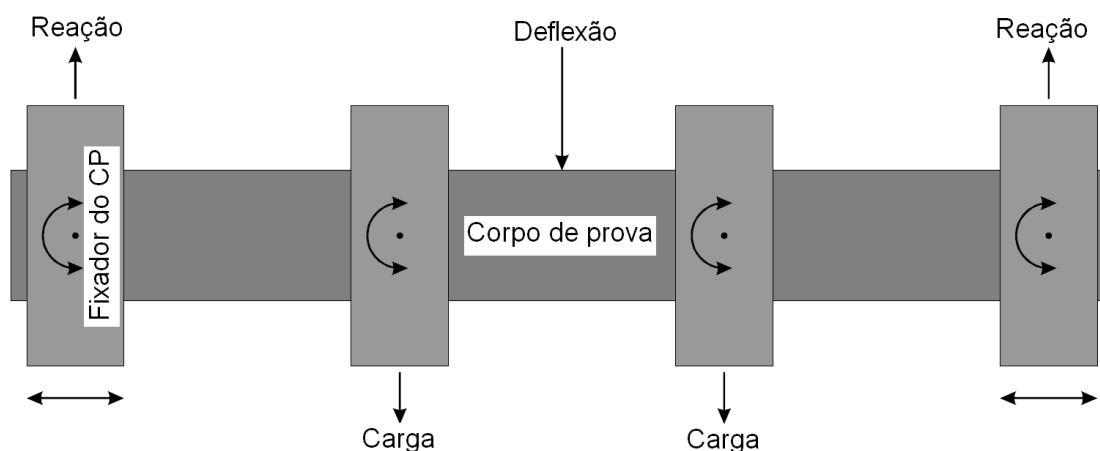


Figura 3.6 – Esquema de carregamento e vínculos da apoio do aparelho de flexão a quatro pontos (Fonte: Manual de referência IPC Global).

O equipamento utilizado é o *Pneumatic Standalone 4 Point Bending*, da IPC global (Figura 3.7), constituído de um sistema pneumático para transmissão da força aos dois apoios internos, transdutores para aquisição de dados e unidade de controle interligada a um computador pessoal que permite a realização de configuração e registro dos dados adquiridos. Além disso, conta-se com uma câmara climática capaz de variar a temperatura.



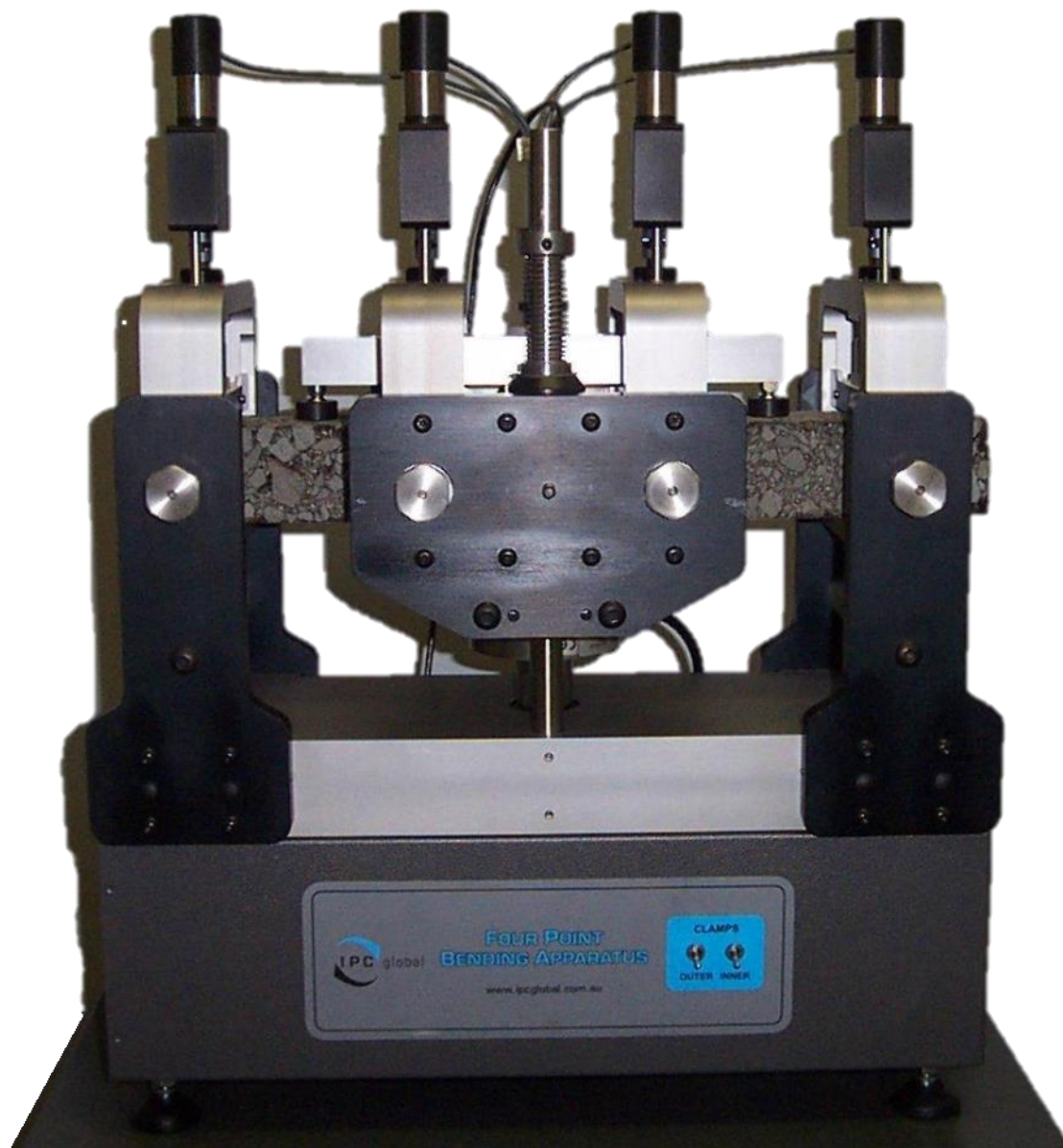


Figura 3.7 – Aparelho de flexão a quatro pontos disponível para os ensaios no GEOTEC – Grupo de Geotecnia.

### 3.3.2 Ensaios de Módulo de Rigidez Dinâmica ou Módulo Complexo

O teste é aplicado sob o mesmo esquema de carregamento descrito na seção anterior, conforme ilustrado pela Figura 2.9. Das equações 2.15 e 2.16, fazendo-se  $a=L/3$  e  $x=L/2$ , as equações que fornecem a tensão, módulo de rigidez e deformação específica no centro do vão da viga são as seguintes (Equações 3.1, 3.2 e 3.3):

$$\sigma = \frac{PL}{bh^2} \quad (3.1)$$

$$E_s = \frac{23PL^3}{108bh^3\Delta} \quad (3.2)$$

$$\epsilon_t = \frac{\sigma}{E_s} = \frac{108h\Delta}{23L^2} \quad (3.3)$$

onde:

$\sigma$  – tensão normal;

$E_s$  – módulo de elasticidade;

$\Delta$  – deflexão da viga;

$P$  – carga;

$L$  – comprimento;

$b$  – largura da viga (base);

$h$  – altura da viga;

$\epsilon_t$  – deformação específica.

Como já mencionado, as equações até aqui apresentadas não consideram o efeito das deformações de cisalhamento. Irwin e Gallaway (1974), citados por Huang (1993), após considerarem o efeito dessas deformações, apresentaram a seguinte expressão para cálculo do módulo de rigidez (Equação 3.4):

$$E_s = \frac{23PL^3}{108bh^3\Delta} \left[ 1 + \frac{216h^2(1+\nu)}{115L^2} \right] \quad (3.4)$$

onde:

$\nu$  – coeficiente de *Poison*.

A expressão entre colchetes representa o fator de correção e depende, basicamente, da relação  $h/L$ , pois o coeficiente de *Poison* apresenta pouca variação. Considerando-se, por exemplo,  $h=50\text{mm}$ ,  $L=380\text{mm}$  e  $\nu=0,35$ , o fator de correção corresponde a 1,044, ou seja, para pequenas alturas de vigas em relação ao comprimento o efeito dos esforços de cisalhamento podem ser desprezados.

O ensaio é especificado pela norma EN 12697-26, que consiste na aplicação de uma carga sinusoidal no corpo de prova prismático, medindo-se a carga aplicada e a deflexão correspondente. Nesse caso, há uma diferença em relação ao apresentado por

Huang (1993). Enquanto lá o módulo é definido na repetição de n° 200, a norma europeia especifica que são aplicados 100 pulsos, utilizando-se o último para determinação do módulo de rigidez.

Como o módulo de rigidez das misturas betuminosas depende das temperaturas e das frequências do carregamento, necessita-se definir as condições do ensaio, incluindo o modo de carregamento. A fim de obter dados que melhor representem as condições ambientais da região amazônica, foram consideradas temperaturas a partir de 25°C, aumentando-se gradualmente em 5°C até 55°C.

Com relação às frequências de aplicação de cargas, de modo a simular as ações provocadas pelo tráfego na base das camadas betuminosas do pavimento, a norma propõe sequências de frequências de 0,1 Hz, 0,2 Hz, 0,5 Hz, 1 Hz, 2 Hz, 5 Hz, 10 Hz, 20 Hz, 50 Hz e 1 Hz. A repetição da primeira frequência tem a finalidade de verificar se o corpo de prova foi danificado ao longo do ensaio. Caso a diferença dos módulos entre a primeira e última medição para a mesma temperatura seja superior a 3%, o corpo de prova é considerado danificado.

Segundo a norma EN 12697-24, 3000 ciclos de aplicação de carga podem causar danos por fadiga prematuros. A fim de preservar os corpos de prova para a sequência dos exames, a série de frequências diferentes será reduzida para 1 Hz, 3 Hz, 10 Hz, 20 Hz e 1 Hz. Dessa forma, considerando-se 100 repetições para cada frequência e 3 temperaturas diferentes, cada viga sofrerá 3500 ciclos que, apesar de superior ao sugerido pela norma, ainda é um valor baixo para produzir danos por fadiga.

Quanto ao modo de carregamento, optou-se o de deformação controlada, com amplitude máxima de deformação de  $50\mu\text{m/m}$ , valor que, segundo a norma, não causa danos ao corpo de prova, pois, como já mencionado, necessita-se preservar os corpos de prova para a sequência de ensaios.

### **3.4 Confeção dos Corpos de Prova**

A norma europeia não fixa as dimensões totais dos corpos de prova, mas as limitam em função da dimensão máxima do agregado componente da mistura betuminosa. Além disso, fixa parâmetros de controle dimensionais. A largura (B) e altura (h) deverão ser no mínimo três vezes o diâmetro máximo do agregado e o comprimento efetivo (L), que corresponde à distância entre os dois apoios extremos, deverá ser superior a seis vezes a dimensão máxima do agregado.

Por fim, o comprimento total ( $L_{tot}$ ) não pode superar 10% do comprimento efetivo, a diferença entre o maior e o menor valor medido para altura e largura não pode ultrapassar 1,0mm e a diferença entre a maior e menor dimensão medida para o comprimento deve limitar-se a 2,0mm.

Como já mencionado, o ensaio de flexão em quatro pontos ainda não está difundido no Brasil, assim como os aparelhos para esse tipo de procedimento. Igualmente, corpos de prova prismáticos não são costumeiramente utilizados, residindo aí uma das dificuldades práticas encontradas para a realização dos ensaios: confecção dos corpos de prova.

Para se superar essa dificuldade, concebeu-se um molde metálico com rigidez suficiente para permitir compactação da massa asfáltica sem ocorrência de deformação, garantindo-se dimensões dentro dos limites de tolerância da norma. O molde foi fabricado de modo a permitir total desmontagem para facilitar a retirada do corpo de prova, sendo composto de uma base sob a qual são fixadas as peças laterais. A parte superior consiste de uma peça metálica bastante rígida que se encaixa no interior do molde, sobre a qual é aplicado esforço para fins de compactação da massa asfáltica de acordo com parâmetros estabelecidos no procedimento de dosagem de seus componentes (Figuras 3.8 e 3.9).



Figura 3.8 – Molde desenvolvido para confecção dos corpos de prova prismáticos.



Figura 3.9 – Molde desmontado.

Embora a base do molde apresente dimensões fixas, medindo 63mm de largura por 400mm de comprimento, a altura é regulável, com controle executado por dois parafusos laterais com função de limitador da compactação para a altura aferida. Dessa forma, a compactação é realizada por controle de altura, optando-se por confeccionar corpos de prova com densidades equivalentes à compactação correspondente ao número de giros de projeto da dosagem Superpave. Basicamente, fixadas a densidade e as dimensões do corpo de prova, calcula-se a quantidade de massa asfáltica a ser utilizada.

Em resumo, fixando-se as dimensões e volume da viga, a massa asfáltica foi calculada em função da densidade e distribuída uniformemente no interior do molde, ambos aquecidos até a temperatura de compactação. Ato contínuo, encaixou-se a parte metálica interna, responsável pela transmissão da energia de compactação e conformação da superfície superior da viga, e se iniciou a aplicação dos golpes com emprego de uma marreta de mão. A vibração induzida pelos impactos, em conjunto com pequenos impactos nas laterais do molde, também realizados com a marreta, promoveu o rearranjo dos grãos, o que permitiu melhor compactação da massa asfáltica e conformação dos corpos de prova nas dimensões e com a densidade almejada.

## Capítulo 4

### 4 RESULTADOS E ANÁLISES

#### 4.1 Caracterização dos Materiais

##### 4.1.1 Agregados

Os agregados utilizados nesse trabalho são os mesmos empregados por Silva (2011), com objetivo de prosseguir com os estudos referentes ao material alternativo avaliado, o ASAC confeccionado a partir de processos industriais. Dessa forma, os dados de caracterização dos agregados já se encontravam disponíveis e foram utilizadas no presente estudo. Os resultados obtidos encontram-se dispostos nas Tabelas 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1 - Caracterização física dos agregados.

Análise	Amostra	
	ASAC SUC	Areia Mao
Gsb (g/cm <sup>3</sup> )	1,855	2,632
Gsbssd (g/cm <sup>3</sup> )	2,133	
Gsa (g/cm <sup>3</sup> )	2,571	2,692
Absorção(%)	15	0
Wul (kg/m <sup>3</sup> )	1062	
Wur (kg/m <sup>3</sup> )	1126,35	1676
Adesividade	Satisfatória	

Tabela 4.2 - Distribuição granulométrica.

Abertura (mm)	Porcentagem que passa	
	ASAC	Areia MAO
25	100	100
19	97,9	100
12,5	73,7	100
9,5	58,5	100
4,75	16,8	99,8
2,36	3,5	98,8
1,18	2,2	94,6
0,6	1,7	77,9
0,3	1,4	35,6
0,075	0,4	2,6

#### 4.1.2 Dosagens das Misturas Asfálticas

Como mencionado, a norma não fixa dimensões para os corpos de prova, mas limitam suas dimensões mínimas em função do tamanho máximo do agregado. Para compatibilizar essas dimensões à granulometria, o tamanho máximo do agregado deve ser 12,5mm. Considerando-se que o agregado disponível apresenta tamanho máximo de 19mm necessitou-se fracioná-lo para ajustar-se às dimensões do corpo de prova. Além disso, para permitir seu enquadramento na faixa Superpave, a parcela passante na peneira de abertura de 2,36mm também foi descartada, resultando-se em um agregado denominado ASAC fracionado, com a granulometria disposta na 4.3.

Tabela 4.3 - Distribuição granulométrica do ASAC fracionado.

<b>Abertura (mm)</b>	<b>ASAC Fracionado % passa</b>
25	100
19	100
12,5	100
9,5	78,3
4,75	18,9
2,36	0,0
1,18	0,0
0,6	0,0
0,3	0,0
0,075	0,0

Encontram-se dispostos na Tabela 4.4 os dados concernentes à dosagem mineral obtida por meio da metodologia Superpave. Para obtenção do teor de projeto seguiu-se o roteiro apresentado no final da seção 3.2.2.

Tabela 4.4 - Distribuição granulométrica do ASAC fracionado.

<b>Componentes</b>	<b>Mistura 1</b>	<b>Mistura 2</b>	<b>Mistura 3</b>
ASAC Fracionado	53,66	62,00	50,00
Areia MAO	42,44	34,00	45,00
Cimento Portland	3,90	4,00	5,00

Os estudos utilizaram o CAP 50/70, realizando-se, para cada mistura, duas compactações no CGS, obtendo-se os parâmetros dispostos nas Tabelas 4.5 e 4.6. Adotaram-se os teores de ligante de 10,6%, 11,4% e 9,6%, respectivamente às misturas 1, 2 e 3. Observa-se, de início, que nenhuma das composições atendeu à

premissa básica de 96% de compactação em relação à Gmm. Além disso, diversos outros parâmetros também não foram atingidos, como disposto na Tabela 4.7.

Tabela 4.5 - Parâmetros de compactação para o corpo de prova 1 de cada mistura.

Φ CP	N de giros		Corpo de prova 1						
			Massa total [g]	Gmm [g/cm <sup>3</sup> ]	Altura [mm]	Gmb (medida) [g/cm <sup>3</sup> ]	Gmb (estimada) [g/cm <sup>3</sup> ]	Gmb (corrigida) [g/cm <sup>3</sup> ]	%Gmm
100	N <sub>ini</sub>	8	1816,2	2,073	123,63	-	1,870	1,884	90,9
	N <sub>projeto</sub>	100			116,01	-	1,993	2,008	96,8
	N <sub>máx</sub>	160			115,07	2,024	2,010	2,024	97,6
Mistura 1	N <sub>ini</sub>	8	1763,5	2,036	125,35	-	1,791	1,808	88,8
	N <sub>projeto</sub>	100			113,07	-	1,986	2,005	98,5
	N <sub>máx</sub>	160			112,37	2,017	1,998	2,017	99,1
Mistura 2	N <sub>ini</sub>	8	1839,6	2,133	125,18	-	1,871	1,891	88,6
	N <sub>projeto</sub>	100			117,11	-	2,000	2,021	94,8
	N <sub>máx</sub>	160			116,37	2,034	2,013	2,034	95,4

Tabela 4.6 - Parâmetros de compactação para o corpo de prova 2 de cada mistura.

Φ CP	N de giros		Corpo de prova 2						
			Massa total [g]	Gmm [g/cm <sup>3</sup> ]	Altura [mm]	Gmb (medida) [g/cm <sup>3</sup> ]	Gmb (estimada) [g/cm <sup>3</sup> ]	Gmb (corrigida) [g/cm <sup>3</sup> ]	%Gmm
100	N <sub>ini</sub>	8	1807,4	2,073	123,37	-	1,865	1,876	90,5
	N <sub>projeto</sub>	100			115,27	-	1,996	2,008	96,9
	N <sub>máx</sub>	160			114,35	2,024	2,012	2,024	97,6
Mistura 1	N <sub>ini</sub>	8	1777,7	2,036	125,53	-	1,803	1,821	89,4
	N <sub>projeto</sub>	100			113,96	-	1,986	2,006	98,5
	N <sub>máx</sub>	160			113,65	2,011	1,992	2,011	98,8
Mistura 2	N <sub>ini</sub>	8	1853,6	2,133	125,56	-	1,880	1,896	88,9
	N <sub>projeto</sub>	100			117,56	-	2,008	2,025	94,9
	N <sub>máx</sub>	160			116,82	2,038	2,020	2,038	95,5

Tabela 4.7 - Avaliação dos parâmetros obtidos nos teores de ligante iniciais.

Misturas teste	Gmb corrigido [%Gmm]			% de vazios (V <sub>v</sub> )	VAM	Avaliação
	N <sub>inicial</sub>	N <sub>projeto</sub>	N <sub>máximo</sub>			
Mistura 1	90,7	96,9	97,6	3,1	16,9	Não atende
Mistura 2	89,1	98,5	98,9	1,5	15,4	Não atende
Mistura 3	88,8	94,9	95,5	5,1	16,5	Não atende
Crítérios:	<= 89	96	<= 98	= 4	>= 14	

Com base nos parâmetros obtidos com as tentativas iniciais, avaliou-se que a mistura 2, com menor teor de ligante, poderia atender a todos os requisitos. Dessa forma, a mesma foi selecionada para novas tentativas, compondo-se com teores de



ligante de 9,9%, 10,4%, 10,9% e 11,4%, resultando-se nos dados dispostos nas Tabelas 4.8 e 4.9. Nessa nova rodada de ensaios, observa-se que a mistura 2 com 10,9% de ligante atende a todos os critérios, sendo este, portanto, o teor “ótimo” de ligante (Tabela 4.10).

Tabela 4.8 - Parâmetros de compactação para o corpo de prova 1 da mistura 2.

Teor de ligante	N de giros		Corpo de prova 1						
			Massa total [g]	Gmm [g/cm <sup>3</sup> ]	Altura [mm]	Gmb (medida)[g/cm <sup>3</sup> ]	Gmb (estimada) [g/cm <sup>3</sup> ]	Gmb (corrigida) [g/cm <sup>3</sup> ]	%Gmm
9,9	N <sub>ini</sub>	8	949,4	2,071	70,65	-	1,711	1,767	85,3
	N <sub>projeto</sub>	100			63,75	-	1,896	1,958	94,6
	N <sub>máx</sub>	160			63,04	1,980	1,918	1,980	95,6
10,4	N <sub>ini</sub>	8	959,9	2,059	69,80	-	1,751	1,800	87,4
	N <sub>projeto</sub>	100			63,77	-	1,917	1,970	95,7
	N <sub>máx</sub>	160			63,11	1,991	1,937	1,991	96,7
10,9	N <sub>ini</sub>	8	964,7	2,047	69,91	-	1,757	1,783	87,1
	N <sub>projeto</sub>	100			63,44	-	1,936	1,965	96,0
	N <sub>máx</sub>	160			62,81	1,985	1,956	1,985	97,0
11,4	N <sub>ini</sub>	8	952,2	2,036	68,27	-	1,776	1,804	88,6
	N <sub>projeto</sub>	100			61,83	-	1,961	1,992	97,8
	N <sub>máx</sub>	160			61,55	2,001	1,970	2,001	98,3

Tabela 4.9 - Parâmetros de compactação para o corpo de prova 2 da mistura 2.

Teor de ligante	N de giros		Corpo de prova 2						
			Massa total [g]	Gmm [g/cm <sup>3</sup> ]	Altura [mm]	Gmb (medida) [g/cm <sup>3</sup> ]	Gmb (estimada) [g/cm <sup>3</sup> ]	Gmb (corrigida) [g/cm <sup>3</sup> ]	%Gmm
9,9	N <sub>ini</sub>	8	970,4	2,071	70,78	-	1,746	1,754	84,7
	N <sub>projeto</sub>	100			64,54	-	1,914	1,924	92,9
	N <sub>máx</sub>	160			63,86	1,944	1,935	1,944	93,9
10,4	N <sub>ini</sub>	8	947,2	2,059	69,35	-	1,739	1,742	84,6
	N <sub>projeto</sub>	100			62,48	-	1,930	1,934	93,9
	N <sub>máx</sub>	160			61,77	1,956	1,952	1,956	95,0
10,9	N <sub>ini</sub>	8	951,7	2,047	69,82	-	1,736	1,778	86,9
	N <sub>projeto</sub>	100			63,18	-	1,918	1,965	96,0
	N <sub>máx</sub>	160			62,46	1,988	1,940	1,988	97,1
11,4	N <sub>ini</sub>	8	954,9	2,036	69,30	-	1,754	1,782	87,5
	N <sub>projeto</sub>	100			62,58	-	1,943	1,973	96,9
	N <sub>máx</sub>	160			61,98	1,992	1,962	1,992	97,8

Tabela 4.10 - Avaliação dos parâmetros obtidos nos teores de ligante iniciais.

Teor de ligante	Gmb corrigido [%Gmm]			% de vazios (V <sub>v</sub> )	VAM	RBV	P <sub>te</sub>	pó/asfalto efetivo (P/A)	Avaliação
	N <sub>inicial</sub>	N <sub>projeto</sub>	N <sub>máximo</sub>						
9,9	85,0	93,7	94,7	6,3	16,7	62	5,5	0,89	Não atende
10,4	86,0	94,8	95,8	5,2	16,7	68	6,0	0,81	Não atende
10,9	87,0	96,0	97,0	4,0	16,6	75	6,5	0,75	Atende
11,4	88,1	97,4	98,1	2,6	16,4	83	7,1	0,69	Não atende
Critérios:	<= 89	96	<= 98	= 4	>= 14	65 a 75		0,6 a 1,2	

O trabalho antecessor com esse ASAC produzido por processo industrial definiu o teor de projeto de ligante da mistura pelo método do 3º Distrito Rodoviário Federal (3º DRF) do DNIT (Soares *et al.*, 2000), que procura o melhor equilíbrio entre valores do Volume de Vazios (Vv) e da Relação Betume-Vazios (RBV), determinados após aplicação do Método *Marshall* de compactação. Com aquela metodologia, o teor de ligante da mistura resultou em 9,40%, inferior ao aqui estabelecido.

Como já mencionado na seção introdutória, misturas com pouco ligante tendem a apresentar problemas precoces de trincamento por fadiga e o excesso de ligante torna-a mais suscetível a deformações permanentes, mas o ponto “ótimo” é de difícil obtenção. Neste caso, o que pode ser concluído de pronto é que a mistura com teor de projeto determinado pelo método tradicional é mais suscetível a trincamentos e a obtida pela metodologia Superpave, com uso do compactador giratório, tende a apresentar maiores valores de deformação permanente. Assim, para se definir a melhor metodologia, também devem ser consideradas as características ambientais e de tráfego locais.

#### 4.1.3 *Moldagem dos Corpos de Prova*

Com o teor de ligante obtido e a densidade da mistura correspondente à compactação com o número de giros de projeto, calculou-se a quantidade de material necessário para se atingir o mesmo grau de compactação com as dimensões dos corpos de prova prismáticos a serem submetidos aos ensaios de flexão a quatro pontos. Realizada a mistura, a massa asfáltica foi depositada no molde e submetida à compactação mediante aplicação de golpes e vibração, obtendo-se 18 (dezoito) corpos de prova prismáticos (Figura 4.11). Nota-se que as medidas da largura da base e do comprimento mantiveram-se constantes para todas as vigas, o que ocorreu diante da rigidez do molde que mantém fixas essas dimensões. Nesse caso, o controle da compactação foi realizado monitorando-se a altura, ou seja, a massa asfáltica foi compactada até se atingir a altura pré-estabelecida. A altura final das vigas oscilou entre 50,2mm a 51,9mm.

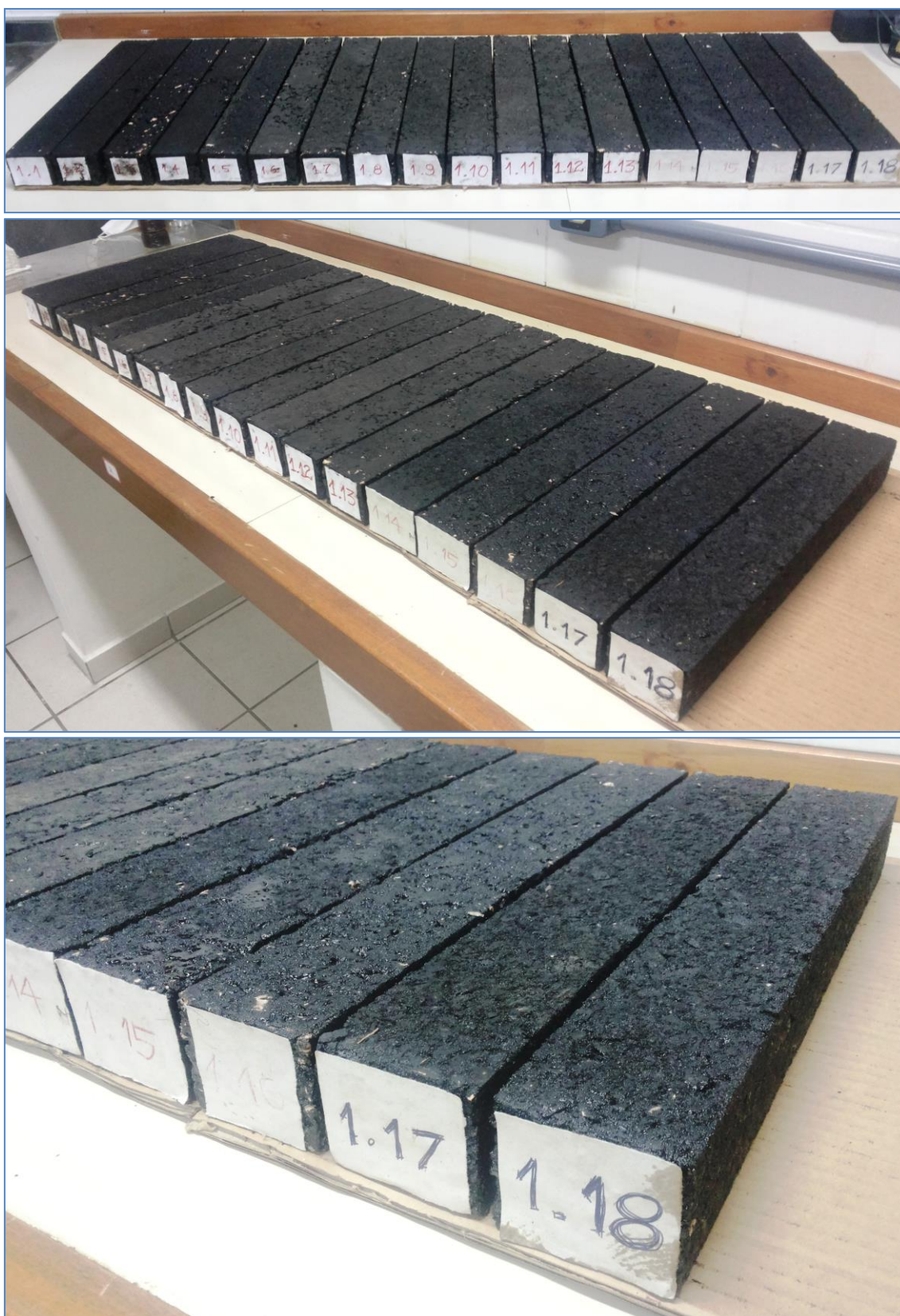


Figura 4.1 – Corpos de prova prismáticos obtidos com o molde concebido.

Tabela 4.11 - Dados dos corpos de prova moldados.

Viga	Massa (g)	Comprimento (mm)	Largura da base (mm)	Altura (mm)	Volume (cm <sup>3</sup> )	Densidade (g/cm <sup>3</sup> )
1.1	2456	400	64,5	50,2	1295,2	1,896
1.2	2443	400	64,5	51,5	1327,8	1,840
1.3	2433	400	64,5	50,8	1311,5	1,855
1.4	2443	400	64,5	51,3	1324,4	1,845
1.5	2470	400	64,5	51,0	1316,7	1,876
1.6	2461	400	64,5	51,9	1338,2	1,839
1.7	2446	400	64,5	50,9	1314,1	1,861
1.8	2446	400	64,5	50,7	1308,9	1,869
1.9	2449	400	64,5	51,5	1327,8	1,844
1.10	2394	400	64,5	51,4	1326,1	1,805
1.11	2441	400	64,5	51,3	1322,7	1,845
1.12	2478	400	64,5	50,8	1309,8	1,892
1.13	2465	400	64,5	51,7	1333,0	1,849
1.14	2454	400	64,5	51,8	1337,3	1,835
1.15	2462	400	64,5	51,5	1329,6	1,852
1.16	2479	400	64,5	51,3	1324,4	1,872
1.17	2433	400	64,5	51,2	1321,0	1,842
1.18	2450	400	64,5	51,3	1324,4	1,850

## 4.2 Caracterização Mecânica

Como resultado dos ensaios mecânicos, para cada corpo de prova e temperatura o software do equipamento gerou um relatório com os dados do ensaio, incluindo parâmetros de entrada e resultados, disponibilizando, para cada frequência, a amplitude de força e de deslocamento, o ângulo de fase e o módulo complexo, dentre outras informações, conforme os dados dispostos na Tabela 4.12 que, a título ilustrativo, representa os dados resultantes para a viga 1.4 a 25°C.

Tabela 4.12 - Relatório gerado pelo software para a viga 1.4 a 25°C

Pre-test frequency spectrum	1 Hz	3 Hz	10 Hz	20 Hz	1 Hz
Cycle number	100	100	100	100	100
(Complex) stiffness modulus (MPa)	1313	1639	2006	2046	1324
Strain amplitude ( $\mu\epsilon$ )	51	52	49	20	51
Stress amplitude (MPa)	0	0	0	0	0
Phase lag (deg)	20,4	18,1	15,9	15,1	20,3
Dissipated energy (kJ/m <sup>3</sup> )	0,004	0,004	0,004	0,001	0,004
Core temperature (°C)	24,5	24,5	24,5	24,5	24,4
Surface temperature (°C)	24,5	24,4	24,4	24,4	24,4
Force amplitude (N)	31	40	46	19	32
Deflection amplitude (mm)	0,027	0,027	0,026	0,011	0,027
Measured phase lag (deg)	20,4	18,1	15,9	15,1	20,3

Ainda para este mesmo corpo de prova, a 1Hz e 25°C, visualiza-se a tela do software, capturada durante a realização dos ensaios (Figuras 4.2 e 4.3).

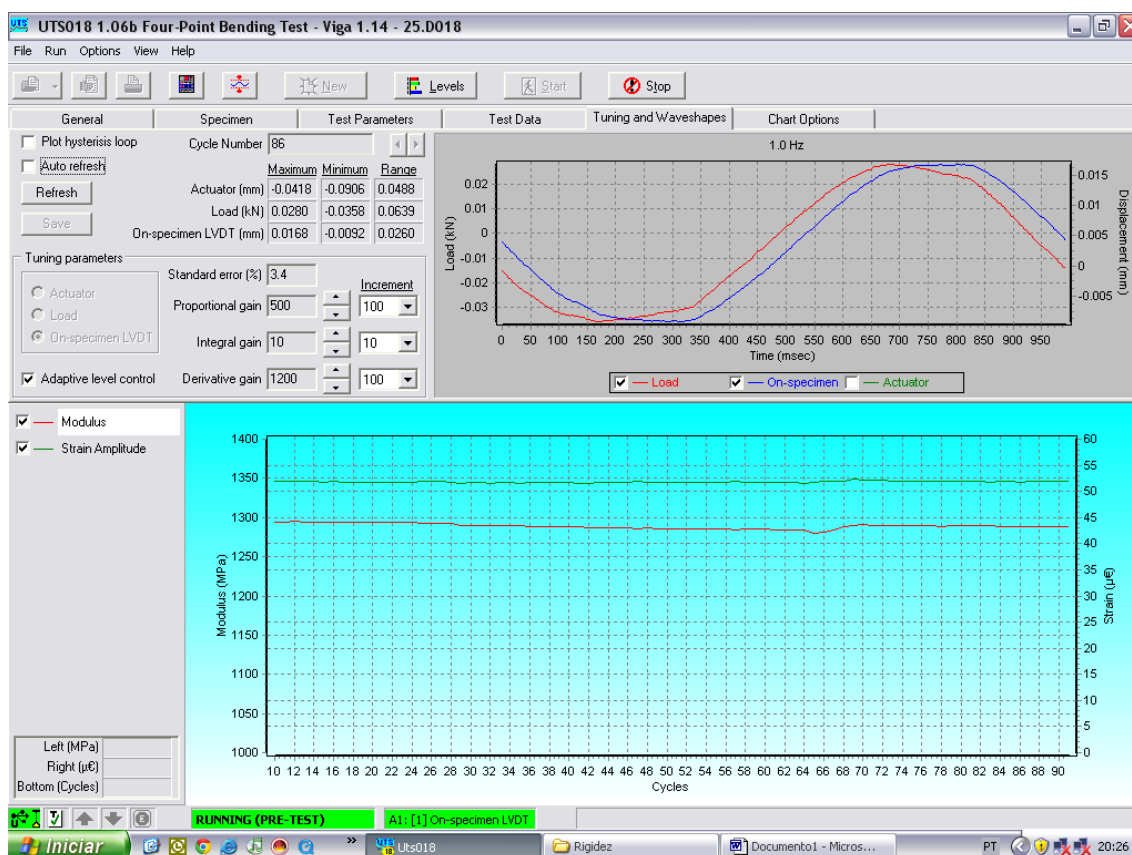


Figura 4.2 – Tela do software capturada durante ensaio da viga 1.4 a 1Hz e 25°C. Podem ser visualizadas na parte superior as funções senoidais da carga e do deslocamento, onde se observa a defasagem entre ambas, de onde decorre a determinação do ângulo de fase.

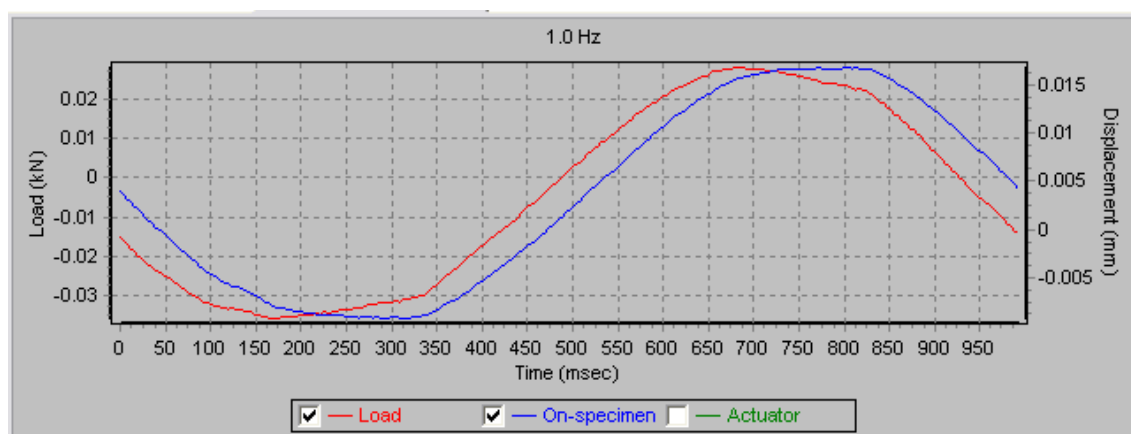


Figura 4.3 – Destaque das funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento. Pode ser facilmente visualizado a defasagem entre os picos das ondas, utilizada para cálculo do ângulo de fase.

Além do relatório consolidado, o software gera outros relatórios, para cada frequência configurada, com os dados discretizados de tempo, deslocamentos e carga, com o qual é possível traçar os gráficos representativos dos pulsos de carga e do correspondente deslocamento, de onde se obtêm as informações necessárias para

cálculo do módulo de rigidez dinâmica e do ângulo de fase. As linhas iniciais do relatório gerado para um dos corpos de prova submetidos ao ensaio a 25°C e pulsos de 1Hz encontram-se na Tabela 4.13, assim como o gráfico correspondente está ilustrado na Figura 4.4.

Tabela 4.13 - Últimas linhas do relatório gerado para um dos corpos de prova submetidos ao ensaio a 25°C e pulsos de 1Hz.

Ciclo #	Tempo (segundos)	Atuador (mm)	Carga (kN)	On-Specimen (mm)
100	99,964	0,064545	-0,015656	-0,010437
	99,968	0,063629	-0,016205	-0,010117
	99,972	0,062866	-0,017441	-0,009735
	99,976	0,062408	-0,01799	-0,009308
	99,98	0,06134	-0,019089	-0,008896
	99,984	0,060577	-0,019775	-0,00853
	99,988	0,059967	-0,020462	-0,008148
	99,992	0,059662	-0,020737	-0,00798

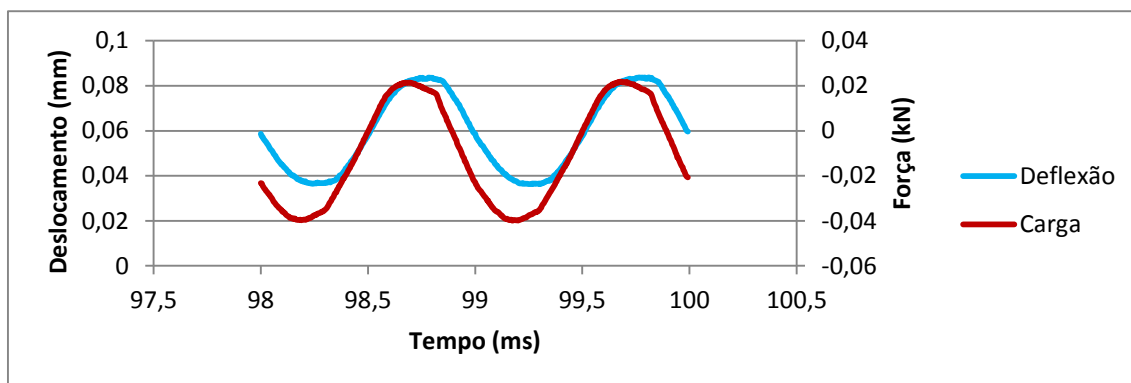


Figura 4.4 – Gráfico gerado diretamente com os dados constante do relatório para um corpo de prova submetido ao ensaio a 25°C e pulsos de 1Hz.

#### 4.2.1 Análise das Vibrações Naturais das Vigas

Utilizando-se a equação da frequência natural da viga (Equação 2.15) os dados geométricos dos corpos de prova e o módulo dinâmico obtido dos ensaios pode-se calcular a frequência teórica de vibração natural das vigas para cada uma das condições de carregamento, o que resultou nos dados contidos na Tabela 4.14.



Tabela 4.14 – Frequências de vibração natural da viga (n=1) para situação de carregamento e temperatura aplicada, em Hz.

Temperatura °C	Frequências de aplicação das cargas (Hz)			
	1	3	10	20
25	151,28	169,13	187,37	189,74
30	134,67	151,66	171,06	175,52
35	109,10	126,28	144,42	144,95
40	79,55	94,31	110,32	104,99
45	59,96	71,02	82,81	71,68
50	51,37	60,06	68,05	47,30
55	40,13	46,40	49,78	26,08

Quanto ao resultado dos ensaios, à medida que a temperatura aumentou, passou-se a observar oscilações em torno da senóide da carga aplicada, o que em uma análise superficial poderia ser associado a erros ou ruídos no equipamento. No gráfico da Figura 4.4, estão delineados, os pulsos de carga e a correspondente deflexão, utilizadas para cálculo do módulo de rigidez dinâmico e pode-se visualizar, também, a defasagem entre os pulsos, que resulta no ângulo de fase ( $\varphi$ ).

Até a temperatura de 40°C e frequência de 10Hz, os pulsos de carga e deslocamento apresentaram-se com boa conformidade, como se observa na Figura 4.5. Para temperaturas superiores, embora as deflexões tenham sido registradas de forma precisa, os pulsos de carga apresentaram variações, como se observa na Figura 4.6. Apesar disso, visualiza-se claramente a conformação do pulso de carga e os dados podem ser analisados estatisticamente para determinação de uma função senoidal que represente o conjunto de dados.

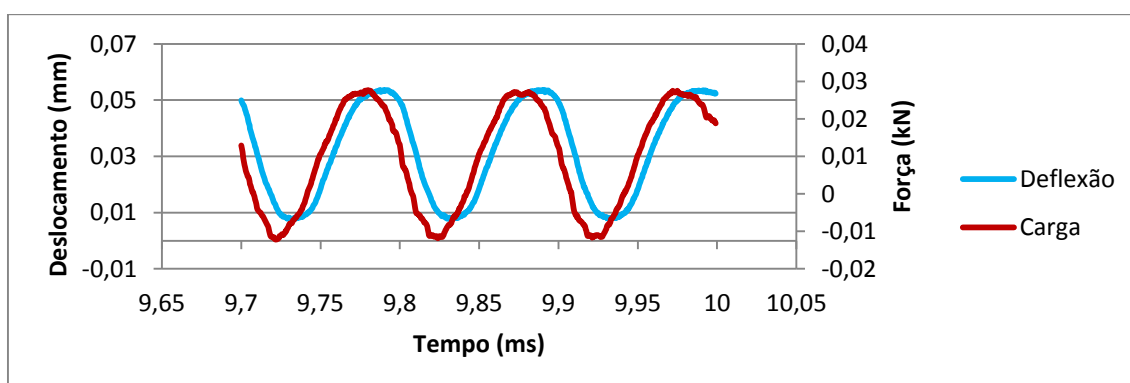


Figura 4.5 – Gráfico gerado diretamente com os dados constante do relatório para um corpo de prova submetido ao ensaio a 40°C e pulsos de 10Hz.

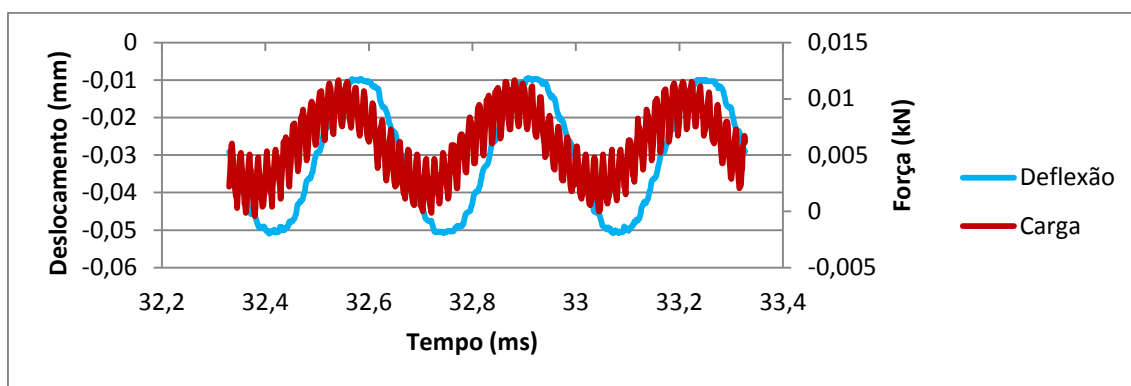


Figura 4.6 – Gráfico gerado diretamente com os dados constante do relatório para um corpo de prova submetido ao ensaio a 55°C e pulsos de 3Hz.

A oscilação registrada na Figura 4.6 é decorrente da vibração natural da viga, conforme discussão realizada na seção introdutória. Realizando-se uma análise fundamentada em simples analogia, pode-se observar que os resultados obtidos, como os exemplificados na Figura 4.7, apresenta comportamento similar ao modelo teórico de interferência ilustrado pela Figura 2.11. Nesse caso, o aumento de temperatura equivale à redução na amplitude da força, pois exige menor intensidade de carga para o mesmo deslocamento o que aumenta a influência da vibração natural no resultado.



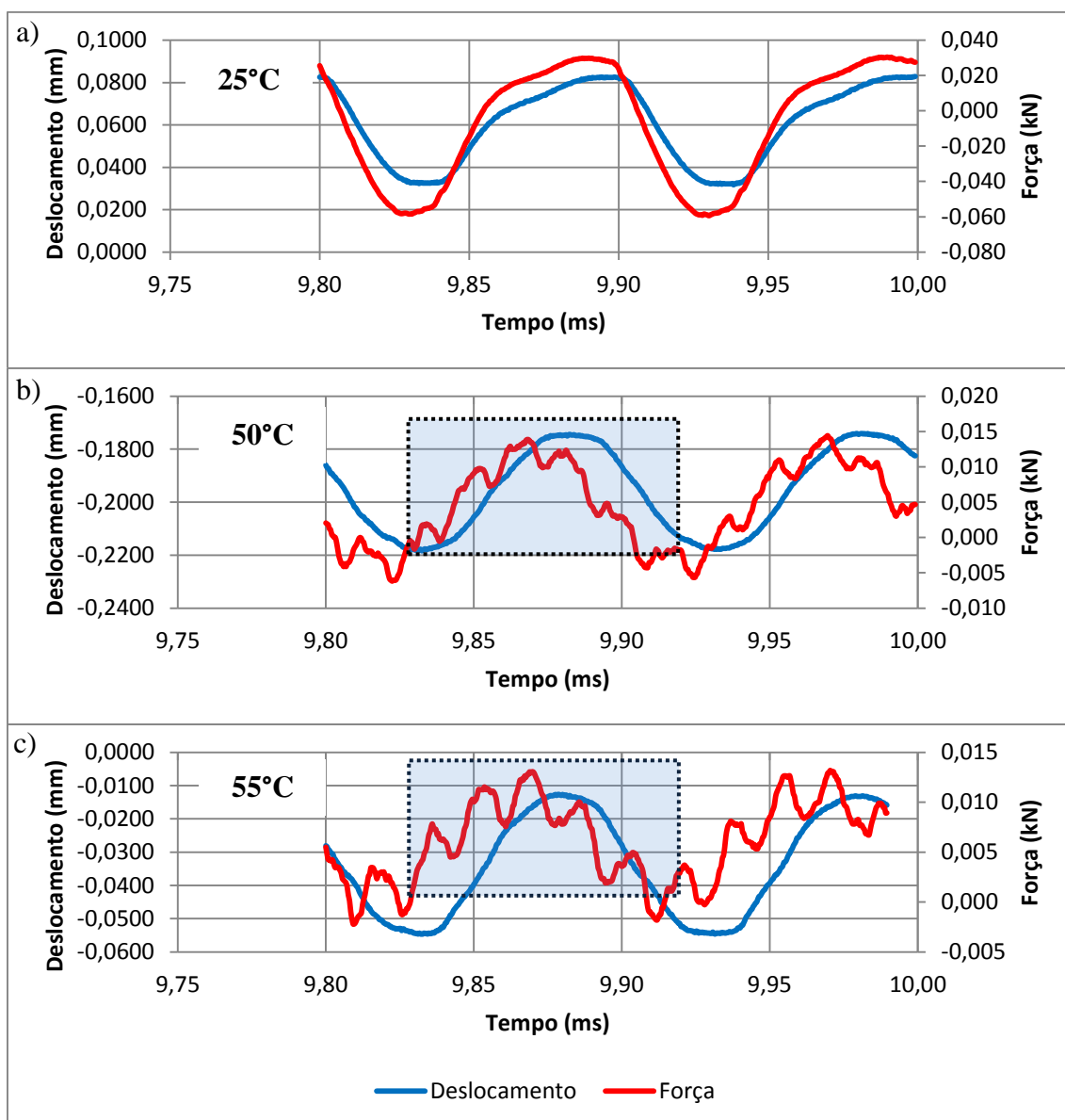


Figura 4.7 – Resultados dos ensaios para frequência de 10 Hz e temperaturas variadas.

Avançando na análise dos resultados, selecionaram-se para ampliação dois trechos delimitados na Figura 4.7 por retângulos tracejados, um para a temperatura de 50°C e outro para 55°C. Nestes trechos dos gráficos podem-se identificar os picos de vibração, medir o período e calcular a frequência correspondente. Para viabilizar as medições e cálculos, delimitaram-se os intervalos de tempo pelas linhas tracejadas marcou-se o tempo inicial e o final correspondente a quatro picos de vibração (Figuras 4.8 e 4.9).

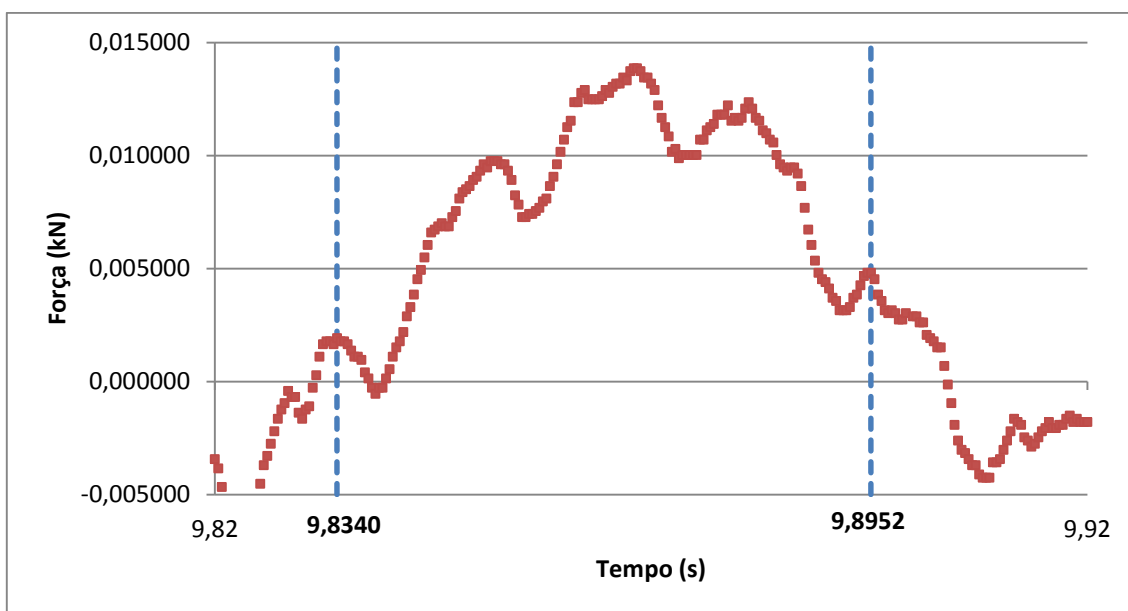


Figura 4.8 – Ampliação da Figura 4.11b.

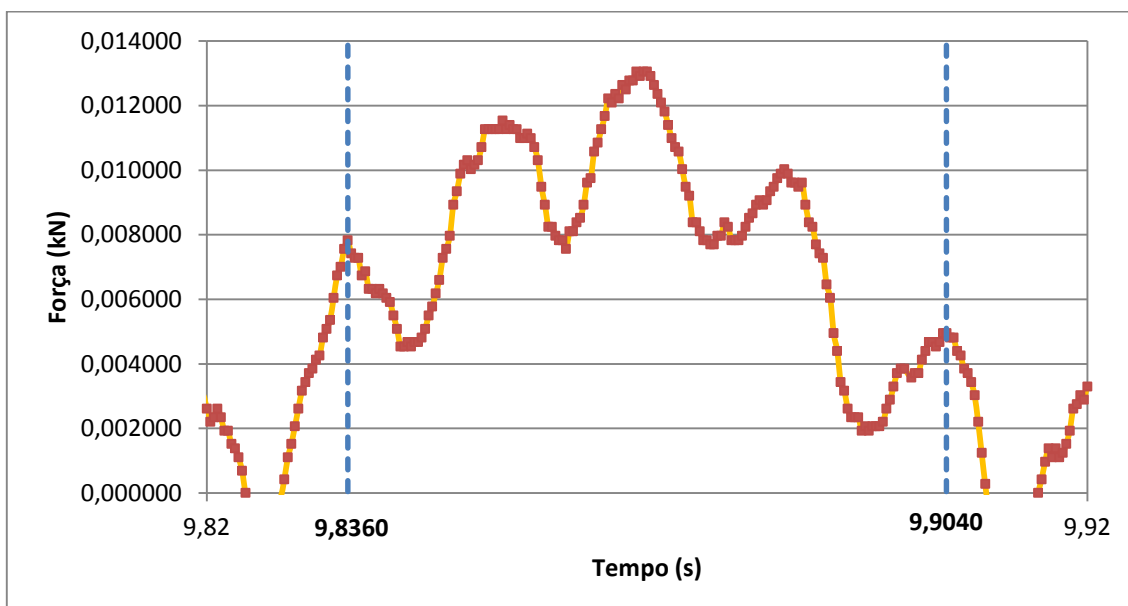


Figura 4.9 – Ampliação da Figura 4.11c.

Os cálculos realizados a partir dos registros gráficos resultaram em um período médio de 0,0153s e frequência natural  $f_n$  de 65,35Hz para a viga a 50°C e período de 0,0169s e frequência de 58,82Hz para a mesma viga a 55°C. A redução da frequência com o aumento da temperatura acompanhou a redução no módulo de elasticidade, situação condizente com a equação da frequência natural da viga bi articulada (Equação 2.15). Além disso, as frequências calculadas com referência nos picos identificados nos gráficos das Figuras 4.8 e 4.9 aproximaram-se das frequências naturais teóricas, o que indica que tais oscilações são, de fato, decorrentes da vibração natural da viga.

Tabela 4.15 – Frequências de vibração natural. Paralelo entre valores medidos e calculados.

Temperatura °C	$f_n$ teórica	$f_n$ medida
50°C	68,05	65,3
55°C	49,78	58,8

Outra situação específica foi observada para os casos em que a frequência forçada foi programada para 20 Hz. Observou-se que até a frequência de 10Hz, para todas as temperaturas estipuladas, os registros dos deslocamentos ocorreu de forma precisa. Para a frequência de 20Hz, no entanto, os pulsos de carga e deslocamento apresentaram-se sem forma definida, como se visualiza nas Figuras 4.10 e 4.11.

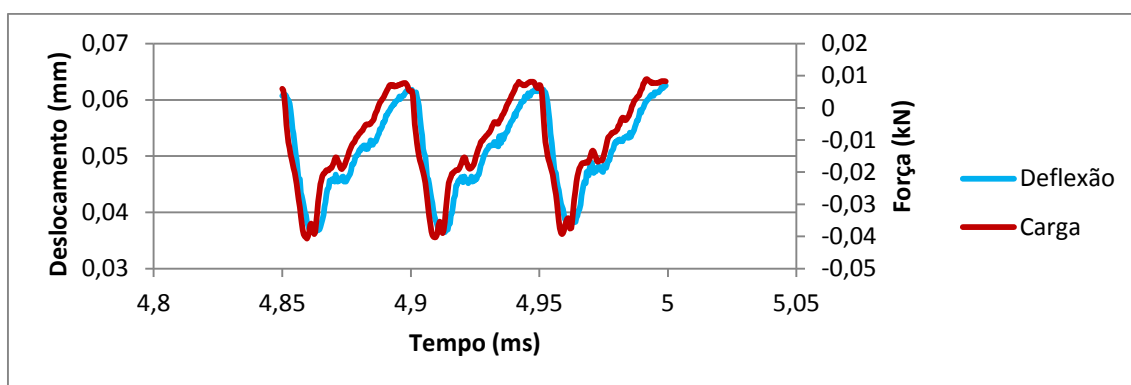


Figura 4.10 – Gráfico gerado diretamente com os dados constante do relatório para um corpo de prova submetido ao ensaio a 25°C e pulsos de 20Hz.

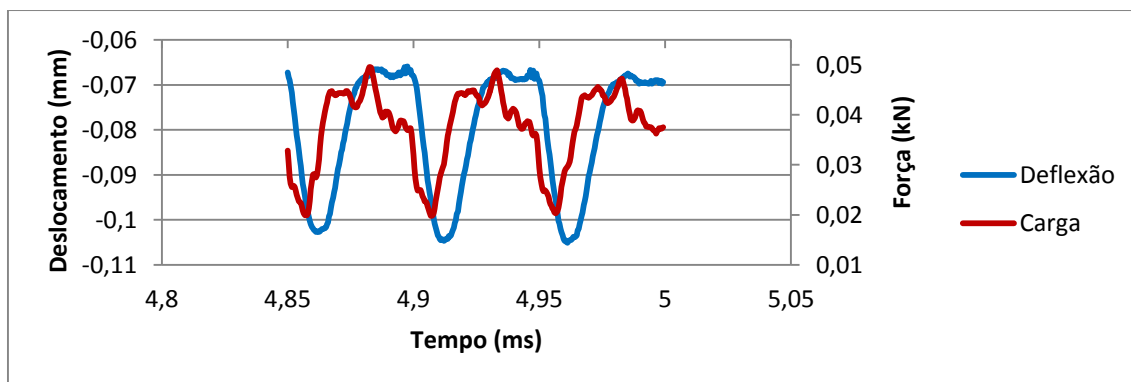


Figura 4.11 – Gráfico gerado diretamente com os dados constante do relatório para um corpo de prova submetido ao ensaio a 45°C e pulsos de 20Hz.

Embora sem forma definida, analisando-se a Figura 4.10, nota-se um padrão a cada pulso de carga, ou seja, para a temperatura de 25°C e 20Hz, os pulsos possuem uma forma repetida. Situação similar ocorre para outras temperaturas, mantendo-se constante a frequência, no entanto o padrão visual do pulso varia em função da temperatura, o que sugere a ocorrência de uma interação diferente.

Recordando-se, o ensaio foi programado para se atingir uma deformação constante a cada pulso de carga. Uma forma de obtenção desse resultado é o equipamento, a cada pulso de carga, registrar a deformação e avaliar a carga necessária para o pulso seguinte, ou seja, se a deformação for excessiva, a carga do próximo pulso deverá ser menor, se a deflexão do próximo pulso for inferior à configurada, ajusta-se novamente a carga do pulso seguinte para um valor ligeiramente superior e assim por diante, em um processo iterativo.

Diante do processo iterativo descrito, o ideal é que o pulso de carga ocorra em concordância com a frequência de vibração da viga. A discordância de frequências dificulta o processo iterativo de ajuste de carga frente às deformações registradas e produz alterações em torno do almejado deslocamento senoidal. Essas interferências serão maiores à medida que a discordância aumenta e que a intensidade da carga diminui.

Em suma, após uma perturbação inicial a viga começará a vibrar, inclusive a defletir sucessivamente para cima e para baixo, no sentido de aplicação da carga. Assim, se o elemento de aplicação de carga desce no instante em que deflexão da viga também desce, a célula de carga registrará um valor correspondente àquela deformação. Quando a deformação corresponder à almejada, considerará que no pulso seguinte deve ser aplicada a mesma intensidade da carga anterior. Se nesse próximo pulso a aplicação da carga coincidir com uma deflexão da viga novamente para baixo, por conta da vibração natural, o efeito na amplitude da deformação deverá ser o mesmo e o processo segue sem grandes perturbações. Caso o pulso seguinte encontre-se com a viga defletindo para cima, o resultado na deflexão final não será o mesmo e ensejará incremento na carga a ser aplicada no pulso seguinte e assim sucessivamente.

Os padrões registrados nos ensaios a 20Hz sugerem que nessas condições o equipamento não conseguiu ajustar intensidade de carga e deslocamento a fim de obter o formato senoidal. Recorrendo-se novamente à analogia, pode-se comparar o resultado dos ensaios (Figura 4.12) com o modelo teórico apresentado na Figura 2.12. Os comportamentos são similares. Observa-se que com a aproximação da igualdade entre as duas frequências o formato senoidal resultante torna-se evidente.

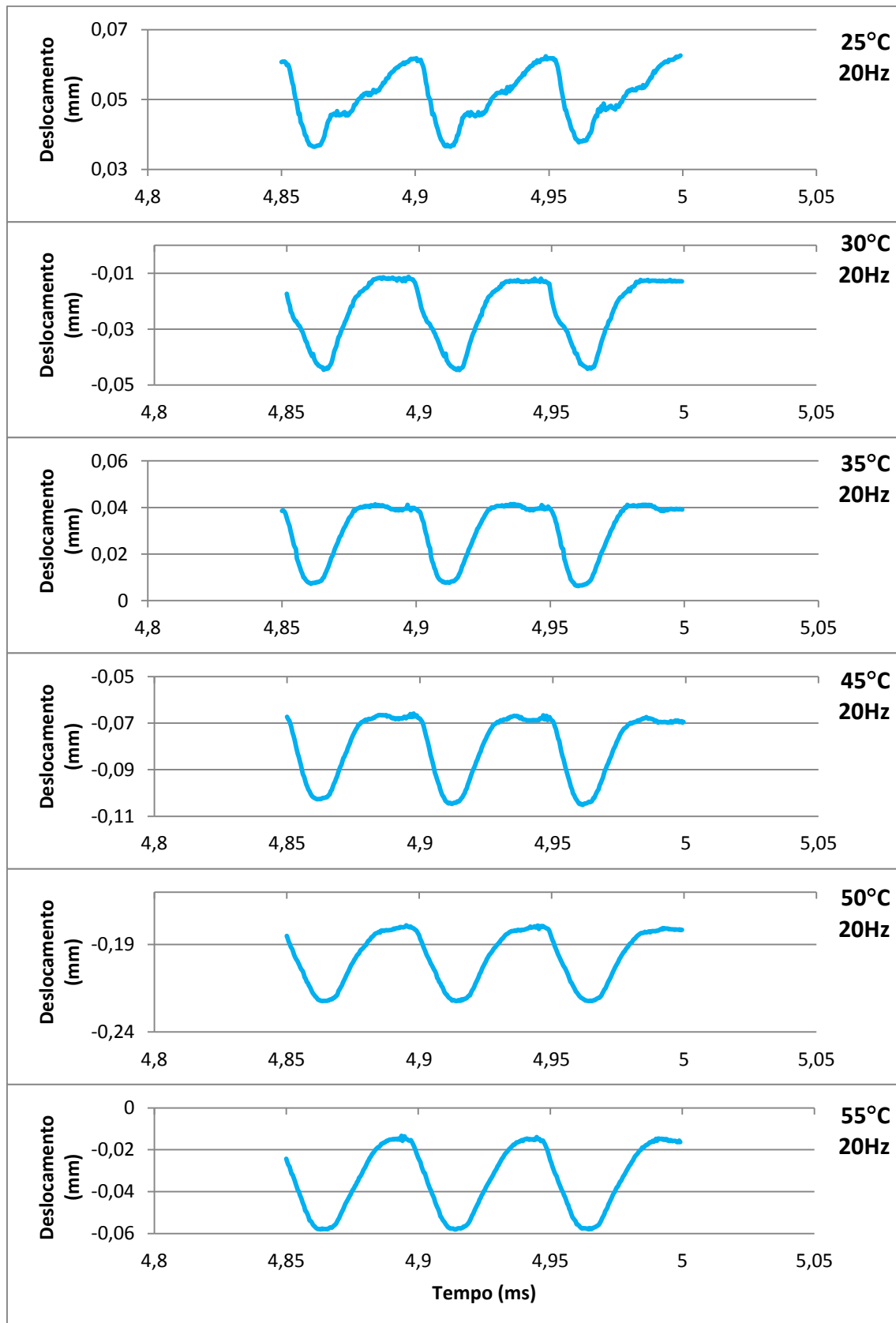


Figura 4.12 – Evolução dos registros de deflexões para pulsos de carga com frequência 20Hz e corpo de prova entre 25°C a 55°C.

Neste caso dos ensaios, embora a frequência forçada permaneça fixa, o aumento gradual de temperatura equivale à diminuição da frequência natural da viga n sentido de se igualar à aplicada externamente. Pode-se acompanhar a evolução no padrão registrado na Figura 4.12, em que se tem, quadro a quadro, os registros correspondentes ao incremento de 5°C na temperatura do corpo de prova.

Na figura 4.12, a 25°C, a forma do padrão apresenta-se como uma figura bastante irregular e, à medida que a temperatura aumenta, as curvas suavizam-se a ponto de, a 50°C e 55°C, serem observados curvas bem definidas, similares aos registros sem perturbações. Na prática, o incremento de temperatura alterou a vibração natural e a frequência correspondente a 55°C apresentou melhor concordância com o pulso de carga de 20Hz, o que indica, de forma experimental, que a frequência natural da viga tenha esse valor. O cálculo teórico da frequência natural da viga nessas condições de temperatura resultou em 26,08 Hz, ou seja, mais uma vez as oscilações observadas nos ensaios estão condizentes com a teoria de vibração em vigas.

Assim, está demonstrado que os registros foram realizados de forma satisfatória e as variações observadas são resultantes das propriedades intrínsecas dos materiais estudados e não decorrem de falhas no ensaio ou no equipamento. Apesar disso, diante dos padrões diversos apresentados para os casos de 20Hz, o módulo dinâmico pontual calculado sob essas circunstâncias pode não obedecer o comportamento geral dos resultantes das outras frequências.

Ainda em fase de análise preliminar dos dados, consolidando-se os resultados obtidos para as dezoito vigas, a 25°C, têm-se as informações constantes da Tabela 4.14. Como se trata do primeiro ensaio no GEOTEC de flexão a quatro pontos, bem como de um molde concebido especialmente para essa finalidade, o ensaio foi repetido nas dezoito vigas para se analisar a convergência e a confiabilidade dos resultados. Dentre as dezoito vigas, três apresentaram uma divergência em torno da média (consideradas a média de todas as frequências) superior a 10%, as vigas 1.10, 1.12 e 1.15, que pode ter ocorrido pela falta de homogeneidade da compactação. De qualquer forma, em geral, a convergência dos resultados mostrou-se satisfatória, podendo-se prosseguir com os exames.

Tabela 4.16 - Módulo de Rigidez Dinâmico (MPa) para os corpos de prova a 25°C.

Viga	Frequência (Hz)				
	1	3	10	20	1
1.1	1406,0	1756,0	2147,0	2207,0	1420,0
1.2	1358,0	1679,0	2032,0	2065,0	1364,0
1.3	1353,0	1673,0	2023,0	2053,0	1359,0
1.4	1313,0	1639,0	2000,0	2025,0	1320,0
1.5	1437,0	1778,0	2159,0	2228,0	1440,0
1.6	1299,0	1609,0	1957,0	2004,0	1299,0
1.7	1441,0	1766,0	2129,0	2210,0	1440,0
1.8	1265,0	1557,0	1877,0	1915,0	1278,0
1.9	1286,0	1581,0	1921,0	1967,0	1294,0
1.10	1124,0	1415,0	1746,0	1775,0	1125,0
1.11	1371,0	1697,0	2053,0	2132,0	1388,0
1.12	1444,0	1802,0	2214,0	2305,0	1435,0
1.13	1326,0	1632,0	1966,0	2002,0	1342,0
1.14	1286,0	1578,0	1904,0	1948,0	1284,0
1.15	1132,0	1428,0	1755,0	1795,0	1130,0
1.16	1155,0	1475,0	1836,0	1899,0	1165,0
1.17	1150,0	1485,0	1879,0	1990,0	1149,0
1.18	1235,0	1524,0	1855,0	1903,0	1230,0
<b>Média</b>	<b>1298,9</b>	<b>1615,2</b>	<b>1969,6</b>	<b>2023,5</b>	<b>1303,4</b>

#### 4.2.2 Módulo de Rigidez Dinâmico (Módulo Complexo)

Para a sequência dos ensaios submetendo-se os corpos de prova às demais temperaturas selecionaram-se cinco vigas, observando-se as que apresentaram valores mais próximos da média para o ensaio inicial a 25°C. A cada grupo de ensaios, aumentou-se a temperatura em 5°C, até se atingir 55°C. Os dados obtidos para o Módulo de Rigidez Dinâmico, a cada uma das frequências e temperaturas, estão dispostos na Tabela 4.15.

Tabela 4.17 - Módulo de Rigidez Dinâmico (MPa) para as diversas temperaturas e frequências.

Temperatura	Viga	Frequências				
		1	3	10	20	1
25°C	1.4	1313,0	1639,0	2006,0	2046,0	1324,0
	1.6	1299,0	1609,0	1963,0	2028,0	1298,0
	1.9	1286,0	1581,0	1921,0	1967,0	1294,0
	1.13	1326,0	1633,0	1969,0	2003,0	1342,0
	1.14	1286,0	1578,0	1908,0	1947,0	1280,0
	média	1302,0	1608,0	1953,4	1998,2	1307,6
30°C	1.4	1018,0	1244,0	1648,0	1776,0	997,0
	1.6	1054,0	1341,0	1673,0	1838,0	1024,0
	1.9	1062,0	1336,0	1652,0	1760,0	1039,0
	1.13	1072,0	1350,0	1674,0	1793,0	1050,0
	1.14	1037,0	1292,0	1602,0	1716,0	1001,0
	média	1048,6	1312,6	1649,8	1776,6	1022,2
35°C	1.4	654,0	875,0	1143,0	1237,0	635,0
	1.6	709,0	945,0	1225,0	1276,0	687,0
	1.9	799,0	1040,0	1321,0	1377,0	777,0
	1.13	750,0	979,0	1250,0	1298,0	730,0
	1.14	651,0	863,0	1119,0	1153,0	637,0
	média	712,6	940,4	1211,6	1268,2	693,2
40°C	1.4	354,0	502,0	689,0	698,0	339,0
	1.6	430,0	597,0	818,0	848,0	415,0
	1.9	378,0	527,0	717,0	724,0	369,0
	1.13	437,0	603,0	800,0	818,0	423,0
	1.14	399,0	548,0	735,0	729,0	386,0
	média	399,6	555,4	751,8	763,4	386,4
45°C	1.4	201,0	286,0	399,0	506,0	189,0
	1.6	235,0	335,0	470,0	583,0	226,0
	1.9	253,0	354,0	486,0	540,0	242,0
	1.13	258,0	359,0	490,0	546,0	243,0
	1.14	230,0	323,0	442,0	495,0	222,0
	média	235,4	331,4	457,4	534,0	224,4
50°C	1.4	113,0	158,0	220,0	287,0	106,0
	1.6	176,0	248,0	332,0	416,0	165,0
	1.9	189,0	263,0	363,0	416,0	177,0
	1.13	213,0	291,0	392,0	426,0	209,0
	1.14	177,0	249,0	336,0	378,0	169,0
	média	173,6	241,8	328,6	384,6	165,2
55°C	1.4	79,0	111,0	154,0	296,0	78,0
	1.6	94,0	130,0	172,0	312,0	90,0
	1.9	123,0	179,0	246,0	417,0	122,0
	1.13	125,0	171,0	227,0	375,0	119,0
	1.14	114,0	160,0	211,0	358,0	111,0
	média	107,0	150,2	202,0	351,6	104,0

Consolidando-se os valores médios para melhor visualização dos resultados, têm-se os dados dispostos na Tabela 4.16.



Tabela 4.18 - Quadro resumo com o Módulo de Rigidez Dinâmica (MPa) para as diversas temperaturas e frequências.

Temperatura °C	Frequências (Hz)			
	1	3	10	20
25	1302,0	1608,0	1953,4	1998,2
30	1048,6	1312,6	1649,8	1776,6
35	712,6	940,4	1211,6	1268,2
40	399,6	555,4	751,8	763,4
45	235,4	331,4	457,4	534,0
50	173,6	241,8	328,6	384,6
55	107,0	150,2	202,0	351,6

Observa-se que o módulo de rigidez dinâmico aumenta com a frequência e diminui com o aumento de temperatura. O mesmo comportamento geral foi observado no trabalho desenvolvido por Silva (2011), que utilizou o mesmo material empregado nos presentes estudos, embora com metodologia diferente. No presente caso, o gráfico pode ser visualizado na Figura 4.13.

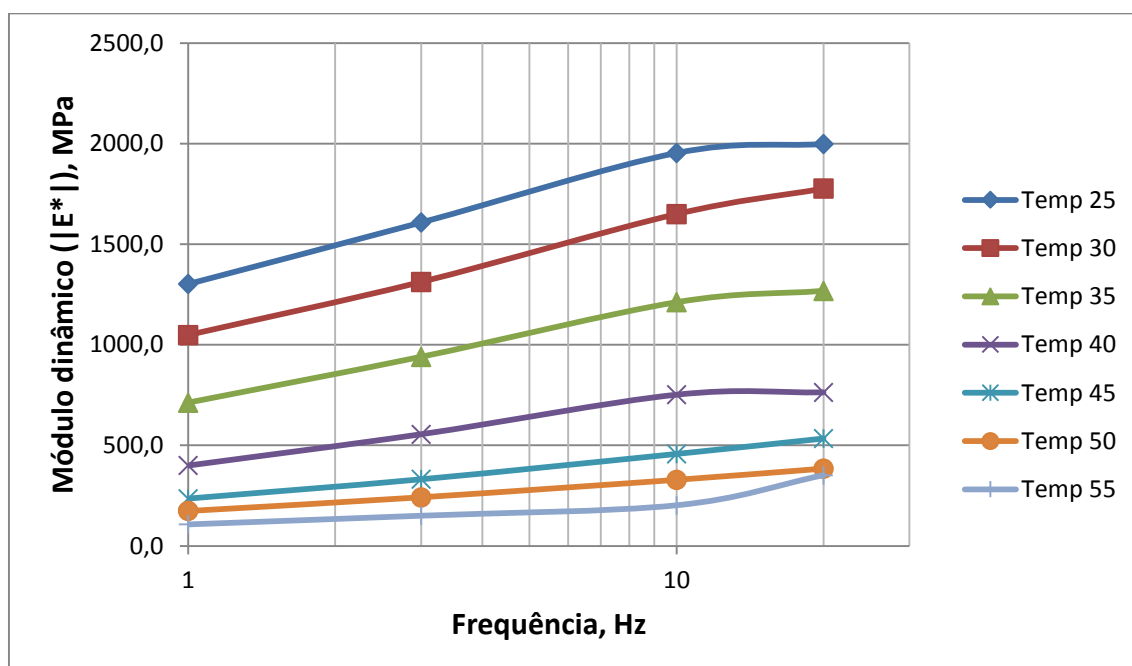


Figura 4.13 – Módulo de rigidez dinâmico.

No gráfico da Figura 4.13, embora as funções apresentem-se como retas até a marca de 10Hz, observa-se uma mudança do comportamento para a frequência de 20Hz, à exceção da função para temperatura 50°C. Tal fato pode ser decorrente da divergência entre a frequência de aplicação dos pulsos de carga e da frequência de

vibração natural das vigas utilizadas como corpos de prova, da forma como já foi discutido anteriormente.

Além das observações já realizadas quanto à frequência de vibração natural da viga, investigando-se detidamente os resultados, observa-se que, embora programado para uma amplitude de deslocamento constante de  $50\mu\text{m/m}$ , nos casos em que a frequência foi programada para 20Hz tal deslocamento não foi alcançado nas temperaturas inferiores, e que o erro foi diminuindo à medida que a temperatura aumentou, até atingir o valor estabelecido na temperatura de  $55^{\circ}\text{C}$  (Tabela 4.17). Observa-se, inclusive, uma correlação entre os valores da amplitude e a evolução no padrão dos registros observada na Figura 4.12.

Tabela 4.19 - Amplitude dos deslocamentos obtidos, em  $\mu\text{m/m}$ .

Temperatura $^{\circ}\text{C}$	Frequências (Hz)			
	1	3	10	20
25	51,4	51,6	47,8	19,0
30	49,2	49,6	49,6	30,4
35	49,0	48,2	51,0	31,0
40	48,4	47,4	50,0	37,8
45	48,0	47,2	49,6	42,6
50	48,6	48,8	49,4	45,0
55	48,2	48,2	49,2	50,2

A mudança de comportamento no módulo de rigidez dinâmico para a frequência de 20Hz, dessa forma, coincide com os deslocamentos que não atingiram o limite estabelecido, o que sugere que o valor do  $|E^*|$  também pode variar com a amplitude de deslocamento. Os dados apresentados na dissertação de mestrado de Barbosa (2012), que estudou o desempenho de misturas betuminosas temperadas com ensaios de flexão em quatro pontos, também apontam para variação com a amplitude do deslocamento.

Na tentativa de compreensão dos motivos para não obtenção da extensão programada de  $50\mu\text{m/m}$  para a frequência de 20Hz, realizaram-se diversas combinações de deslocamento e frequência, a  $25^{\circ}\text{C}$ . Na prática, observou-se que há um limite na combinação entre deslocamento e frequência que o equipamento/material é capaz de responder a contento. Supõe-se que isso ocorre devido ao tempo de recuperação do material, que deve ocorrer antes da aplicação do próximo pulso de carga. Ou seja, se o deslocamento é grande, o tempo de recuperação do material será maior e a frequência deve ser reduzida para que o próximo pulso seja aplicado somente após a recuperação.

Caso a frequência seja alta, o deslocamento deve ser reduzido para que a recuperação ocorra tão rapidamente quanto o tempo de aplicação do próximo pulso de carga.

Como resultado das análises realizadas a 25°C para o compósito asfáltico investigado foi possível construir uma curva que delimita esses limites de frequência e deslocamento (Figura 4.14).

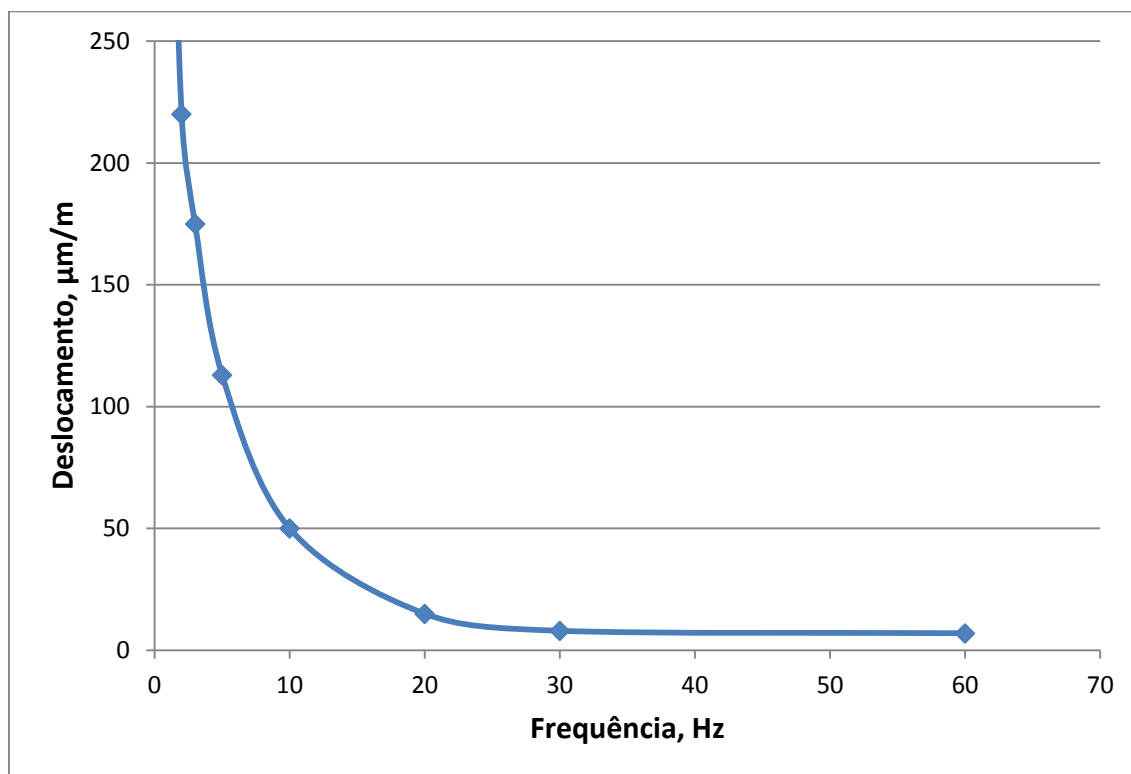


Figura 4.14 – Curva com pares de deslocamento e frequência limites para ensaios de flexão a quatro pontos para o material em estudo, a 25°C.

Em suma, apenas pares de deslocamento e frequência limitados ou inferiores à curva apresentada no gráfico da Figura 4.14 podem ser aplicados para realização de ensaios de flexão em quatro pontos. Essa curva depende do material e da temperatura de ensaio.

Plotando-se o módulo de rigidez dinâmico em função da temperatura, tem-se o gráfico da Figura 4.15. Como já era esperado, a temperaturas inferiores e altas frequências o módulo de rigidez dinâmico apresenta os maiores valores, e diminuindo-se a frequência e aumentando-se a temperatura o módulo cai sensivelmente. Nesse caso, a exemplo do que ocorreu com o gráfico de  $|E^*|$  x Frequência, a curva correspondente a 20 Hz apresenta comportamento ligeiramente diferente das demais, o que pode ser resultado das mesmas questões já discutidas anteriormente (impossibilidade de obtenção

do deslocamento programado por divergências entre as frequências da carga e do material).

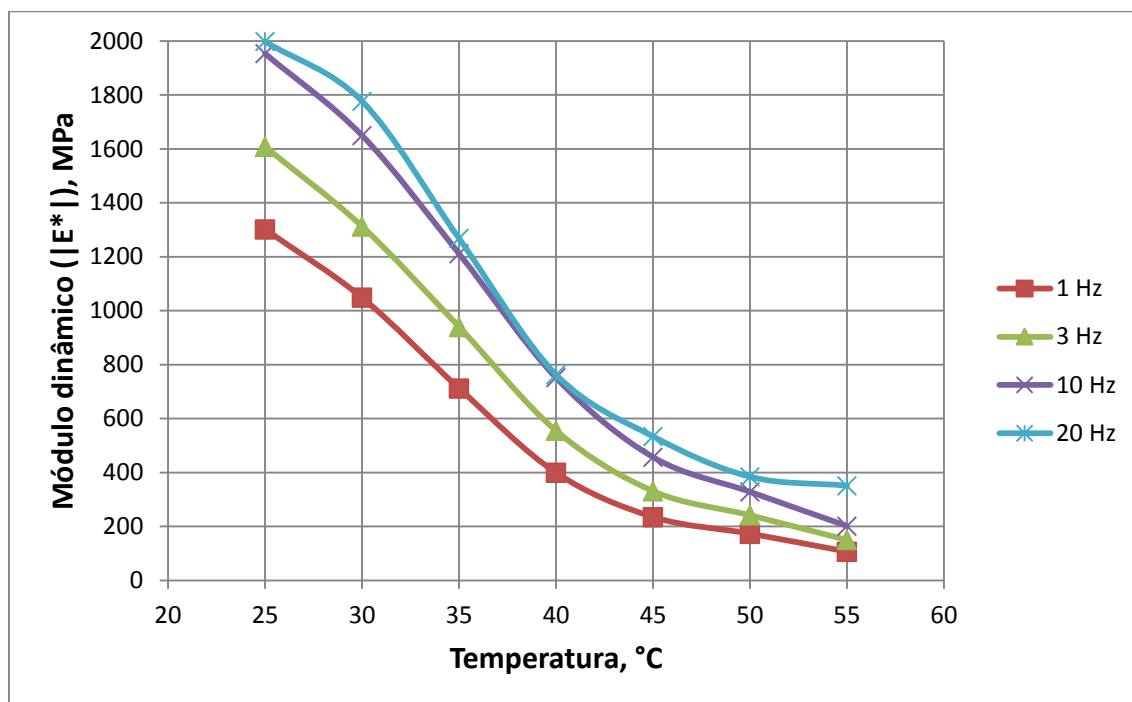


Figura 4.15 – Módulo de rigidez dinâmico em função da temperatura para as diversas frequências.

Em geral, as misturas asfálticas são estudadas em temperaturas em torno de 25°C. Ocorre que, em Manaus, assim como no entorno, a temperatura média é muito superior a essa. Nos meses mais quentes do ano a temperatura média diária na superfície dos pavimentos asfálticos é superior a 40°C, permanecendo por mais de cinco horas acima de 50°C (Tabela 1.1). Nessas condições, o módulo de rigidez é muito pequeno, sobretudo nas condições com menor frequência de aplicação de cargas, o que ocorre em locais que apresentam tráfego com baixa velocidade, situação muito comum diante dos congestionamentos constantes que ocorrem nas grandes cidades.

Para se ter uma ordem de grandeza da velocidade correspondente à frequência de aplicação dos pulsos de carga, pode-se recorrer ao ábaco publicado por After Barksdale (1971) *apud* Huang (1993) (Figura 4.16), onde se correlaciona velocidade com tempo de aplicação da carga, e à relação empírica estabelecida por Van Der Poel (1954), *apud* Huang (1993), dada por (Equação 4.1):

$$t = \frac{1}{2\pi f} \quad (4.1)$$

onde:

$t$ – tempo do pulso;

$f$ – frequência;

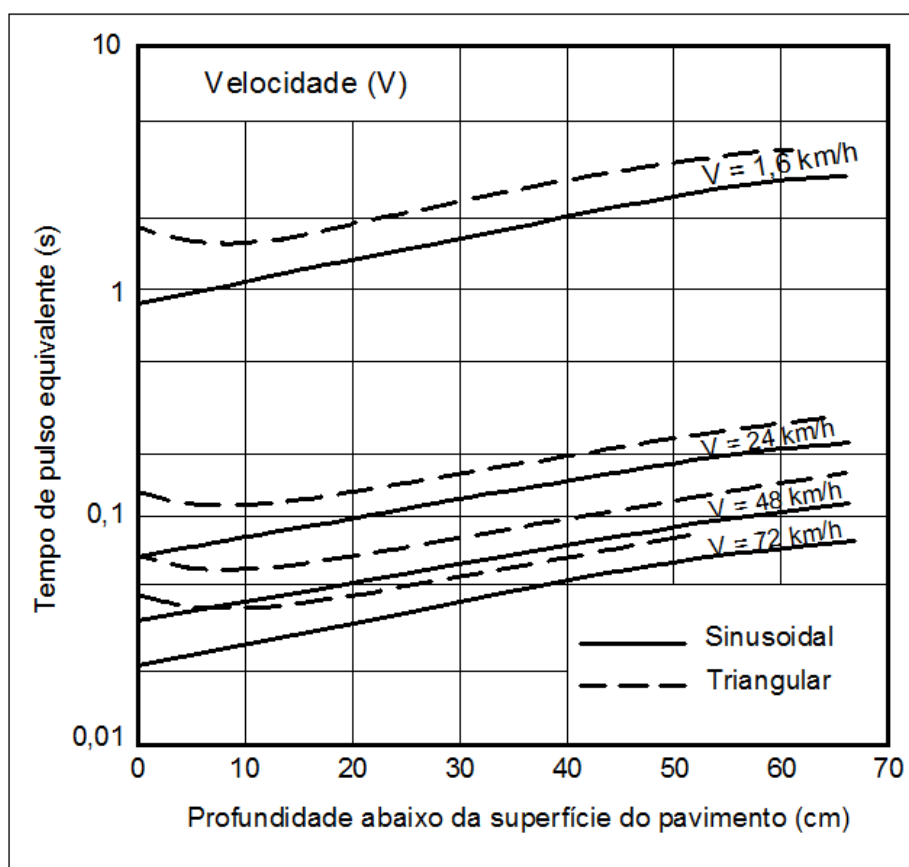


Figura 4.16 – Tempo de pulso de carga equivalente em função da velocidade do veículo e profundidade.

Fonte: After Barksdale (1971) *apud* Huang (1993).

Com tais ferramentas, verifica-se que a frequência de 1Hz equivale a cerca de 20km/h, velocidade que pode ser considerada alta para trânsitos congestionados, e a frequência de 3Hz aproxima-se de 40km/h, que é bem representativa do trânsito em vias urbanas.

Assim, considerando-se as condições locais de temperatura e tráfego, o módulo de rigidez dinâmico diário apresentaria variação de 1.608MPa (25°C, 3Hz) para 107MPa (55°C, 1Hz), que corresponde a uma queda de 93,3%, o que, aliado ao problema da carência de material pétreo, explica a grande ocorrência de deformação permanente nos revestimentos asfálticos de Manaus.

#### 4.2.3 Curvas Mestras do Módulo de Rigidez Dinâmico (Módulo Complexo)

De posse das curvas de módulo dinâmico x frequências para as diversas temperaturas, foram calculados os fatores de translação horizontal ( $a_T$ ), conforme a equação 2.11, utilizado para construção da curva mestra. Na Tabela 4.18 e na Figura 4.17, encontram-se os resultados, considerando-se como referência as frequências a 40°C.

Tabela 4.20 - Fatores de translação horizontal do módulo dinâmico, referente a 40°C.

Temperatura (T), °C	Shift factor ( $a_T$ )	Frequência reduzida ( $\omega$ ), Hz	Módulo dinâmico ( $[E^*]$ ), MPa
55	0,008	0,008	107,0
		0,024	150,2
		0,08	202,0
		0,16	351,6
50	0,05	0,05	173,6
		0,15	241,8
		0,5	328,6
		1	384,6
45	0,17	0,17	235,4
		0,51	331,4
		1,7	457,4
		3,4	534,0
40	1	1	399,6
		3	555,4
		10	751,8
		20	763,4
35	8	8	712,6
		24	940,4
		80	1211,6
		160	1268,2
30	40	40	1048,6
		120	1312,6
		400	1649,8
		800	1776,6
25	120	120	1302,0
		360	1608,0
		1200	1953,4
		2400	1998,2

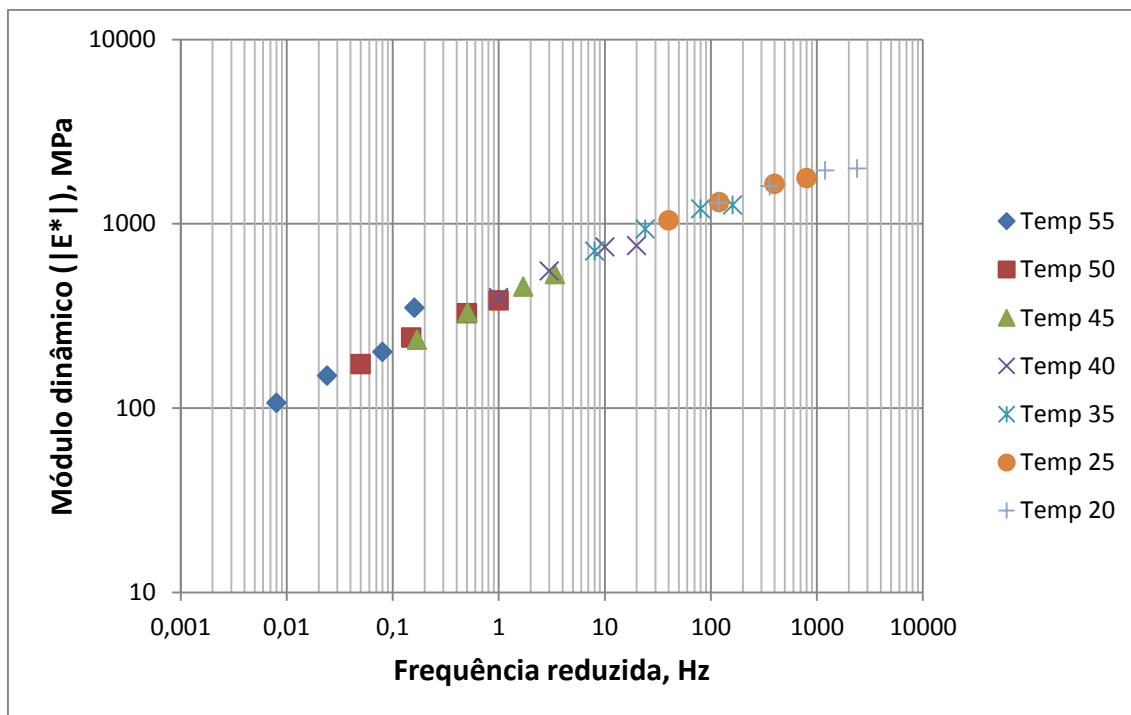


Figura 4.17 – Curva mestra para o módulo dinâmico a 40°C.

Na curva mestra retratada na Figura 4.17, podem ser observados alguns pontos fora do traçado geral. Todos os pontos localizados fora da curva são oriundos dos valores concernentes ao ensaio com aplicação de carga à frequência de 20Hz, cujo comportamento apresentou padrão diverso dos demais, o que já foi amplamente discutido. Sua localização fora da curva mestra, apenas reforça o indicativo inicial de que eles não podem ser utilizados dentro do mesmo padrão de referência que os demais. Para melhor visualização dos resultados, nova curva mestra foi traçada, excluindo-se os valores concernentes à frequência de 20Hz (Figura 4.18).

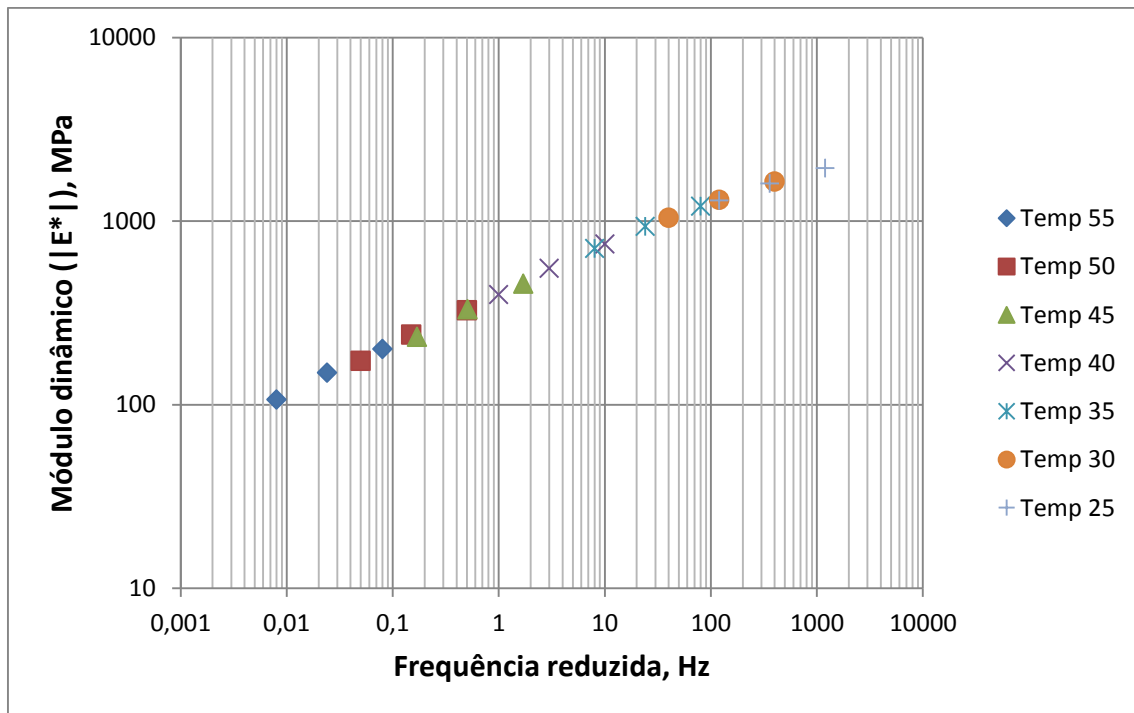


Figura 4.18 – Curva mestra para o módulo dinâmico a 40°C, excluindo-se os resultados dos ensaios com aplicação de carga à frequência de 20Hz.

A partir da curva mestra para 40°C, pode-se obter valores do módulo de rigidez dinâmico para frequências entre 0,01Hz e 1200Hz, impossíveis de serem determinados diretamente nos ensaios.

Igualmente, podem-se traçar curvas mestras para cada uma das temperaturas utilizadas no ensaio, de acordo com a necessidade. Para ilustração, foram calculados fatores de translação horizontal ( $a_T$ ) tendo como referência 25°C e também 55°C (Tabelas 4.19 e 4.20), gerando-se os gráficos retratados nas Figuras 4.19 e 4.20.



Tabela 4.21 - Fatores de translação horizontal do módulo dinâmico, referente a 25°C.

Temperatura (T), °C	Shift factor ( $a_T$ )	Frequência reduzida ( $\omega$ ), Hz	Módulo dinâmico ( $ E^* $ ), MPa
55	0,0002	0,0002	107,0
		0,0006	150,2
		0,002	202,0
50	0,0008	0,0008	173,6
		0,0024	241,8
		0,008	328,6
45	0,002	0,002	235,4
		0,006	331,4
		0,02	457,4
40	0,01	0,01	399,6
		0,03	555,4
		0,1	751,8
35	0,08	0,08	712,6
		0,24	940,4
		0,8	1211,6
30	0,35	0,35	1048,6
		1,05	1312,6
		3,5	1649,8
25	1	1	1302,0
		3	1608,0
		10	1953,4

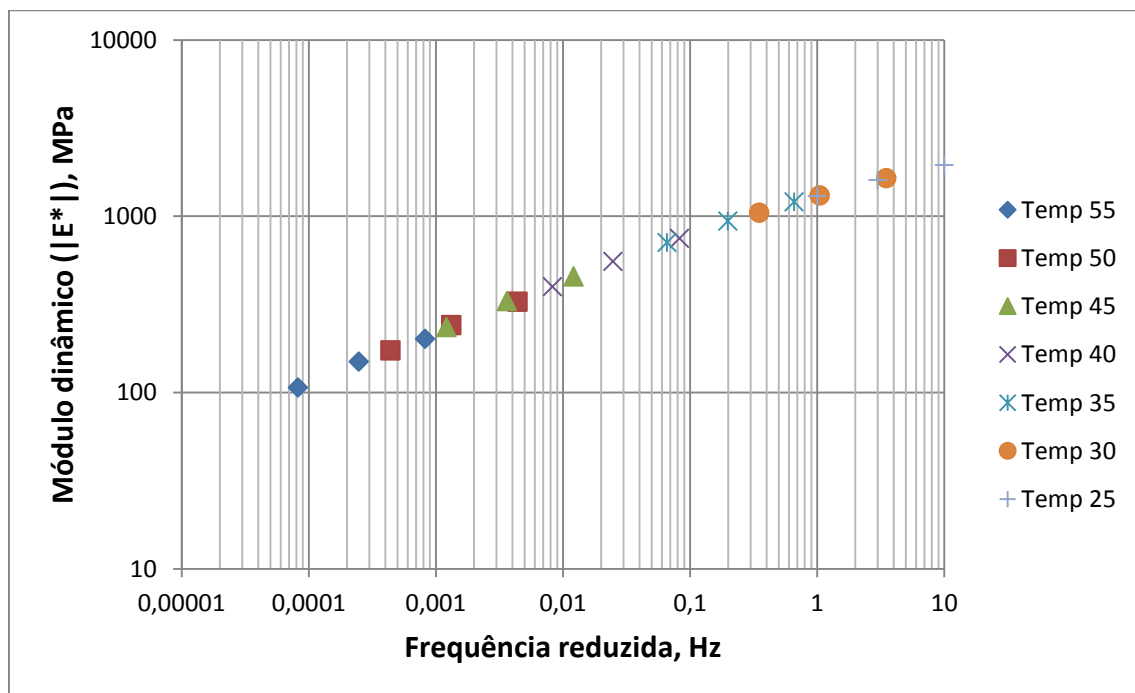


Figura 4.19 – Curva mestra para o módulo dinâmico a 25°C.

Tabela 4.22 - Fatores de translação horizontal do módulo dinâmico, referente a 25°C.

Temperatura (T), °C	Shift factor ( $\alpha_T$ )	Frequência reduzida ( $\omega$ ), Hz	Módulo dinâmico ( $ E^* $ ), MPa
55	1	1	107,0
		3	150,2
		10	202,0
50	6	6	173,6
		18	241,8
		60	328,6
45	18	18	235,4
		54	331,4
		180	457,4
40	100	100	399,6
		300	555,4
		1000	751,8
35	850	850	712,6
		2550	940,4
		8500	1211,6
30	5000	5000	1048,6
		15000	1312,6
		50000	1649,8
25	15000	15000	1302,0
		45000	1608,0
		150000	1953,4

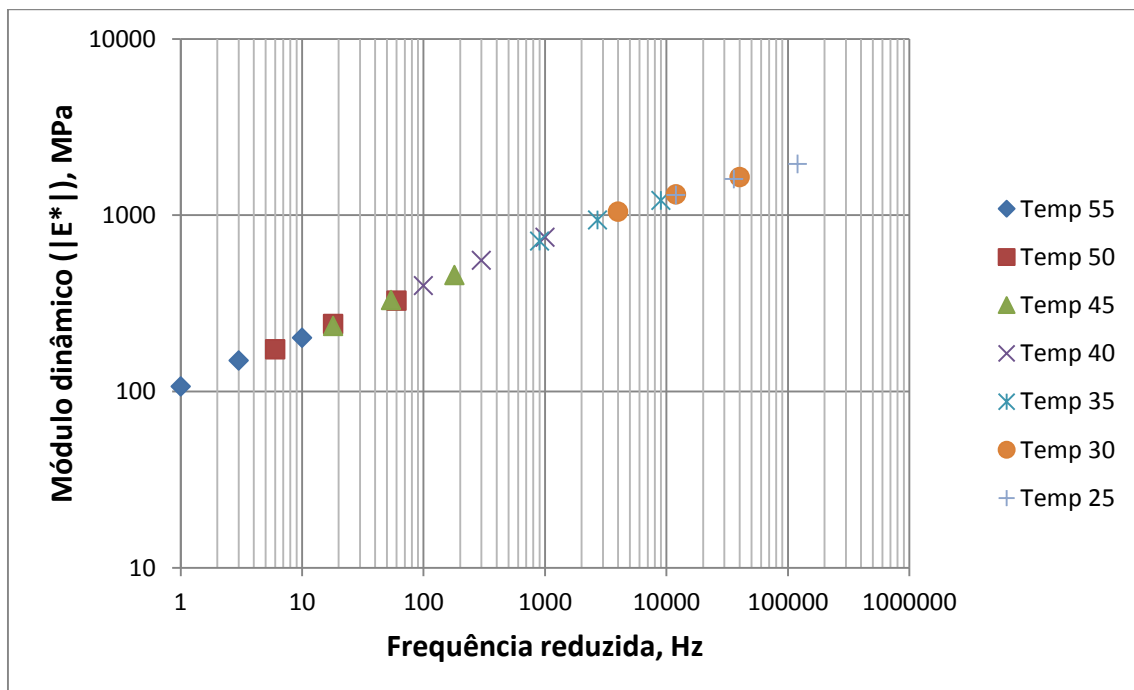


Figura 4.20 – Curva mestra para o módulo dinâmico a 55°C.

Por fim, as curvas mestras podem ser agrupadas em um único gráfico, o que resultou na Figura 4.21. Neste, pode-se determinar graficamente o módulo de rigidez

dinâmico para diversas temperaturas e frequências, muito além das utilizadas nos ensaios. Reside aí a grande importância das curvas mestras, que podem ampliar consideravelmente a fronteira dos dados. No caso específico, embora os ensaios válidos tenham se restringido a frequências compreendidas entre 1Hz e 10Hz, com a construção das curvas mestras, pode-se determinar o módulo para frequências entre 0,00002Hz e 100000Hz, a depender da temperatura. Para temperaturas intermediárias, pode-se interpolar outras curvas para obtenção dos resultados.

Em suma, é possível determinar valores do módulo dinâmico, por interpolação, para qualquer combinação de frequência e temperatura compreendida dentro da área abrangida pela medição, que na Figura 4.21 representa a região sombreada compreendida entre a curva mestra de 25°C e a de 55°C.

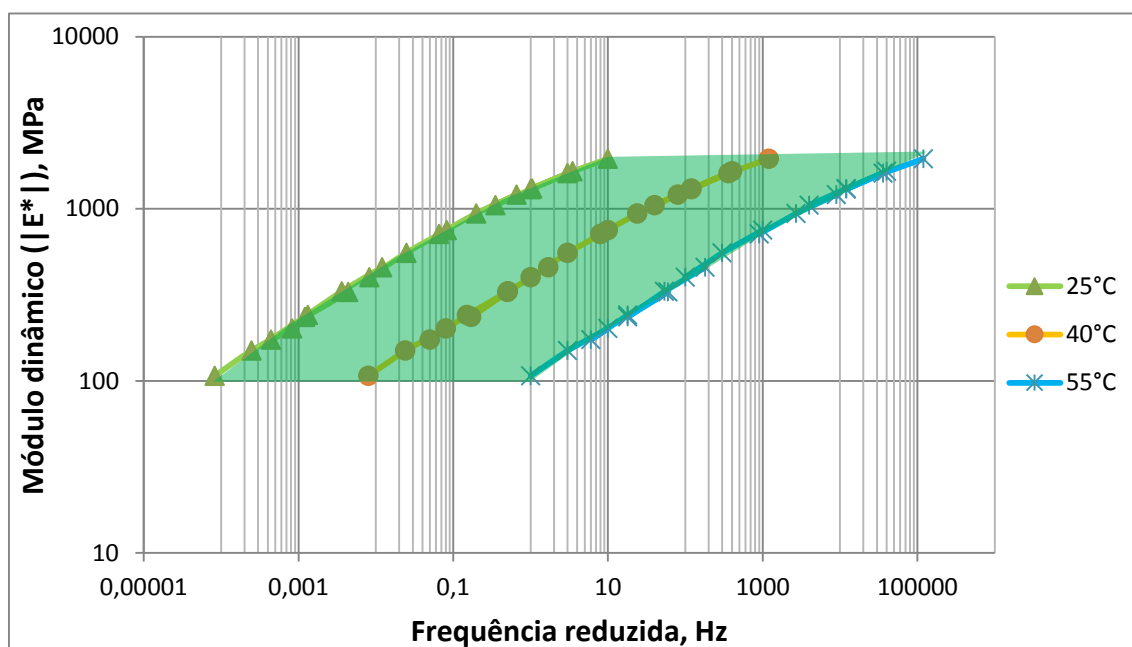


Figura 4.21 – Curvas mestras para o módulo dinâmico e temperaturas entre 25°C e 55°C.

Embora as curvas mestras tenham sido construídas com sucesso, o processo envolve trabalho considerável para cálculo dos fatores de translação horizontal, bem como a necessidade de consulta gráfica para obtenção do resultado para uma dada temperatura e frequência impõem uma série de limitações a sua aplicação, sobretudo quanto à possibilidade do uso do resultado em métodos de análise analíticos ou numéricos.

Para abreviar todo esse trabalho de cálculo e construção de gráficos, pode-se recorrer a ferramentas computacionais de regressão para modelagem dos dados dos

ensaios, o que foi realizado com uso do *LAB Fit Curve Fitting Software*, disponível em [www.labfit.net](http://www.labfit.net), por meio do qual é possível ajustar-se inúmeras curvas usando-se regressão múltipla não-linear e selecionar a mais adequada ao conjunto de dados. Para avaliação da qualidade do ajuste das funções, utilizou-se o coeficiente de determinação, ou  $R^2$ , que fornece uma medida da associação entre as variáveis (Bruns *et al*, 2006).

Assim, com uso desse software os dados resultantes do ensaio foram modelados, considerando-se duas variáveis dependentes (temperatura = X1, frequência = X2 e módulo de rigidez dinâmico = Y). Os dados de entrada foram os resultados direto dos ensaios, conforme apresentados na da Tabela 4.21.

Tabela 4.23 - Dados utilizados para regressão.

<b>Temperatura (T), °C X1</b>	<b>Frequência (<math>\omega</math>), Hz X2</b>	<b>Módulo dinâmico ( E* ), MPa Y</b>
25	1	1302,0
25	3	1608,0
25	10	1953,4
30	1	1048,6
30	3	1312,6
30	10	1649,8
35	1	712,6
35	3	940,4
35	10	1211,6
40	1	399,6
40	3	555,4
40	10	751,8
45	1	235,4
45	3	331,4
45	10	457,4
50	1	173,6
50	3	241,8
50	10	328,6
55	1	107,0
55	3	150,2
55	10	202,0

Dentre as opções de equação apresentadas pelo software, selecionou-se a seguinte, com  $R^2 = 0,98$ :

$$Y=A*(B**X1)*X2**C+D$$

Onde,

$$A = 5670,166256$$

$$B = 0,954013843$$

$$C = 0,144204688$$

$$D = -396,1123712$$

Concisamente, apresenta-se da seguinte forma:

$$|E^*| = 5670,16 \cdot 0,954^T \cdot \omega^{0,1442} - 396,11 \quad (4.2)$$

Para avaliação da qualidade dos dados resultantes da equação, selecionaram-se alguns pontos facilmente consultados no gráfico da Figura 4.21 e comparou-se com os resultados obtidos da equação 4.2 (Tabela 4.22).

Tabela 4.24 - Quadro comparativo entre os resultados das curvas mestras e da equação resultante da regressão.

Temperatura (T), °C	Frequência ( $\omega$ ), Hz	( E* ), obtido pelo gráfico, MPa	( E* ), obtido pela equação, MPa	Diferença,%
25	0,001	200	249,3	24,7
25	0,1	800	857,8	7,2
25	10	1990	2039,8	2,5
40	0,1	210	222,7	6,1
40	10	790	806,1	2,0
40	1000	1880	1939,5	3,2
55	10	200	197,2	-1,4
55	1000	780	756,6	-3,0
55	100000	1900	1843,3	-3,0

A comparação realizada demonstrou a eficiência e confiabilidade da equação para determinação de valores dentro do intervalo de dados, apesar da divergência mais elevada que ocorreu para a frequência de 0,001Hz e temperatura de 25°C. Essa análise indica que todas as curvas mestras do material, representada pela região sombreada na Figura 4.21, podem ser substituídas por uma equação obtida por meio de a regressão múltipla não linear, com auxílio de ferramentas computacionais. A vantagem da

regressão é que pode ser realizada de forma rápida, prática e eficiente, além de expressar o módulo dinâmico de forma contínua e permitir seu emprego em métodos analíticos ou numéricos eventualmente utilizados para se estudar os pavimentos asfálticos.

Apesar do bom ajuste, a equação resultante da regressão apresentada não passa de simples correlações entre as variáveis e não expressa, a princípio, qualquer relação de causalidade, bem como não pode servir de parâmetro para qualquer tipo de extrapolação. Essa equação apenas substitui o trabalho de construção das curvas mestras e eventuais interpolações para determinação de valores intermediários. Por isso, seguiu-se com os trabalhos de ajustes, desta feita utilizando-se da equação apresentada por Zeng *et al.* (2001), *apud* Kim (2009) (equação 2.12).

O ajuste foi realizado para a curva mestra do módulo dinâmico apresentada na Figura 4.18. Analisando-se graficamente pode-se extrair da curva, com prolongamento no sentido das menores frequências, o valor de  $|E_e^*| = 70$  MPa, no entanto, não é possível obtenção do parâmetro  $|E_g^*|$ , correspondente ao módulo dinâmico para a frequência que tende ao infinito, diante da falta de obtenção do ponto de inflexão superior da curva mestra, dessa forma, esse passa a ser mais um parâmetro para ser definido pelo processo de ajuste.

Utilizando-se o *LAB Fit Curve Fitting Software*, obteve-se, para a curva mestra referente a 40°C, um ajuste excelente, com  $R^2 = 0,999875$ , representado pela seguinte equação:

$$|E^*| = 70 + \frac{5003,62}{[1 + (1,1753/f')^{0,1783}]^{3,8280}} \quad (4.3)$$

Dessa equação, de imediato extrai-se o módulo dinâmico para frequências que tendem ao infinito, indisponível até o momento, mesmo com a construção das curvas mestras.

$$|E_g^*| - |E_e^*| = 5003,62 \Rightarrow |E_g^*| = 4993,62 \text{MPa}$$

Trata-se de um valor fora do conjunto de dados até aqui obtido, mas, diferente do ajuste aleatório realizado de início, a equação definida por Zeng *et al.* (2001) representa um comportamento universal das misturas asfálticas, razão pela qual esperam-se valores coerentes para esse tipo de extrapolação.

Na figura 4.22 tem-se a curva representativa da equação traçada sobre a curva mestra do módulo dinâmico, que se limitava à frequência de 1200Hz e não definia o ponto de inflexão superior, comportamento esperado para o material em análise. Com a equação pode-se extrapolar os dados, passando-se pelo ponto de inflexão, a ponto de definir o patamar superior do módulo dinâmico, informação que não foi obtida diretamente dos ensaios.

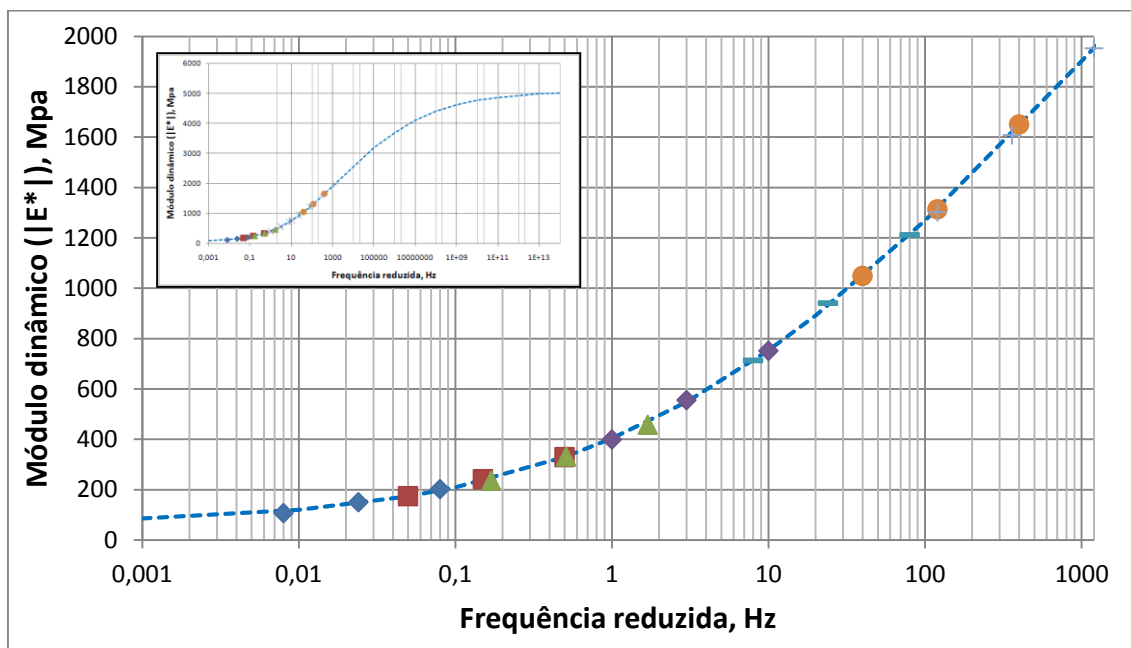


Figura 4.22 – Curva representativa da equação de regressão do módulo dinâmico.

#### 4.2.4 Ângulos de Fase

O ângulo de fase foi um dos dados resultantes dos ensaios e apresentado diretamente nos relatórios finais dos exames. Nas Tabelas 4.23 e 4.24 encontram-se os dados brutos consolidados, após serem apresentados pelo software que controla os ensaios.

Tabela 4.25 - Ângulos de fase (°C) apresentados nos relatórios do software controlados dos ensaios.

Temperatura	Viga	Frequências				
		1	3	10	20	1
25°C	1.4	20,4	18,1	15,9	15,1	20,3
	1.6	20,0	17,8	15,7	15,8	20,0
	1.9	18,7	16,8	15,0	14,4	18,6
	1.13	18,8	16,8	14,7	14,2	18,5
	1.14	18,8	16,8	14,9	14,1	18,7
	média	19,3	17,3	15,2	14,7	19,2
30°C	1.4	26,4	7,8	1,8	0,6	23,3
	1.6	23,1	20,8	18,4	22,1	23,3
	1.9	21,5	19,5	17,6	21,4	21,6
	1.13	21,5	19,6	17,6	21,5	21,7
	1.14	21,1	19,4	17,6	20,7	21,5
	média	22,7	17,4	14,6	17,3	22,3
35°C	1.4	28,3	26,2	23,9	31,7	28,5
	1.6	27,2	25,1	22,6	28,9	27,5
	1.9	24,6	22,8	21,0	24,2	25,0
	1.13	24,9	23,2	21,4	24,7	25,1
	1.14	26,4	25,0	23,4	26,5	26,5
	média	26,3	24,5	22,5	27,2	26,5
40°C	1.4	34,4	33,2	32,2	45,0	34,2
	1.6	33,0	31,2	29,6	35,0	32,6
	1.9	30,6	30,2	29,7	37,3	30,6
	1.13	30,4	29,4	28,3	38,5	30,5
	1.14	30,5	29,6	28,5	40,1	30,5
	média	31,8	30,7	29,7	39,2	31,7
45°C	1.4	36,7	37,6	39,1	63,1	37,5
	1.6	36,2	35,8	36,9	56,8	35,5
	1.9	33,8	33,8	34,8	59,9	33,7
	1.13	34,2	34,8	36,0	57,0	34,6
	1.14	33,7	34,0	35,2	57,7	33,4
	média	34,9	35,2	36,4	58,9	34,9
50°C	1.4	37,2	40,4	48,4	88,5	37,4
	1.6	36,3	37,1	40,7	69,6	35,9
	1.9	35,0	35,9	38,8	66,3	35,0
	1.13	33,0	34,6	36,9	67,1	32,3
	1.14	35,0	35,9	39,4	67,5	34,5
	média	35,3	36,8	40,8	71,8	35,0
55°C	1.4	37,2	41,9	54,9	71,5	35,3
	1.6	33,5	38,5	50,7	104,0	33,9
	1.9	37,0	39,8	45,4	80,5	36,6
	1.13	37,0	39,6	46,2	79,5	36,3
	1.14	35,8	38,7	46,8	84,7	35,9
	média	36,1	39,7	48,8	84,0	35,6



Tabela 4.26 - Ângulos de fase (°C) apresentados nos relatórios do software controlados dos ensaios. Resumo dos valores médios.

Temperatura °C	Frequências (Hz)			
	1	3	10	20
25	19,3	17,3	15,2	14,7
30	22,7	17,4	14,6	17,3
35	26,3	24,5	22,5	27,2
40	31,8	30,7	29,7	39,2
45	34,9	35,2	36,4	58,9
50	35,3	36,8	40,8	71,8
55	36,1	39,7	48,8	84,0

Segundo a análise da qualidade dos dados apresentadas no início dessa seção, observou-se que para temperaturas superiores a 40°C os pulsos de carga apresentaram uma variação em torno da função senóide, e que para os casos de frequência de 20Hz não se apresentaram com forma definida.

Para refinar os resultados, os dados concernentes aos pulsos de carga e deslocamento foram submetidos a processo de regressão para se determinar os parâmetros de uma função senóide que melhor se ajuste a cada conjunto de dados, sendo utilizada, por conseguinte, para cálculo do ângulo de fase, o que foi realizado para um resultado de cada par de temperatura e frequência. A título ilustrativo dos resultados do ajuste, visualizam-se nas Figuras 4.23 e 4.24 os gráficos das funções obtidas como resultado dos processos de regressão, tanto da força como do deslocamento, sobre os gráficos gerados com os dados obtidos diretamente dos ensaios. Os gráficos dos demais pares de temperatura e frequências podem ser visualizados no apêndice B.

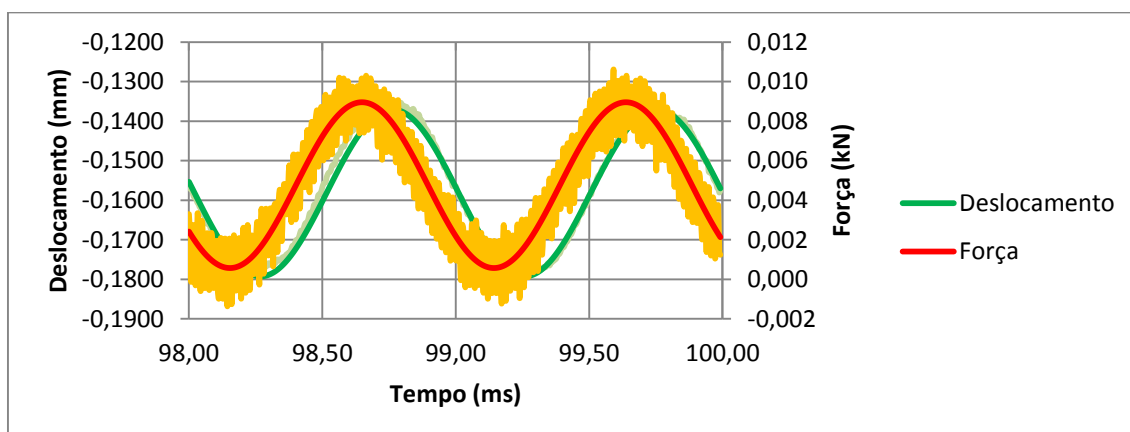


Figura 4.23 – Pulsos de carga e deslocamento para corpo de prova a 50°C e 1Hz. Resultados dos ajustes sobre os dados originais do ensaio.

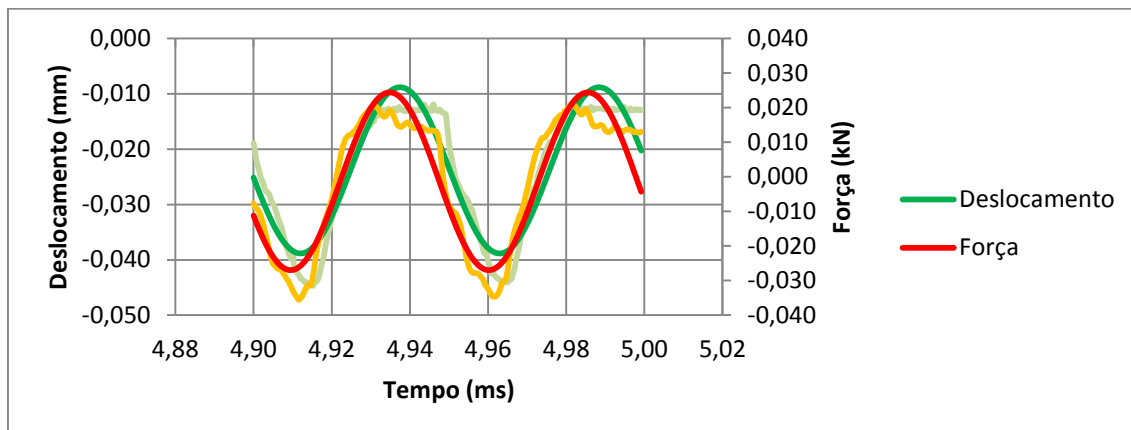


Figura 4.24 – Pulsos de carga e deslocamento para corpo de prova a 30°C e 20Hz. Resultados dos ajustes sobre os dados originais do ensaio.

Após ajustes de todas as curvas, os ângulos de fase foram calculados a partir dos parâmetros obtidos com as funções, resultando-se nos dados consolidados na Tabela 4.25.

Tabela 4.27 - Ângulos de fase (°C) obtidos após ajustes dos dados.

Temperatura (°C)	Frequência (Hz)			
	1	3	10	20
25	22,4	22,0	16,4	14,4
30	24,5	22,7	23,0	20,0
35	30,1	30,1	31,7	31,7
40	37,0	42,9	33,5	38,7
45	40,3	42,1	40,2	56,9
50	40,5	42,3	47,7	73,2
55	39,6	42,3	50,0	83,5

Comparando-se os dados da Tabela 4.25 com os da Tabela 4.24, alguns números apresentaram alterações, mas o comportamento geral observado foi o mesmo. Para cada frequência, o ângulo de fase aumenta com a temperatura até atingir determinado patamar, o que indica aumento da predominância viscosa do material. Em que pese a falta de confiabilidade dos resultados para a frequência de 20Hz, já discutida anteriormente, que apresentou ângulos de fase próximos do valor máximo (90°) representativo dos materiais puramente viscosos, em geral, independente da frequência, para temperaturas superiores a 45°C, comum nos pavimentos asfálticos de Manaus por longas horas do dia durante vários meses do ano, o ângulo de fase apresentou valores elevados, que evidencia grande aumento da influência viscosa do material.

As deformações permanentes estão diretamente associadas à viscosidade, assim, quando se aumenta a resposta viscosa, maiores são as deformações não recuperáveis.

Essa característica influencia consideravelmente nos defeitos observados nos pavimentos asfálticos. Em suma, o aumento da temperatura até 55°C, além de diminuir consideravelmente a resistência mecânica do compósito asfáltico estudado, retratada pela redução do módulo dinâmico, torna-o muito mais suscetível às deformações permanentes, por aumentar a resposta viscosa do material, retratada pelo aumento do ângulo de fase.

Assim, a redução apontada na resistência do compósito asfáltico, retratada pela variação do módulo dinâmico ao longo de um típico dia de calor, de 1.608 MPa, no início da manhã (25°C, 3Hz) para 107 MPa, durante várias horas do dia (55°C, 1Hz), que corresponde a uma queda de 93,3%, é acompanhada de um aumento do ângulo de fase de 22° para 39,6°, ou seja, em termos percentuais, a parcela do módulo dinâmico responsável pelo comportamento elástico é ainda menor e, durante várias horas do dia, seria equivalente a apenas 82,45MPa.

#### 4.2.5 *Ensaio de Flexão x Compressão/Tração Axial*

A principal diferença entre os ensaios de flexão e os de compressão/tração axial é o formato dos corpos de prova. Enquanto o primeiro faz uso de vigas prismáticas, o segundo é realizado com corpos de prova cilíndricos.

Além de ensaios com misturas moldadas em laboratório, é frequente a necessidade de estudo em corpos de prova extraídos do pavimento *in loco*. Os ensaios axiais exigem alturas mínimas, em geral, da ordem de 200 mm, quando levadas em consideração todas as recomendações normativas. É o caso da ASTM D 3497, que prevê diâmetros mínimos de quatro polegadas e altura equivalente ao dobro do diâmetro. Dificilmente no Brasil há revestimentos que permitam extração de corpos de prova com altura suficiente para atendimento das normas.

Embora seja inviável a obtenção *in loco* de corpos de prova com as dimensões sugeridas para ensaios axiais, o mesmo não ocorre com os ensaios de flexão. Seguindo-se as recomendações normativas, pode-se confeccionar corpos de prova com 50mm de altura, o que ocorreu nos presentes estudos. Nesse caso, não é incomum a existência de pavimentos capazes de fornecer corpos de prova com dimensões suficientes para o ensaio, necessitando-se apenas dos meios de extração específicos.

## Capítulo 5

---

### 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os objetivos propostos foram alcançados com as análises realizadas, fruto da consulta à literatura, realização dos procedimentos de ensaios preparativos e de análise de propriedades mecânicas da mistura asfáltica selecionada, bem como de interpretação dos resultados. Em face das análises realizadas pode-se afirmar que:

- Consideradas as condições locais de temperatura e tráfego, o módulo dinâmico apresenta variações abruptas, principalmente quando considerados os meses mais quentes do ano, ocasião em que o módulo dinâmico cai de 1.608 MPa, no início da manhã (25°C, 3Hz), para 107 MPa (55°C, 1Hz), situação que perdura por várias horas do dia. Essa variação equivale a uma queda de 93,3%;
- Além de provocar uma queda abrupta no valor do módulo dinâmico, essa mesma variação de temperatura e frequência ocasiona uma elevação do ângulo de fase de 22° para 39,6°, ou seja, em termos percentuais, a parcela do módulo dinâmico correspondente ao comportamento viscoso aumenta e a responsável pelo comportamento elástico é ainda menor, perfazendo apenas 82,45MPa;
- As deformações permanentes estão diretamente associadas à viscosidade e assim, quando se aumenta a resposta viscosa, maiores são as deformações não recuperáveis. Essa característica influencia consideravelmente nos defeitos observados nos pavimentos asfálticos. Em suma, o aumento da temperatura até 55°C, além de diminuir consideravelmente a resistência mecânica do compósito asfáltico estudado, retratada pela redução do módulo dinâmico, torna-o muito mais suscetível às deformações permanentes, por aumentar a resposta viscosa do material, retratada pelo aumento do ângulo de fase, o que, aliado a outras deficiências, como a carência de material pétreo, explica a grande ocorrência de problemas

correlacionados a deformação permanente nos pavimentos asfálticos de Manaus/AM;

- As normas que regem os ensaios mecânicos de compósitos asfálticos, no tocante à temperatura, não abrangem as características climáticas de Manaus. As temperaturas padrão de ensaios giram em torno de 25°, passam por valores negativos e não ultrapassam 40° positivo, a exemplo da ASTM D 3497. Em Manaus e na região do seu entorno a menor temperatura já registrada foi de 17° e durante o período mais quente do ano a temperatura dos pavimentos de concreto asfáltico apresentam valor médio de 42,56°C e permanece acima de 50° por várias horas do dia;
- A metodologia Superpave, incluindo a compactação giratória, pode ser utilizada para dosagem de concreto asfáltico produzido com ASAC. Neste ponto, deve-se observar que os parâmetros para cálculo dos teores iniciais diferenciam-se bastante das misturas com agregados convencionais, necessitando-se de execução de um maior número de dosagens para estabelecimento mais preciso dos mesmos;
- É viável a utilização de molde metálico para confecção de corpos de prova prismáticos, em formato de vigas. É importante que o molde possua rigidez suficiente para não sofrer deformações durante o processo de compactação e assim garantir um corpo de prova com dimensões uniformes e precisas. Constatou-se também que a simples prensagem do material no molde é insuficiente para a devida compactação, que somente foi obtida satisfatoriamente quando se introduziu meios de vibração do conjunto (molde e massa asfáltica);
- É possível a obtenção, por meio de ensaios de flexão de vigas a quatro pontos, do módulo dinâmico de misturas asfálticas confeccionadas com ASAC, incluindo a situação em que as temperaturas foram mais elevadas, alcançando-se 55°C;
- Os dados resultantes dos ensaios foram registrados com boa precisão e permitiram o cálculo dos parâmetros com confiabilidade diante da convergência entre as repetições realizadas. No entanto, para frequências

mais elevadas e intensidade de carregamento pequeno, é importante considerar a vibração natural da viga, cuja influência passa a ter grande relevância no resultado;

- Sobrepondo-se as curvas  $|E^*|$  x frequências, aplicando-se os fatores de translação horizontal, obteve-se a curva mestra com excelente ajuste, possibilitando-se a aquisição do módulo dinâmico a frequências muito inferiores ou superiores às aplicadas diretamente nos ensaios, frequências, inclusive, impossíveis de serem alcançadas experimentalmente em razão de limitação dos equipamentos;
- Pode-se obter uma curva mestra para cada temperatura ensaiada e o conjunto de curvas mestras, representada graficamente e os valores obtidos diretamente dos ensaios, podem ser ajustados com uso de recursos computacionais para serem retratados por uma função de duas variáveis, podendo-se determinar valores de  $|E^*|$  para qualquer frequência e em qualquer temperatura sem a realização de ensaios adicionais, desde que não haja extrapolações dos valores obtidos;
- Baseada em modelos fenomenológico, a equação apresentada por Zeng *et al.* (2001), pode ser aplicada para ajuste da curva mestra. Obteve-se excelente coeficiente de correlação entre os valores da curva mestra pra 40°C, com  $R^2 = 0,999875$ . Além de representar o módulo dinâmico de forma contínua, com essa equação foi possível extrapolar os dados, de onde se obteve o valor de equilíbrio do módulo dinâmico, quando a frequência tende ao infinito.

Os objetivos propostos no estudo foram alcançados, mas ainda há extenso campo para investigação científica sobre o assunto. Especialmente, podem-se apontar as seguintes linhas de estudos posteriores:

- Apesar da viabilidade de confecção de corpos de prova prismáticos com uso do molde concebido durante esses estudos, exige-se grande esforço físico, o que implica na necessidade de se melhorar o procedimento de compactação;

- Realização de estudos comparativos direto entre os ensaios de módulo dinâmico por compressão/tração axial e flexão a quatro pontos, sobretudo para definir qual apresenta maior precisão e convergência dos resultados;
- Avaliar melhor o uso de modelos matemáticos para ajuste de dados por meio de regressão e definir os pontos necessários de temperatura e frequência para obtenção mais eficiente da função representativa da curva mestra do módulo dinâmico.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials. Guide for design of pavement structures. Washington, D.C., 1993

ASPHALT INSTITUTE. The Asphalt Handbook, Manual Series n. 4, 7th Edition, 2007

ASTM - American Society for Testing and Materials. “D 1188 – 96: Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Compacted Bituminous Mixtures Using Coated Samples”. USA, 1996

ASTM - American Society for Testing and Materials. “D 2041-00: Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures.” USA, 2000.

ASTM - American Society for Testing and Materials. “D 2726 – 04: Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures”. USA, 2004

ASTM - American Society for Testing and Materials. “D 3497-05: Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures.” USA, 2005

ASTM - American Society for Testing and Materials. “D 6925 – 03: Standard Test Method for Preparation and Determination of the Relative Density of Hot Mix Asphalt (HMA) Specimens by Means of the Superpave Gyrotory Compactor”. USA, 2003

ASTM - American Society for Testing and Materials. “D 6925 – 03: Standard Test Method for Preparation and Determination of the Relative Density of Hot Mix Asphalt (HMA) Specimens by Means of the Superpave Gyrotory Compactor”. USA, 2003

BARBOSA, F. C. A. T. “Contribuição para o estudo do desempenho de misturas betuminosas temperadas”. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2012.

BRUNS, Roy E., Ieda Spacino Scarminio, and Benicio de Barros Neto. Statistical design-chemometrics. Vol. 25. Elsevier, 2006.

CHRISTENSEN, D. W., and D. A. Anderson, “Interpretation of Dynamic Mechanical Test Data for Paving Grade Asphalt,” Proceedings of the Association of Asphalt Pavement Technology, Vol. 61, 1992, pp. 67–116.

CNT, PESQUISA RODOVIÁRIA. Confederação Nacional do Transporte. 2012

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO – CEN. “EN 12697-24 Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt, Part 24: Resistance to fatigue”. Bruxelas. 2004.

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO – CEN. “EN 12697-26 Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt, Part 26: Stiffness”. Bruxelas. 2004.



DA MOTTA, L. M. G.; DE MEDINA, J. Investigação e desenvolvimento em Mecânica dos Pavimentos na COPPE - Brasil. Revista Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 095/2006 - EM: Cimentos asfálticos de petróleo - Especificação de material. Rio de Janeiro: IPR, 2006

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 005/2003 – TER: Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia. Rio de Janeiro: IPR, 2003

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION – FHWA. Superpave Fundamentals – Reference Manual (NHI Course #131053). USA, 2000.

FONTES, L. TRICHÊS, G. PAIS, J. PEREIRA, P. "Fatigue laws for Brazilians asphalt rubber mixtures obtained in 4 point bending tests." In: Proceedings of the 2nd workshop on four-point bending. Guimarães, Portugal: University of Minho; 2009.

FROTA, C. A.; C. L. S. ALENCAR; e C. P. L. SILVA. "Influência do Tipo de Agregado na Qualidade Técnica de Misturas Asfálticas." Anais da 35ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. Rio de Janeiro, RJ, 2004.

FROTA, C. A.; F. R. G. NUNES; e C. L. SILVA. "Estudo da Substituição do Seixo por Agregados Sintéticos de Argila Calcinada." 12ª . Reunião de Pavimentação Urbana. Aracaju, SE, 2003. Nunes, 2006

FROTA, C. A.; SILVA, C. L.; NUNES, F. R. G. Análise do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Confeccionadas com Agregados Sintéticos de Argila Calcinada. In: JORNADAS LUSO-BRASILEIRAS DE PAVIMENTOS: POLÍTICAS E TECNOLOGIAS, 5., 2006, Recife. [Anais eletrônicos...] São Paulo: Editora, 2006. 1 CD-ROM.

FROTA, C. A.; SILVA, C. L.; NUNES, F. R. G.; MELO, D. M.; SANTOS, M. G. R. Desempenho mecânico de misturas asfálticas confeccionadas com agregados sintéticos de argila calcinada. Cerâmica, São Paulo, v. 3, p. 255-262, Set. 2007.

GERE, James Monroe. Mecânica dos materiais. Pioneira Thomsom Learning, 2003.

GOUVEIA, L. T. Avaliação do Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA) da Especificação SUPERPAVE. 2002. 165 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil. 2002.

GRAFF, KARL F. Wave motion in elastic solids. Courier Dover Publications, 1975.

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

HUURMAN, M., AND A. C. PRONK. "Theoretical analysis of the 4 point bending test." Proceedings of the 7th Int. RILEM Symposium Advanced Testing and Characterization of Bituminous Materials, Rhodes, Greece (May 2009). 2009.

HUURMAN, M., AND A. C. PRONK. A detailed FEM simulation of a 4-point bending test device. In: Proceedings of the 3rd workshop on four-point bending. Davis, USA: University of California; 2011.

IPC Global. Pneumatic Standalone 4 Point Bending Apparatus – Reference Manual. Version: 1d2, 2009

KIM, Y. R., H. J. LEE, AND D. N. LITTLE. "Fatigue Characterization of Asphalt Concrete Using Viscoelasticity and Continuum Damage Theory," Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 66, 1997, pp. 633–685.

KIM, Y. R. Modeling of asphalt concrete. United State of America: ASCE Press, 2009.

KING, M. H. "Determination of Dynamic Moduli in Uniaxial Compression for North Caroline Hot Mix Asphalt Concrete." Master Thesis, North Carolina State University, Raleigh, NC, 2004.

LYTTON, R. L. "Characterizing asphalt pavements for performance." Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 1723.1 (2000): 5-16.

MARASTEANU, M. O., ANDERSON, D. A. "Improved Model for Bitumen Rheological Characterization," Eurobitume Workshop on Performance Related Properties for Bituminous Binders, Luxembourg, May 1999.

MARQUES, G. L. O. Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Mistura Asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória. 2004. 461p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2004.

MEDINA, J. MOTTA, L. M. G. "Mecânica dos pavimentos." Rio de Janeiro: Editora UFRJ 23 (1997).

MIRANDA, H. M. B. "Resistência à Fadiga de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Alta Percentagem de Borracha". Dissertação de Mestrado em Transportes. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 2008.

NASCIMENTO, L. A. H. "Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente." Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ, 2008.

NASCIMENTO, R. R. Utilização de Agregados de Argila Calcinada em Pavimentação; Uma Alternativa para o Estado do Acre. 2005. 171 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

NUNES, F. R. G. "Caracterização Mecânica de Misturas Asfálticas com Agregados Sintéticos de Argila Calcinada Quanto à Deformação Permanente." Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil, 2006.

PAIS, J. C., et al. "Analysis of the variation in the fatigue life through four-point bending tests." (2009).

PAIS, J. C. HARVEY, J. eds. Four Point Bending. CRC Press, 2012.

PICANÇO, H. M. CARTAXO, E. F. FROTA, C. A. PEREIRA. P, H, S. "Refletividade, Radiação Solar e Temperatura em Diferentes Tipos de Revestimentos das Vias Urbanas no Município de Manaus (AM)." 5º Congresso de Infraestrutura de Transportes. São Paulo, 2011.

PRONK, A. C. Description of procedure for using the Modified Partial Healing model. In: Proceedings of the 3rd workshop on four-point bending. Davis, USA: University of California; 2011.

PRONK, A. C. "Theory of the Four Point Dynamic Bending Test–Part I: General Theory." Report P-DWW-96-008, Delft University of Technology, The Netherlands (1996).

SANTOS, R. A.; VIEIRA, A.; OLIVEIRA, J. R. M. S.; CARNEIRO, L. A. V. Produção de agregado artificial de argila calcinada para emprego em pista experimental no estado do Rio de Janeiro. In: Reunião Anual de Pavimentação/ Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, 38. 12., 2007, Manaus, [Anais eletrônicos...] Manaus: Manaus Editora, 2007. 1 CD-ROM.

SCHAPERLY, R. A. "Correspondence Principles and a Generalized J-integral for Large Deformation and Fracture Analysis of Viscoelastic Media." International Journal of Fracture, 1984.

SHRP - "Superior Performance Asphalt Pavements (Superpave). The Product of SHRP Asphalt Research Program. Superpave Series N°. 2." Strategic Highway Research Program. 1994b.

SHRP - "Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave): The Product of SHRP Asphalt Research Program. Superpave Series N°. 1." Strategic Highway Research Program. 1994a.

SILVA, A. C. L., FROTA, C. A. "Estudo da viabilidade econômica para produção de agregado sinterizado de argila calcinada (Study of economic viability for production of sintered aggregate of calcined clay)." Cerâmica 59 (2013): 508-517.

SILVA, C. L. "Módulo Dinâmico de Misturas Asfálticas Confeccionadas com Agregados Sinterizados de Argila Calcinada." Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Amazonas - UFAM, Manaus, AM, 2011

SILVA, C. L.; F. R. G. NUNES; e C. A. FROTA. "Obtenção do módulo dinâmico de misturas asfálticas com agregados sintéticos de argila calcinada (ASAC)." 15ª Reunião de Pavimentação Urbana. Salvador, BA, 2008.

SILVA, W. P., SILVA, C. M. D. P. S. "LAB Fit Curve Fitting Software (Nonlinear Regression and Treatment of Data Program)." V 7.36 (1999): 1999-2007.

SOARES, J. B. FREITAS, F. A. C. BRANCO, J. V. C. "Método de Previsão do Teor Ótimo de Ligante em Misturas Asfálticas Tipo CBUQ." 32ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv. Vols. Vol. I, p. 148-160. Brasília, DF, 2000.

VIEIRA, A. Agregados de argila calcinada: uma alternativa para a pavimentação rodoviária na região amazônica. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32., 2000, Brasília. [Anais eletrônicos...] Brasília: Manaus Editora, 2000. 1 CD-ROM.

ZENG, M., BAHIA, H. U. ZHAI, H. ANDERSON, M. Turner, P. "Rheological Modeling of Modified Asphalt Binders and Mixtures," Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 70, 2001, pp. 403–441.

# Apêndice A

## APÊNDICE A – Dedução das equações da viga

Neste Apêndice, partindo da fórmula de flexão e da equação da linha elástica de vigas, são deduzidas as equações (2.17) e (2.18) abaixo,

$$\sigma = \frac{3aP}{bh^2} \quad (5.1)$$

$$E_s = \frac{Pa(3L^2 - 4a^2)}{4bh^3\Delta} \quad (5.2)$$

que fornecem a tensão nas fibras externas e a deflexão da viga. Em seguida SERÃO APLICADAS para o caso particular de flexão por quatro pontos tratado na presente dissertação. Utiliza-se como referência a figura abaixo, onde duas cargas  $P/2$  estão dispostas simetricamente em relação ao centro da viga. Escolheu-se como origem do sistemas de coordenadas o ponto A, com o eixo  $x$  coincidindo com o eixo horizontal da viga.

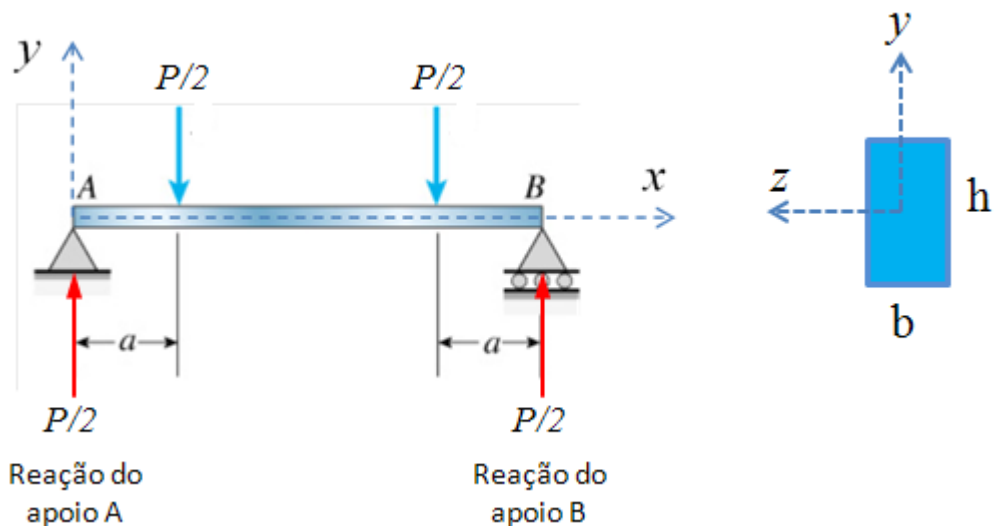


Figura A.1 – Esquema da viga prismática com largura  $b$  e altura  $h$  com os respectivos carregamentos, utilizada na presente dissertação.

Inicia-se o procedimento com as Equações Gerais da viga conhecida como Teoria Euler-Bernoulli, dadas por

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M_z(x)}{EI_z} \quad (\text{equação da linha elástica}) \quad (1)$$

$$\sigma_x = -\frac{M_z(x)y}{I_z}, \quad (\text{fórmula da flexão}) \quad (2)$$

onde  $M_z(x)$  é o momento fletor na direção  $z$ ,  $\sigma_x$  é a tensão a ser determinada,  $y$  é a ordenada do ponto onde deseja-se calcular a tensão,  $E$  é o módulo de elasticidade e  $I_z$  é o momento de inércia em relação ao eixo  $z$ .

Para efeito de cálculo a viga é analisada em três trechos diferentes: *i)*  $x \leq a$ ; *ii)*  $a \leq x \leq L-a$  e *iii)*  $L-a \leq x \leq L$ . Nos dois primeiros trechos aplica-se a equação diferencial de segunda ordem em  $x$  (equação (1)) e utilizam-se as seguintes condições de contorno: a) a ordenada da linha elástica é zero na origem ( $x=0$  e  $y=0$ ); b) continuidade da linha elástica em  $x=a$ ; c) continuidade da derivada da linha elástica em  $x=a$ ; d) da simetria em  $x$ , a derivada da linha elástica em  $x=L/2$  é zero.

**i) Trecho  $x \leq a$**

Nesse trecho o momento fletor é dado pela expressão

$$M_z(x) = \frac{P}{2}x \quad (3)$$

Que substituída na equação diferencial (1) resulta em

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{P}{2EI_z}x \quad (4)$$

Integrando duas vezes sucessivas em  $x$ , encontra-se

$$\begin{aligned} \frac{d^2y}{dx^2} &= \frac{P}{2EI_z}x \\ \frac{dy}{dx} &= \frac{P}{4EI_z}x^2 + c_1 \\ y &= \frac{P}{12EI_z}x^3 + c_1x + c_2 \end{aligned} \quad (5)$$

Onde  $c_1$  e  $c_2$  são constantes a serem determinadas pelas condições acima definidas.

**ii) Trecho  $a \leq x \leq L-a$** 

Nesse trecho o momento fletor é constante (Figura 2.15) e é dado por

$$M_z(x) = \frac{Pa}{2}. \quad (6)$$

Substituindo-se a equação acima na equação da linha elástica (1), obtém-se

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{Pa}{2EI_z}, \quad (7)$$

Que integrada duas vezes sucessivamente resulta em

$$\begin{aligned} \frac{dy}{dx} &= \frac{Pa}{2EI_z}x + c_3 \\ y &= \frac{Pa}{4EI_z}x^2 + c_3x + c_4 \end{aligned} \quad (9)$$

O próximo passo é aplicar as condições de contorno da linha elástica (a), (b) e (c) acima expressas.

**a) A ordenada da linha elástica é zero na origem ( $x=0$  e  $y=0$ ).**

Fazendo simultaneamente  $x=0$  e  $y=0$  na equação (5) encontra-se imediatamente a constante  $c_2$ :

$$c_2 = 0. \quad (10)$$

**b) Da continuidade da linha elástica em  $x=a$ .**

Igualando os valores de  $y$  dado pela equação (5) com o valor de  $y$  dado pela equação (9) em  $x=a$ , encontra-se a equação

$$c_1a - \frac{Pa^3}{2EI_z} = c_3a + c_4. \quad (11)$$

**c) Da continuidade da derivada da linha elástica em  $x = a$ .**

Derivando  $y$  em relação a  $x$  pela esquerda e pela direita do ponto  $x = a$ , fazendo-se as derivadas das equações (5) e (9), respectivamente, e igualando as duas derivadas em  $x = a$ , encontra-se

$$c_1 = c_3 + \frac{Pa^2}{4EI_z}. \quad (12)$$

**d) Da simetria em  $x$ , a derivada da linha elástica em  $x = L/2$  é zero.**

Derivando a equação (5) no ponto  $x = L/2$  e igualando a zero, verifica-se que a constante  $c_3$  é dada por

$$c_3 = -\frac{PaL}{4EI_z}. \quad (13)$$

Assim, já se conhece as constantes  $c_2$  (equação 10) e  $c_3$  (equação 13) e podem ser determinadas as constantes restantes  $c_1$  e  $c_4$ . Substituindo a equação (13) na equação (12) encontra-se  $c_1$ :

$$c_1 = -\frac{Pa(L-a)}{4EI_z}, \quad (14)$$

e substituindo as equações (13) e (14) na equação (11) determina-se a constante  $c_4$ :

$$c_4 = \frac{Pa^3}{12EI_z}, \quad (15)$$

O trecho da viga que interessa no presente trabalho é o central, correspondente à região em que  $a \leq x \leq L-a$ , cuja linha elástica é dada pela equação (9). Substituindo-se os valores de  $c_3$  e  $c_4$  dados pelas equações (3) e (15), respectivamente, na equação (9), encontra-se finalmente a equação da linha elástica no vão central da viga, que é dada por



$$y = \frac{Pa}{4EI_z} x^2 - \frac{PaL}{4EI_z} x + \frac{Pa^3}{12EI_z} \quad (16)$$

Para o caso particular em que  $x=L/2$ , a equação (16) resulta em

$$y = \frac{4Pa^3 - 3PaL^2}{48EI_z} \quad (17)$$

Como

$$I_z = \frac{bh^3}{12} \quad (18)$$

A equação (17) fica

$$E = \frac{P(4a^3 - 3aL^2)}{4bh^3 y} \quad (19)$$

No aparelho utilizado nesta dissertação,  $a = L/3$ . Substituindo esse valor na equação acima obtém-se

$$E = -\frac{23PL^3}{108bh^3 y} \quad (20)$$

Fazendo-se  $y = -\Delta$  em  $x = L/2$ , a equação acima fica

$$E = \frac{23PL^3}{108bh^3 \Delta} \quad (21)$$

Para o cálculo das tensões utiliza-se a fórmula de flexão (2), sendo máxima na superfície convexa da viga, cuja ordenada é dada por  $y = -h/2$  e o momento fletor por  $M_z = Pa/2$ . Lembrando que no equipamento utilizado nesta dissertação  $a = L/3$  e substituindo esses valores na equação (2), encontra-se a tensão máxima na viga:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= -\frac{P}{2} \frac{L}{3} \left( -\frac{h}{2} \right) \frac{12}{bh^3} \\ \sigma_x &= \frac{PL}{bh^2} \end{aligned} \quad (22)$$

## Apêndice B

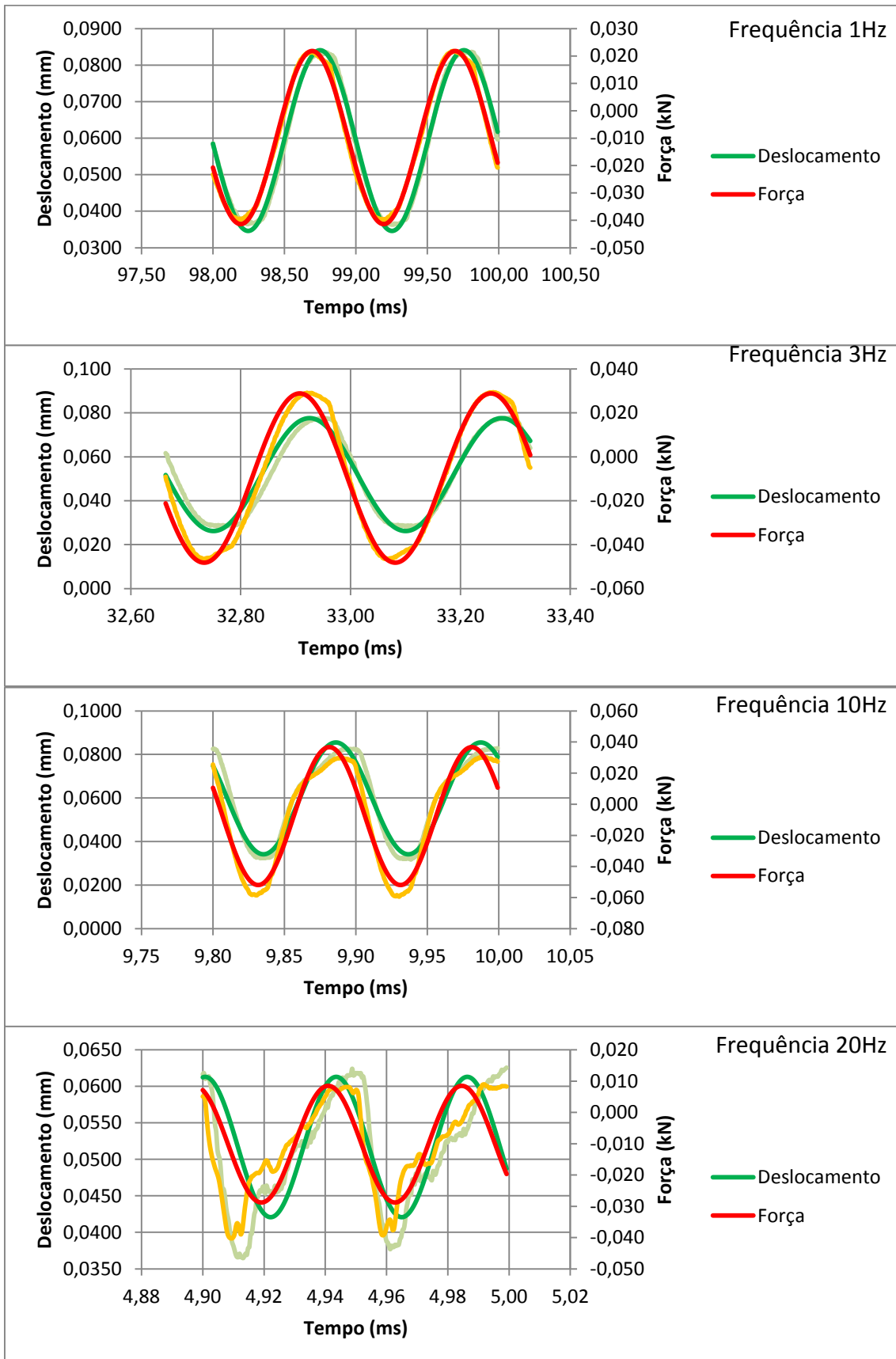
---

### APÊNDICE B – Gráficos dos resultados dos ensaios

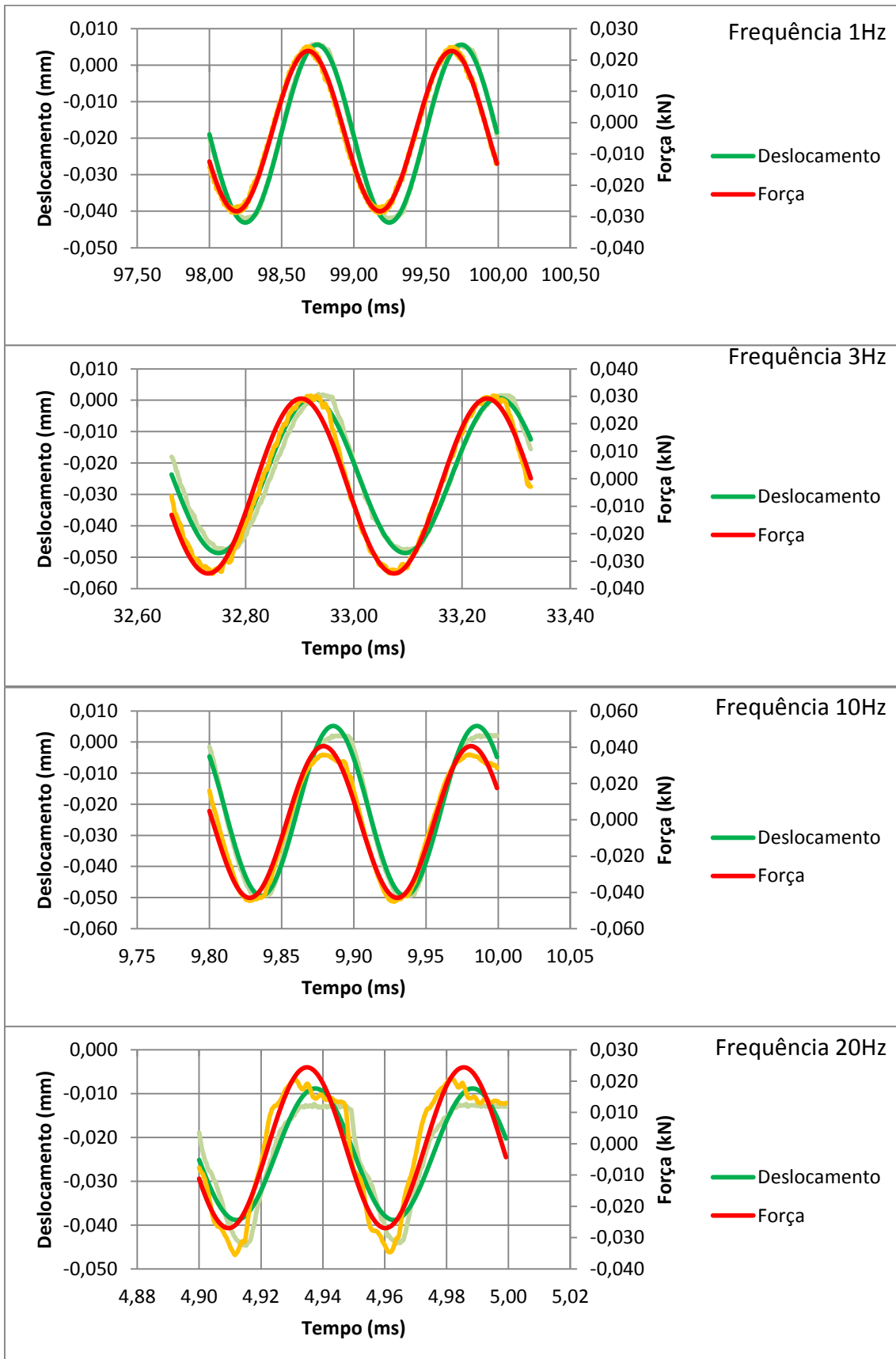
Para cada ensaio é gerado um relatório com informações do tempo, da carga aplicada e da deformação correspondente. Com esses dados é possível a construção de gráficos para melhor visualização do resultado. Apresentam-se a seguir um gráfico representativo de cada par de temperatura e frequência, para acompanhamento da evolução dos ensaios.

Nos gráficos das páginas seguintes são traçados a força e o deslocamento registrados originalmente pelo equipamento e, sobre eles, também são apresentados o resultado das senóides que melhor se ajustam aos dados. Ressalta-se ainda que nesses gráficos constam apenas os dois últimos pulsos de cada série, que são formadas pela aplicação de 100 pulsos de carregamento.

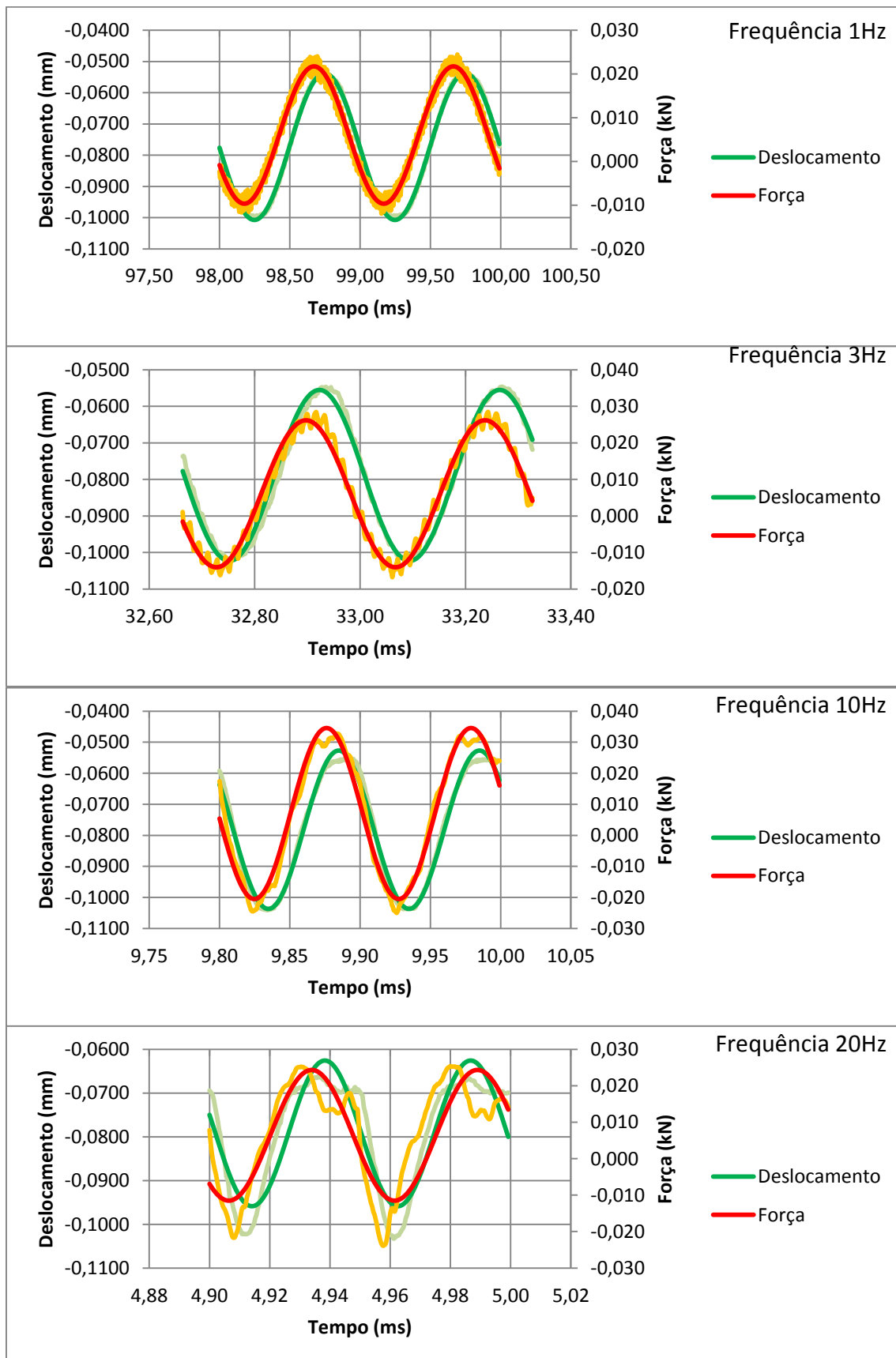
## Temperatura de 25°C



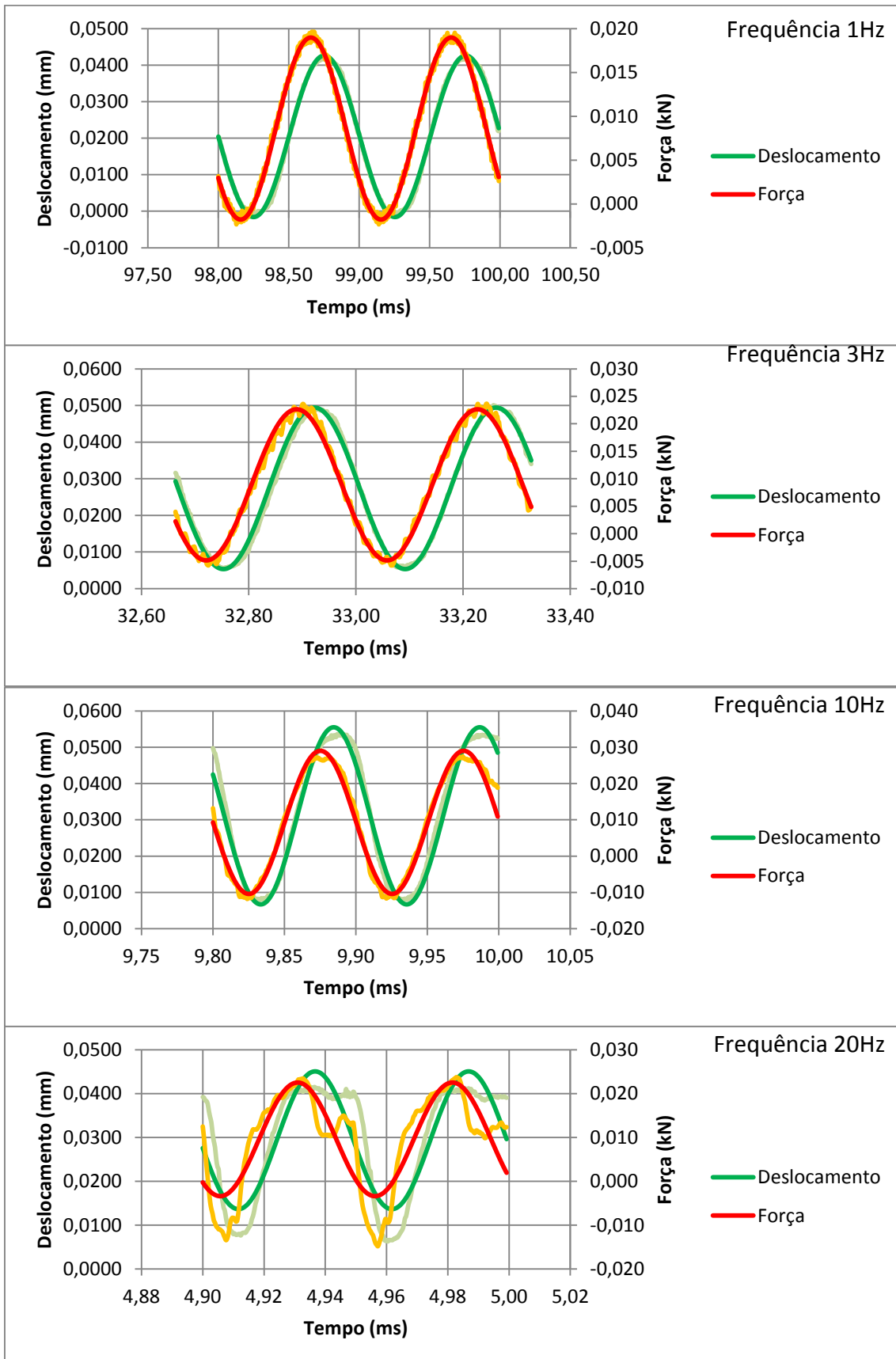
## Temperatura de 30°C



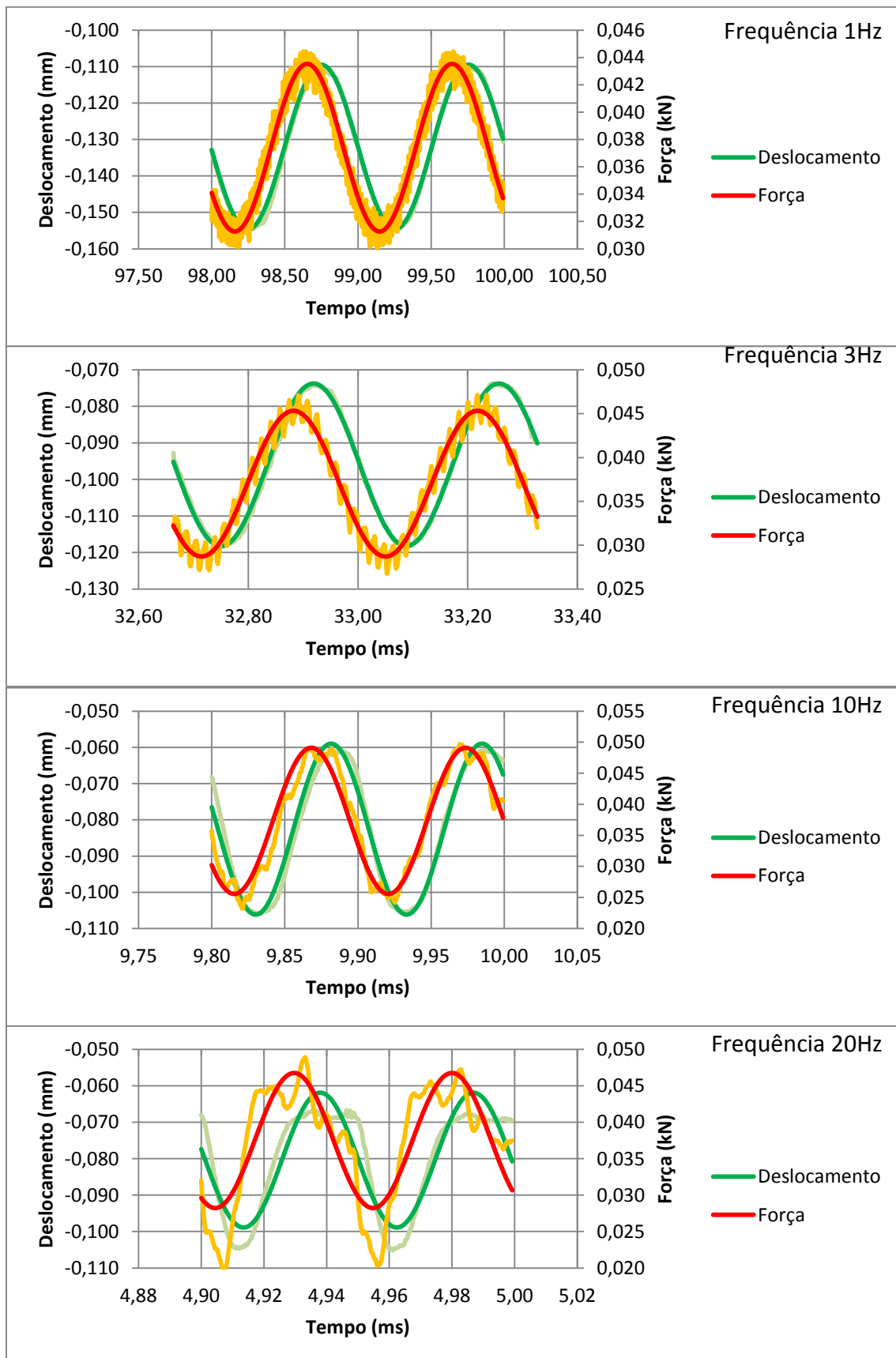
## Temperatura de 35°C



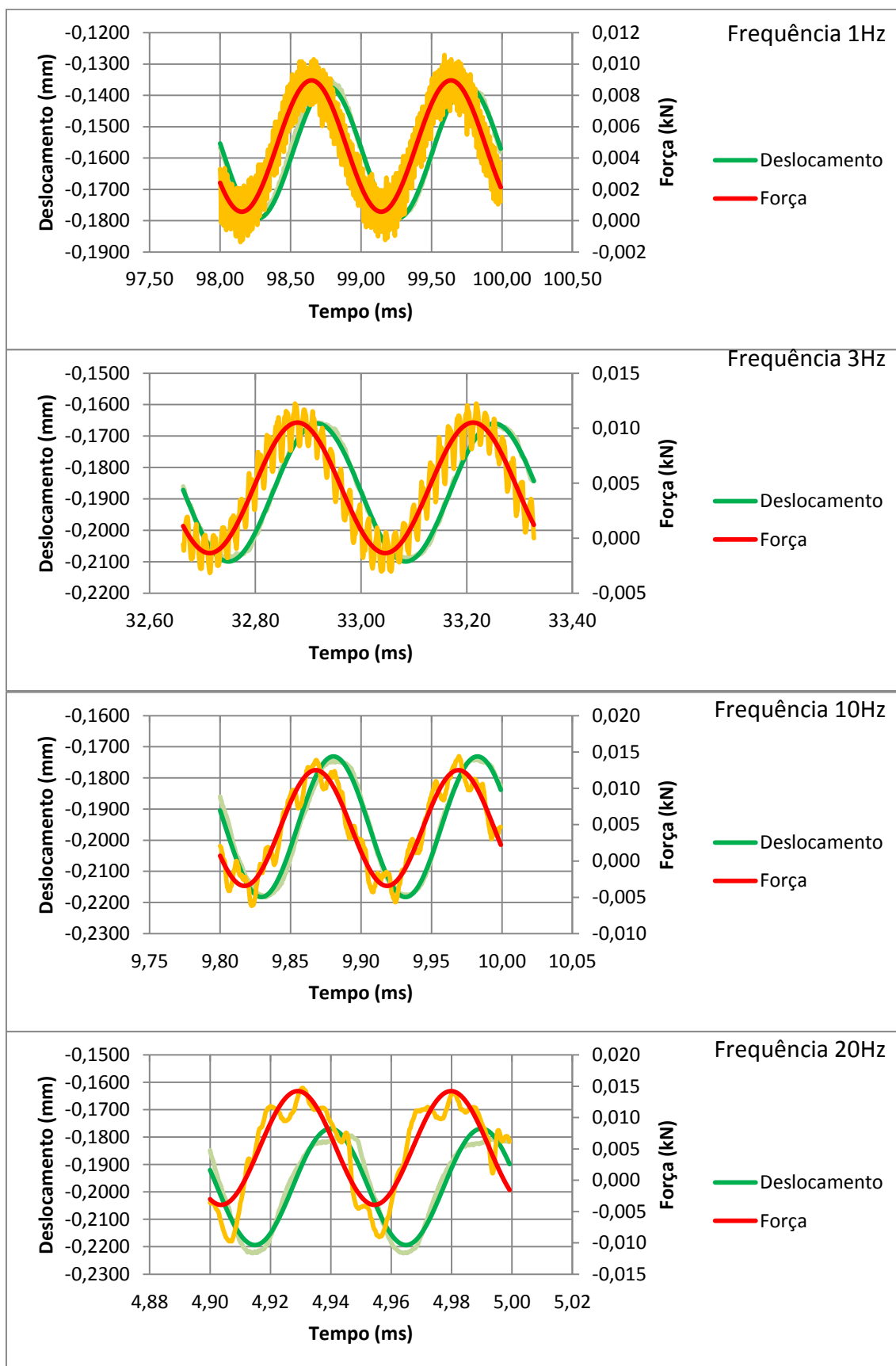
## Temperatura de 40°C



## Temperatura de 45°C



## Temperatura de 50°C





## Temperatura de 55°C

