

João Victor Staub de Melo

**DESENVOLVIMENTO E ESTUDO DO COMPORTAMENTO
REOLÓGICO E DESEMPENHO MECÂNICO DE CONCRETOS
ASFÁLTICOS MODIFICADOS COM NANOCOMPÓSITOS**

Tese submetida ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina para a obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Glicério Trichês.

Florianópolis
2014

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

Melo, João Victor Staub de

Desenvolvimento e estudo do comportamento reológico e
desempenho mecânico de concretos asfálticos modificados com
nanocompósitos / João Victor Staub de Melo; orientador,
Glicério Trichês - Florianópolis, SC, 2014.

414 p.

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

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Nanocompósitos. 3. Misturas
asfálticas. 4. Comportamento reológico. 5. Desempenho
mecânico. I. Trichês, Glicério. II. Universidade Federal de
Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia
Civil. III. Título.

João Victor Staub de Melo

**DESENVOLVIMENTO E ESTUDO DO COMPORTAMENTO
REOLÓGICO E DESEMPENHO MECÂNICO DE CONCRETOS
ASFÁLTICOS MODIFICADOS COM NANOCOMPÓSITOS**

Esta Tese foi julgada adequada para obtenção do Título de Doutor, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis-SC, 31 de Outubro de 2014.

Prof. Dr. Roberto Caldas de Andrade Pinto
Coordenador do Curso

Prof. Dr. Glicério Trichês - ECV/UFSC
Orientador

Banca Examinadora:

Prof.^a Dr.^a Liedi Légi Bariani Bernucci - USP
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti - UFRGS
Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dr.^a Leni Figueiredo Mathias Leite - CENPES
Petróleo Brasileiro S.A. - Petrobras

Prof. Dr. Philippe Jean Paul Gleize - ECV/UFSC
Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

Prof.^a Dr.^a Liseane Padilha Thives - ECV/UFSC
Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Antônio Fortunato Marcon - ECV/UFSC
Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina

Dedico esta tese especialmente aos meus queridos pais, José Mário (*in memoriam*) e Sônia.

AGRADECIMENTOS

À minha família, em especial à minha mãe Sônia e minha irmã Ana, pelo apoio incondicional de sempre.

Ao meu orientador, professor Dr. Glicério Trichês, pela orientação, ensinamentos, confiança e dedicação no decorrer deste trabalho.

Aos professores Antônio Marcon e Liseane do Departamento de Engenharia Civil da UFSC, pelo aconselhamento, ensinamentos e apoio ao longo da pesquisa.

Aos amigos Ramon e Joe, pela amizade e companheirismo demonstrado durante o mestrado e doutorado.

Ao professor Adalberto Leandro Faxina da Escola de Engenharia de São Carlos-SP, pelo suporte na caracterização reológica dos ligantes asfálticos.

Aos colegas dos Laboratórios de Pavimentação e Mecânica dos Solos, pela colaboração prestada no transcorrer da pesquisa.

A todos os meus amigos, pelo apoio e força que me passaram.

Ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFSC pela oportunidade e suporte concedido.

À Rede Temática do Asfalto/Petrobras pelos investimentos realizados no Laboratório de Pavimentação da UFSC.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão da bolsa de doutorado.

Ao Laboratório Central de Microscopia Eletrônica (LCME/UFSC) e ao Nanotec/UFSC pelo suporte na realização de alguns ensaios.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para a realização desta tese.

Muito obrigado!

“Mais fácil me foi encontrar as leis com que se movem os corpos celestes, que estão a milhões de quilômetros, do que definir as leis do movimento da água que escoam frente aos meus olhos” (Galileu Galilei).

“Jamais considere seus estudos como uma obrigação, mas como uma oportunidade invejável para aprender a conhecer a influência libertadora da beleza do reino do espírito, para seu próprio prazer pessoal e para proveito da comunidade à qual seu futuro trabalho pertencer” (Albert Einstein).

RESUMO

Este trabalho apresenta o estudo do comportamento reológico e desempenho mecânico de misturas asfálticas modificadas com nanocompósitos. O objetivo central da pesquisa foi o desenvolvimento de misturas de concreto asfáltico nanomodificadas, com propriedades reológicas e mecânicas superiores à mistura de concreto asfáltico convencional, obtendo-se assim, misturas asfálticas menos susceptíveis aos principais mecanismos de deterioração dos revestimentos asfálticos brasileiros, trincamento por fadiga e deformação permanente. Dois tipos de nanomateriais (nanoargila e nanotubo de carbono) foram selecionados como cargas de reforço para a matriz asfáltica pura (CAP 50-70). Produziu-se 3 nanocompósitos asfálticos para cada nanomaterial estudado, diferenciados pelo teor de incorporação (1%, 2% e 3%) em peso do ligante asfáltico 50-70. Avaliaram-se as propriedades empíricas e reológicas (especificação Superpave) de cada nanocompósito desenvolvido, juntamente com o ligante asfáltico 50-70, e selecionou-se um nanocompósito de cada nanomaterial para a formulação de misturas asfálticas. A partir da dosagem Superpave foram produzidas 3 misturas asfálticas, uma constituída do ligante asfáltico 50-70 (referência) e as outras duas nanomodificadas pelos nanocompósitos selecionados (NA-3% e NTC-2%). Todas as misturas asfálticas foram submetidas aos ensaios de resistência à ação deletéria da água no ensaio de Lottman modificado, deformação permanente no simulador francês (LCPC), módulo complexo e resistência à fadiga no aparato quatro pontos. Os resultados obtidos demonstraram melhor comportamento reológico e desempenho mecânico das misturas nanomodificadas. Neste sentido, maior módulo complexo, menor ângulo de fase, maior resistência aos danos por umidade induzida, maior resistência à deformação permanente e fadiga foram obtidas pelas misturas nanomodificadas. O efeito benéfico dos nanomateriais é comprovado na simulação numérica da estrutura de um pavimento. Os revestimentos nanomodificados com nanoargila (NA-3%) e nanotubo de carbono (NTC-2%) apresentam um incremento na vida útil, no tocante à ruptura por fadiga, de 4,6 vezes e 6 vezes mais, respectivamente. A principal conclusão da pesquisa é a obtenção de misturas asfálticas com propriedades superiores à convencional, a partir da incorporação de materiais em escala nanométrica (nanotubo de carbono e nanoargila).

Palavras-chave: Nanotecnologia. Nanocompósitos. Misturas asfálticas. Comportamento reológico. Desempenho mecânico.

ABSTRACT

This research presents a study of rheological behavior and mechanical performance of nanocomposite-modified asphalt mixes. The main objective of this research was to develop nano-modified asphalt concrete mixes with rheological and mechanical properties higher than standard asphalt concrete mixes, thus obtaining asphalt mixes less susceptible to the main deterioration mechanisms of Brazilian asphalt coatings, fatigue cracking and permanent deformation. Two types of nanomaterials (nanoclay and carbon nanotubes) were selected as reinforcement additives to pure asphalt matrix (CAP 50-70). Three (3) asphalt nanocomposites were produced for each nanomaterial studied, distinguished by rate of incorporation (1%, 2% and 3%) in 50-70 asphalt binder weight. Rheological and empirical properties of each developed nanocomposite were assessed (Superpave specifications), along with 50-70 asphalt binder, and one nanocomposite of each nanomaterial was selected to formulate asphalt mixes. Three asphalt mixes were produced from the Superpave dosage, one composed of asphalt binder 50-70 (reference) and the others nanomodified by the selected nanocomposites (NA-3% and NTC-2%). All asphalt mixes were submitted to strength tests of deleterious action of water in modified Lottman test, permanent deformation in the French simulator (LCPC), complex modulus and fatigue life on four point bending test. The results obtained demonstrated the best rheological behavior and mechanical performance of nanomodified mixes. Thus, higher complex modulus, less phase angle, higher resistance to moisture-induced damage, higher resistance to rutting and fatigue life were obtained by nanomodified mixes. The beneficial effect of nanomaterials is verified in numerical simulation of pavement structure. Nanoclay (NA-3%) and carbon nanotube (NTC-2%) nanomodified coatings present an increment in life, concerning fatigue cracking of 4.6 times and 6 times more, respectively. The main conclusion of the survey is the possibility of obtaining asphalt mixes with properties superior to the standards, by incorporating nanometric scale nanomaterials (carbon nanotube and nanoclay).

Keywords: Nanotechnology. Nanocomposites. Asphalt mixes. Rheological behavior. Mechanical performance.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Estrutura global da pesquisa.	49
Figura 2.1 - Fracionamento do ligante asfáltico pelo método SARA.	56
Figura 2.2 - Modelo de Yen para estrutura coloidal dos ligantes asfálticos.	58
Figura 2.3 - Correlação entre o parâmetro $G^*/\sin \delta$ do ligante asfáltico e a taxa média de acumulação da deformação (S) da mistura asfáltica (teste RSCH).	64
Figura 2.4 - Correlação entre o parâmetro $G^*/\sin \delta$ do ligante asfáltico e a resistência à fadiga da mistura asfáltica.	65
Figura 2.5 - Correlação entre os resultados de fadiga das misturas asfálticas (25°C) e o parâmetro $G^*/\sin \delta$ (25°C) dos ligantes asfálticos.	66
Figura 2.6 - Evolução da escala de comprimento.	68
Figura 2.7 - Partículas idealizadas com: (a) uma (b) duas e (c) três dimensões nanométricas.	69
Figura 2.8 - Unidades estruturais dos argilominerais: (a) grupo tetraédrico e lâmina de tetraedros; (b) grupo octaédrico e lâmina de octaedros.	72
Figura 2.9 - (a) Estrutura dioctaédrica e (b) estrutura trioctaédrica.	72
Figura 2.10 - Estrutura cristalina de uma montmorilonita em vista estereoscópica.	75
Figura 2.11 - Hidrofilicidade e hidrofobicidade da argila esmectita sódica e da organofílica.	77
Figura 2.12 - Modelos tradicionais de arranjo de surfactantes entre lamelas de silicatos: (a) monocamada lateral, (b) bicamada lateral, (c) monocamada do tipo parafínico e (d) bicamada do tipo parafínico.	79
Figura 2.13 - Modelos de arranjo de surfactantes entre lamelas de silicatos: (a) moléculas curtas, isoladas entre si, (b) moléculas de comprimento intermediário e (c) moléculas longas. Os círculos abertos representam	

segmentos CH ₂ e os círculos fechados correspondem às cabeças catiônicas.	80
Figura 2.14 - Tipos de microestrutura de compósitos com argila: (a) microcompósito, (b) nanocompósito intercalado, (c) nanocompósito esfoliado e (d) nanocompósito misto.	81
Figura 2.15 - Resultados de DRX: (a) montmorilonita organofílica e (b) nanocompósito de asfalto com montmorilonita organofílica.	83
Figura 2.16 - Mecanismo de antienvelhecimento do asfalto nanomodificado.....	84
Figura 2.17 - Estruturas elementares do carbono: (a) grafita, (b) diamante, (c) fulereno, (d) nanotubo de carbono de parede simples, (e) nanotubo de carbono de parede múltipla e (f) grafeno.	88
Figura 2.18 - Modelos de hibridizações para o átomo de carbono e geometrias espaciais.....	89
Figura 2.19 - Formas de arranjo de uma folha de grafeno para formar o nanotubo de carbono (NTC), a grafita e o fulereno.	90
Figura 2.20 - Estruturas perfeitas de nanotubos de carbono de parede simples.	91
Figura 2.21 - Ilustração das principais estruturas de nanotubos de carbono: (a) nanotubo de camada única e (b) nanotubo de camadas múltiplas.	92
Figura 3.1 - Comportamento elástico linear.	100
Figura 3.2 - Elemento de fluido submetido a uma força de cisalhamento.	102
Figura 3.3 - Comportamento viscoso linear.	104
Figura 3.4 - Classificação dos fluidos segundo o comportamento reológico.	105
Figura 3.5 - Comportamento reológico de fluidos newtonianos: (a) curva da fluidez e (b) curva da viscosidade.	106
Figura 3.6 - Comportamento reológico de fluidos pseudoplásticos: (a) curva da fluidez e (b) curva da viscosidade.....	107

Figura 3.7 - Comportamento reológico de fluidos dilatantes: (a) curva da fluidez e (b) curva da viscosidade.	107
Figura 3.8 - Comportamento reológico dos plásticos de Bingham: (a) curva da fluidez e (b) curva da viscosidade.....	108
Figura 3.9 - Representação do comportamento (a) tixotrópico e (b) reopéxico em função da taxa de cisalhamento, e (c) em função do tempo sob taxa de cisalhamento constante.....	109
Figura 3.10 - Resposta de um material viscoelástico sob tensão controlada.....	111
Figura 3.11 - Resposta de um material viscoelástico sob deformação controlada.....	112
Figura 3.12 - Fenômeno de fluência de um material viscoelástico.	113
Figura 3.13 - Fenômeno de relaxação de um material viscoelástico... ..	114
Figura 3.14 - Teste no domínio frequencial: (a) deformação controlada e (b) tensão controlada.	117
Figura 3.15 - Teste dinâmico: (a) resposta puramente elástica, (b) resposta puramente viscosa e (c) resposta viscoelástica. .	120
Figura 3.16 - Exemplo dos dados de módulo de cisalhamento dinâmico de um ligante (PG 40-60) deslocado ao longo do eixo da frequência.....	121
Figura 3.17 - Modelo de Maxwell.....	124
Figura 3.18 - Resposta ao teste de fluência para o modelo de Maxwell.	124
Figura 3.19 - Modelo de Kelvin-Voigt.....	126
Figura 3.20 - Resposta ao teste de fluência para o modelo de Kelvin-Voigt.	126
Figura 3.21 - Modelo de generalizado de Maxwell.....	128
Figura 3.22 - Modelo de generalizado de Kelvin-Voigt.....	129
Figura 3.23 - Modelo analógico de Huet.....	131
Figura 3.24 - Modelo analógico de Huet-Sayegh.....	131
Figura 3.25 - Modelo de Huet e Huet-Sayegh no plano complexo (Cole-Cole).	133

Figura 4.1 - Esquema das solicitações em um pavimento flexível.	137
Figura 4.2 - Sinal da deformação longitudinal nas fibras inferiores da camada de concreto asfáltico.....	138
Figura 4.3 - Sinal da deformação transversal nas fibras inferiores da camada de concreto asfáltico.	138
Figura 4.4 - Domínios típicos do comportamento de concretos asfálticos convencionais.....	140
Figura 4.5 - Dano no concreto asfáltico.	142
Figura 4.6 - Fatores de forma e massa.....	147
Figura 4.7 - Formas de carregamentos utilizados em ensaios de fadiga.	149
Figura 4.8 - Diferentes tipos de testes de fadiga.....	152
Figura 4.9 - Três modos de carregamento para descrever o crescimento de trinca.	158
Figura 4.10 - Curva tensão-deformação de materiais viscoelásticos.	160
Figura 4.11 - Características do gráfico da proporção de mudança da energia dissipada.....	165
Figura 4.12 - Resultado de um teste monotônico: (a) curva tensão-deformação e (b) curva tensão-pseudo deformação. 167	
Figura 4.13 - Conceito geral de limite de resistência à fadiga.....	168
Figura 4.14 - Critérios de falha à fadiga de Carpenter.	170
Figura 4.15 - Critério de falha à fadiga sugerida por Pronk & Hopeman.....	171
Figura 4.16 - Critérios de falha à fadiga de Rowe e ASU.....	172
Figura 4.17 - Critério de falha à fadiga de Franken.....	173
Figura 4.18 - Ilustração da deformação permanente estrutural. ..	174
Figura 4.19 - Ilustração da deformação permanente por fluência.	175

Figura 5.1 - Estrutura da primeira etapa do programa experimental...	181
Figura 5.2 - Estrutura da segunda etapa do programa experimental. ..	184
Figura 5.3 - (a) Espectrômetro de fluorescência de raios X e (b) pastilhas prensadas de NTC e nanoargila.....	185
Figura 5.4 - Misturador de alto cisalhamento.....	187
Figura 5.5 - Estrutura da terceira etapa do programa experimental. ...	188
Figura 5.6 - Estrutura da quarta etapa do programa experimental.	192
Figura 5.7 - Compactador giratório.....	194
Figura 5.8 - Fatorial do estudo de dosagem das misturas asfálticas....	195
Figura 5.9 - Esquema de avaliação do dano por umidade induzida. ...	198
Figura 5.10 - Estrutura da quinta etapa do programa experimental. ...	200
Figura 5.11 - Mesa compactadora LCPC.....	201
Figura 5.12 - Aparatos utilizados no ensaio de mancha de areia: (a) soquete com base de borracha, (b) cápsula com volume determinado (25.000 mm ³), (c) areia peneirada, (d) peneira e (e) paquímetro.	202
Figura 5.13 - Drenômetro utilizado na pesquisa.	203
Figura 5.14 - Projeção dos corpos de prova prismáticos sobre a placa de concreto asfáltico e vista lateral da placa (dimensões em cm).	204
Figura 5.15 - Estrutura da sexta etapa do programa experimental.	206
Figura 5.16 - Equipamento <i>Orniéreur</i>	207
Figura 5.17 - Pontos de leitura das deformações na placa asfáltica. ...	208
Figura 5.18 - Aparato de teste 4 pontos para ensaio de módulo complexo e resistência à fadiga.	209
Figura 5.19 - Esforços internos no corpo de prova provenientes da configuração do carregamento.....	210
Figura 5.20 - Estrutura da sétima etapa do programa experimental. ...	215
Figura 6.1 - (a) Micrografia dos grãos de pó de pedra com ampliação de 2.000 vezes e (b) micrografia da cal com ampliação de 20.000 vezes.....	221

Figura 6.2 - Composição granulométrica da mistura de agregados.	222
Figura 6.3 - Micrografia do nanotubo de carbono com ampliação de 30.000 vezes.....	224
Figura 6.4 - Micrografia da nanoargila com ampliação de 10.000 vezes.....	225
Figura 6.5 - Dimetil amônio com duas cadeias alquilas (Dellite 67G).	225
Figura 6.6 - Análise termogravimétrica das amostras de NTC e nanoargila.....	226
Figura 6.7 - Difratoograma de raios X do pó de nanoargila.	227
Figura 6.8 - Porta amostra de alumínio com a amostra de ligante asfáltico.	229
Figura 6.9 - Comparativo dos difratogramas de raios X.	230
Figura 6.10 - Viscosidade aparente <i>versus</i> temperatura (nanocompósitos com adição de nanoargila).	233
Figura 6.11 - Viscosidade aparente <i>versus</i> temperatura (nanocompósitos com adição de NTC).	233
Figura 6.12 - Relação entre $G^*/\text{sen } \delta$ e temperatura (ligantes asfálticos virgens).	235
Figura 6.13 - Relação entre $G^*/\text{sen } \delta$ e temperatura (ligantes asfálticos envelhecidos a curto prazo no RTFOT). ...	235
Figura 6.14 - Módulo complexo e ângulo de fase do CAP 50-70, NA-3% e NTC-2% em função da temperatura (resíduos RTFOT+PAV).	238
Figura 6.15 - Corpos de prova obtidos na compactação giratória.	242
Figura 6.16 - Curvas de compactação da mistura de referência. .	243
Figura 6.17 - Curvas de compactação da mistura com o nanocompósito NA-3%.....	243
Figura 6.18 - Curvas de compactação da mistura com o nanocompósito NTC-2%.....	244

Figura 6.19 - Teor de ligante asfáltico <i>versus</i> teor de ligante efetivo nas misturas asfálticas.....	245
Figura 6.20 - Curva de compactação Superpave e representação gráfica dos índices CDI e TDI (mistura de referência). ...	247
Figura 6.21 - Total de corpos de prova moldados para o ensaio de Lottman modificado.....	250
Figura 6.22 - Resistência à tração (RT) e volume de vazios dos corpos de prova sem condicionamento.	251
Figura 6.23 - Resistência à tração (RTu) e volume de vazios dos corpos de prova submetidos ao condicionamento.....	251
Figura 6.24 - Relação percentual RTu/RT.	252
Figura 6.25 - Processo de compactação de placas (60 x 40 x 9 cm). ..	254
Figura 6.26 - Placas de 50 x 18 x 5 cm e pesagem hidrostática.	255
Figura 6.27 - Ensaio de mancha de areia e drenabilidade sobre placas de concreto asfáltico.	256
Figura 6.28 - Serragem das placas para obtenção de corpos de prova prismáticos (381 x 63,5 x 50,8 mm).	258
Figura 6.29 - Placa de concreto asfáltico produzida na pesquisa posicionada no simulador de tráfego <i>Orniéreur</i> para a realização do ensaio de afundamento de trilha de roda....	260
Figura 6.30 - Desempenho à deformação permanente das misturas produzidas com os nanocompósitos de nanoargila.	261
Figura 6.31 - Desempenho à deformação permanente das misturas produzidas com os nanocompósitos de NTC.....	261
Figura 6.32 - Comparativo de desempenho à deformação permanente das misturas produzidas com os nanocompósitos NA-3%, NTC-2% e a mistura de referência.	262
Figura 6.33 - Correlação entre o volume de vazios das placas e o afundamento para 30.000 ciclos (equipamento francês).	265
Figura 6.34 - Correlação entre o parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$ do ligante asfáltico virgem na temperatura de 64 °C e o	

desempenho à deformação permanente da mistura asfáltica (30.000 ciclos).	266
Figura 6.35 - Correlação entre o parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$ do ligante asfáltico envelhecido a curto prazo (RTFOT) na temperatura de 64 °C e o desempenho à deformação permanente da mistura asfáltica (30.000 ciclos).	267
Figura 6.36 - Correlação entre o índice TDI e a deformação permanente para 30.000 ciclos das misturas asfálticas.	269
Figura 6.37 - Corpo de prova prismático produzido na pesquisa posicionado no aparato 4 pontos para a realização do ensaio de módulo complexo.....	270
Figura 6.38 - Comparação das curvas isotérmicas da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NTC-2%.....	275
Figura 6.39 - Comparação das curvas isotérmicas da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NA-3%.....	276
Figura 6.40 - Comparação das curvas de equivalência frequência-temperatura ($T_R = 15$ °C e $T_R = 20$ °C) da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NTC-2%.....	278
Figura 6.41 - Comparação das curvas de equivalência frequência-temperatura ($T_R = 15$ °C e $T_R = 20$ °C) da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NA-3%.....	279
Figura 6.42 - Comparação das curvas isócronas da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NTC-2%.....	282
Figura 6.43 - Comparação das curvas isócronas da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NA-3%.....	283
Figura 6.44 - Comparação do espaço de Black da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NTC-2%.....	285

Figura 6.45 - Comparação do espaço de Black da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NA-3%.....	285
Figura 6.46 - Curvas ângulo de fase <i>versus</i> frequência. Comparação entre as misturas asfáltica de referência (CAP 50-70) e com nanocompósito NTC-2%.....	286
Figura 6.47 - Curvas ângulo de fase <i>versus</i> frequência. Comparação entre as misturas asfáltica de referência (CAP 50-70) e com nanocompósito NA-3%.....	287
Figura 6.48 - Comparação do parâmetro $ E^* /\text{sen } \delta$ entre as misturas asfáltica de referência (CAP 50-70) e com nanocompósito NTC-2%.....	290
Figura 6.49 - Comparação do parâmetro $ E^* /\text{sen } \delta$ entre as misturas asfáltica de referência (CAP 50-70) e com nanocompósito NA-3%.....	291
Figura 6.50 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (0 °C e 10 Hz).....	292
Figura 6.51 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (5 °C e 10 Hz).....	293
Figura 6.52 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (10 °C e 10 Hz).....	293
Figura 6.53 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (15 °C e 10 Hz).....	294
Figura 6.54 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (20 °C e 10 Hz).....	294
Figura 6.55 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (25 °C e 10 Hz).....	295
Figura 6.56 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (30 °C e 10 Hz).....	295
Figura 6.57 - Plano complexo (Cole-Cole) da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70).....	298
Figura 6.58 - Plano complexo (Cole-Cole) da mistura asfáltica com nanocompósito NTC-2%.....	299

Figura 6.59 - Plano complexo (Cole-Cole) da mistura asfáltica com nanocompósito NA-3%	300
Figura 6.60 - Curva de fadiga da mistura asfáltica de referência e da mistura asfáltica com nanocompósito NTC-2% (temperatura de 15 °C e frequência de 10 Hz).	302
Figura 6.61 - Curva de fadiga da mistura asfáltica de referência (temperatura de 15 °C e frequência de 10 Hz) e da mistura asfáltica com nanocompósito NA-3% (temperatura de 15 °C e 20 °C com frequência de 10 Hz).	303
Figura 6.62 - Localização do segmento monitorado.	309
Figura 6.63 - Modelo de Huet-Sayegh ajustado ao plano complexo (Cole-Cole) da mistura asfáltica de referência.	311
Figura 6.64 - Modelo de Huet-Sayegh ajustado ao plano complexo (Cole-Cole) da mistura asfáltica com NTC-2%.	311
Figura 6.65 - Modelo de Huet-Sayegh ajustado ao plano complexo (Cole-Cole) da mistura asfáltica com NA-3%.	312
Figura 6.66 - Constituição da plataforma de pavimento utilizada na simulação numérica.....	313
Figura 6.67 - Configuração do carregamento (semieixo de roda dupla) utilizado na simulação numérica.....	314
Figura 6.68 - Variação da deformação na fibra inferior da camada de mistura asfáltica de referência.....	315
Figura 6.69 - Variação da deformação na fibra inferior da camada de mistura asfáltica com NTC-2%.	315
Figura 6.70 - Variação da deformação na fibra inferior da camada de mistura asfáltica com NA-3%.	316
Figura 6.71 - Variação da microdeformação de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico de referência com o aumento da sua espessura na estrutura do pavimento simulado.	318

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Parte da especificação Superpave de ligantes asfálticos.	63
Tabela 2.2 - Classificação dos argilominerais.....	74
Tabela 4.1 - Diferenças entre tensão controlada e deformação controlada em testes de fadiga.	151
Tabela 4.2 - Influência de variáveis na resistência à fadiga do concreto asfáltico.	154
Tabela 4.3 - Influência de diversos fatores na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas.	176
Tabela 5.1 - Especificação granulométrica Superpave para tamanho nominal máximo de 19 mm.	183
Tabela 5.2 - Matriz fatorial de nanocompósitos.....	187
Tabela 5.3 - Fracionamento dos agregados para a composição granulométrica das misturas asfálticas.....	193
Tabela 6.1 - Resultado da caracterização dos agregados.....	219
Tabela 6.2 - Características químicas e físicas da cal hidratada.....	221
Tabela 6.3 - Composição granulométrica: porcentagem passante em cada peneira.	222
Tabela 6.4 - Nanocompósitos produzidos.	228
Tabela 6.5 - Resultados de penetração, ponto de amolecimento, IST e compatibilidade (amostras virgens).	232
Tabela 6.6 - Temperaturas de usinagem e compactação da mistura asfáltica.	234
Tabela 6.7 - Desempenho dos ligantes asfálticos com relação ao parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$	236
Tabela 6.8 - Desempenho dos ligantes asfálticos com relação ao parâmetro $G^*\text{sen } \delta$ (kPa) (resíduos envelhecidos a longo prazo).	238
Tabela 6.9 - Módulo de rigidez a baixas temperaturas (MPa) (resíduos envelhecidos a longo prazo).	239

Tabela 6.10 - Parâmetro de relaxação a baixas temperaturas (resíduos envelhecidos a longo prazo).	240
Tabela 6.11 - Resumo geral do efeito dos nanomateriais nas propriedades do ligante asfáltico 50-70.	241
Tabela 6.12 - Critérios volumétricos para definição do teor de projeto.	245
Tabela 6.13 - Propriedades volumétricas dos corpos de prova....	246
Tabela 6.14 - Índices de compactação giratória para as misturas estudadas.	248
Tabela 6.15 - Volume de vazios das placas com dimensões de 50 x 18 x 5 cm.	255
Tabela 6.16 - Resultado do ensaio de mancha de areia, drenabilidade e classificação da macrotextura das placas.	257
Tabela 6.17 - Volume de vazios dos corpos de prova prismáticos.	259
Tabela 6.18 - Redução na deformação permanente (30.000 ciclos).	263
Tabela 6.19 - Resultados de módulo complexo da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) em diversas frequências e temperaturas de teste.	272
Tabela 6.20 - Resultados de módulo complexo da mistura asfáltica com nanocompósito NTC-2% em diversas frequências e temperaturas de teste.	273
Tabela 6.21 - Resultados de módulo complexo da mistura asfáltica com nanocompósito NA-3% em diversas frequências e temperaturas de teste.	274
Tabela 6.22 - Constantes da equação de WLF das misturas asfálticas estudadas.	280
Tabela 6.23 - Aumentos no módulo complexo da mistura asfáltica com os nanocompósitos NTC-2% e NA-3% em relação a mistura asfáltica de referência (ganhos em porcentagem).....	281
Tabela 6.24 - Redução do ângulo de fase da mistura asfáltica com os nanocompósitos NTC-2% e NA-3% em relação a	

mistura asfáltica de referência (redução em porcentagem).	288
Tabela 6.25 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica de referência (15 °C e 10 Hz).	304
Tabela 6.26 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica com NTC-2% (15 °C e 10 Hz).	304
Tabela 6.27 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica com NA-3% (15 °C e 20 °C com frequência de 10 Hz)... ..	305
Tabela 6.28 - Resumo dos resultados dos modelos de fadiga ($N = a \times E^b$) obtidos para as misturas asfálticas estudadas.	305
Tabela 6.29 - Parâmetros do modelo de Huet-Sayegh.	310
Tabela 6.30 - Módulos estimados das camadas elásticas da estrutura do pavimento.....	312
Tabela 6.31 - Estimativa de vida da camada de revestimento asfáltico na plataforma do pavimento simulado.....	317

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AFNOR	<i>Association Française de Normalisation</i>
ANP	Agência Nacional de Petróleo, Gás e Biocombustíveis
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ASU	<i>Arizona State University</i>
BBR	<i>Bending Beam Rheometer</i>
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CDI	<i>Construction Densification Index</i>
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CP	Corpo de Prova
CS ₂	Bissulfeto de Carbono
CTAB	Cetil Trimetil Amônio
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
DDT	<i>Direct Tension Test</i>
DEINFRA	Departamento Estadual de Infraestrutura
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (Extinto)
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DRX	Difratometria de Raios X
DSR	<i>Dynamic Shear Rheometer</i>
DWNT	<i>Double-Wall Carbon Nanotube</i>
EN	<i>Europäische Norm</i>
ENPC	<i>École Nationale des Ponts et Chaussées</i>
ER	Razão da Energia Dissipada
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
HDTMA	Hexadecil Trimetil Amônio
HMA	<i>Hot-Mix Asphalt</i>
HS	Altura de Areia
IFSTTAR	<i>Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux</i>
ISETH	<i>Institute for Highways, Railroads and Rock Engineering</i>
IST	Índice de Suscetibilidade Térmica
LAS	<i>Linear Amplitude Sweep</i>
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
MET	Microscopia Eletrônica de Transmissão
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
MMT	Montmorilonita
MSCR	<i>Multiple Stress Creep and Recovery Test</i>

MWCNT	<i>Multi-Walled Carbon Nanotubes</i>
NA	Nanoargila
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
NTC	Nanotubo de Carbono
NTCPD	Nanotubo de Carbono de Parede Dupla
NTCPM	Nanotubo de Carbono de Paredes Múltiplas
NTCPS	Nanotubo de Carbono de Parede Simples
O	Oxigênio
PAV	<i>Pressure Aging Vassel</i>
PA	Ponto de Amolecimento
PCG	Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória
PG	<i>Perfomance Grade</i>
PI	Proctor Intermediário
PN	Proctor Normal
PV	Valor Platô
RBV	Relação Betume/Vazios
RDEC	Proporção de Mudança da Energia Dissipada
REPAR	Refinaria do Paraná
RPV	Proporção Pó/Betume Efetivo
RSCH	<i>Repeated Shear Constant Height</i>
RT	Resistência à Tração
RTFOT	<i>Rolling Thin-Film Oven Test</i>
RTu	Resistência à Tração do Grupo Condicionado
RV	<i>Rotational Viscometer</i>
S	Enxofre
SARA	Saturados, Aromáticos, Resinas e Asfaltenos
SBR	Borracha de Butadieno Estireno
SBS	Estireno-Butadieno-Estireno
SGP	<i>Superpave Gyrotory Compaction</i>
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
Superpave	<i>Superior Performing Asphalt Pavements</i>
SWCNT	<i>Single-Walled Carbon Nanotubes</i>
TDI	<i>Traffic Densification Index</i>
TGA	Análise Termogravimétrica
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
VAM	Vazios do Agradado Mineral
VCB	Vazios Cheios de Betume
V _v	Volume de Vazios
WLF	Williams-Landel-Ferry

LISTA DE SÍMBOLOS

#	Peneira
%	Porcentagem
°C	Grau Celsius
a_T	Fator de translação horizontal
B	Largura
b_T	Fator de translação vertical
C	Comprimento da trinca
c_0	Comprimento inicial da trinca
c_f	Comprimento de trinca crítica
cmol/kg	Centimols por kg
cP	Centipoise
cos	Coseno
D	Diâmetro
d	Espaçamento entre os planos de rede difraccional
De	Número de Deborah
$D(t)$	Função fluência, “ <i>creep compliance</i> ”
E	Módulo de elasticidade ou módulo de Young
ES	Espessura da placa
$E(t)$	Módulo de relaxação
$ E^* $	Norma do módulo complexo
$E' = E1$	Módulo de armazenamento (elástico ou real)
$E'' = E2$	Módulo de perda (viscoso ou imaginário)
E_0	Módulo estático
E_∞	Módulo complexo infinito
E_a	Energia de ativação
E_p	Módulo transladado horizontalmente
F	Força
f	Frequência
f_{red}	Frequência reduzida
g	Gramas
G	Módulo de elasticidade transversal (cisalhamento)
GPa	Gigapascal
G^*	Módulo de cisalhamento complexo
G_l	Massa específica do ligante
G_{mb}	Massa específica aparente da mistura asfáltica
G_{mm}	Massa específica máxima da mistura asfáltica
G_{sb}	Massa específica aparente da composição de agregados
G_{se}	Massa específica efetiva da composição de agregados

h, H	Altura
Hz	Hertz
i	Número complexo
$J(x_s)$	Função de amortecimento
k	Constante elástica
kg	Quilograma
km	Quilômetro
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
L	Comprimento
m	Metro
m^2	Metro quadrado
M	Massa
meq	Miliequivalentes
min	Minutos
mm	Milímetro
MPa	Megapascal
m	Massa das partes móveis
$m(60)$	Taxa de relaxação a 60 segundos
n	Tamanho da amostra
N	Número de repetições do carregamento
N_{inicial}	Número de giros inicial
$N_{\text{máximo}}$	Número de giros máximo
N_{projeto}	Número de giros de projeto
N_f	Resistência à fadiga; número de ciclos para falha
nm	Nanômetro (10^{-9} m)
P_{ag}	Percentual de agregados na mistura
P_l	Teor de ligante asfáltico
P_{le}	Teor de ligante efetivo
Pa	Pascal
Pa.s	Pascal-segundo
p	Pressão de contato pneu/pavimento
ppm	Parte por milhão (medida de concentração)
Psi	Libra por polegada quadrada
Q	Carga por roda
R	Constante universal dos gases perfeitos; raio
R^2	Coefficiente de correlação
rad/s	Radiano por segundo
rpm	Rotação por minuto
s	Segundo

sen	Seno
$J \equiv E^{-1}$	Módulo de flexibilidade
S_N	Desvio padrão dos resíduos
$S(60)$	Módulo de rigidez a 60 segundos
T	Temperatura
T_{ref}	Temperatura de referência
t	Tempo
t_{exp}	Tempo de exposição (aplicação da tensão)
V	Volume
Z	Espessura
z	Deslocamento
W	Energia dissipada
W^R	Densidade de energia da pseudo deformação
α	Taxa de evolução do dano
β	Energia relativa dissipada
$\gamma_{aparente}$	Massa específica aparente
$\dot{\gamma}$	Taxa de cisalhamento
γ	Distorção específica; Fator de forma
σ	Tensão axial (normal)
τ	Tensão tangencial ou de cisalhamento; Tempo de relaxação dos amortecedores
ε	Deformação específica longitudinal
$\dot{\varepsilon}$	Taxa de deformação
ε^R	Pseudo deformação
ε_t	Deformação específica de tração
ε_x	Deformação específica na orientação x
ε_y	Deformação específica na orientação y
ε_z	Deformação específica na orientação z
ε_6	Deformação para um milhão de ciclos
ν	Coefficiente de Poisson
η	Viscosidade
δ	Ângulo de fase
$\delta(t)$	Função Dirac
$\rho_{\acute{a}gua}$	Peso específico da água
Ψ	Fator de proporção de energia
θ	Temperatura; Ângulo de difração
u	Velocidade
μ	Fator de massa
μm	Micrômetro (10^{-6} m)

λ	Tempo de relaxação ou “ <i>creep</i> ”; Comprimento de onda
φ	Ângulo de deformação
ω	Frequência angular da solitação
ΔT	Expansão térmica
Δx	Alongamento ou encurtamento
$\Delta \varepsilon_0$	Degrau de deformação aplicado no tempo t_0
$\Delta \varepsilon_6$	Intervalo de confiança de 95% ($\alpha=0,05$) sobre a deformação relativa a um milhão de ciclos
du	Variação da velocidade entre as moléculas/partículas
dy	Distância entre as camadas/moléculas ou partículas
dc/dN	Taxa de propagação da trinca
du/dy	Variação da deformação em função do tempo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	43
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	43
1.2	OBJETIVOS	45
1.2.1	Objetivo Geral.....	45
1.2.2	Objetivos Específicos	45
1.3	JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	46
1.4	PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO	46
1.5	DELIMITAÇÃO DO ESPAÇO DA PESQUISA.....	50
1.6	ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA	50
2	NANOCOMPÓSITOS ASFÁLTICOS	53
2.1	LIGANTE ASFÁLTICO	53
2.1.1	Composição Química.....	54
2.1.2	O Fenômeno do Envelhecimento	58
2.1.3	Parâmetros Reológicos da Especificação Superpave	60
2.1.4	Limitações dos Parâmetros Reológicos da Especificação Superpave	63
2.2	NANOMODIFICADORES	68
2.2.1	Nanotecnologia	68
2.2.2	Nanoargila Organofílica.....	71
2.2.2.1	Argila e Argilominerais	71
2.2.2.2	Bentonitas	74
2.2.2.3	Modificação Orgânica do Argilomineral Montmorilonita	76
2.2.2.4	Arranjo dos Cátions Orgânicos no Espaço Interlamelar	78
2.2.2.5	Tipos de Nanocompósitos de Montmorilonita Organofílica	80

2.2.2.6	Técnicas de Caracterização de Nanocompósitos	82
2.2.2.7	Resultados Obtidos em Matrizes de Ligantes Asfálticos.....	82
2.2.3	Nanomateriais de Carbono	87
2.2.3.1	Estruturas de Carbono.....	87
2.2.3.2	Nanotubos de Carbono (NTC).....	89
2.2.3.2.1	<i>Propriedades dos Nanotubos de Carbono (NTC).....</i>	<i>92</i>
2.2.3.2.2	<i>Resultados de Nanocompósitos com Nanotubos de Carbono (NTC).....</i>	<i>94</i>
2.3	PRINCIPAIS PONTOS DO CAPÍTULO	94
3	REOLOGIA E VISCOELASTICIDADE LINEAR	97
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	97
3.2	COMPORTAMENTO REOLÓGICO DOS SÓLIDOS ELÁSTICOS.....	98
3.3	COMPORTAMENTO REOLÓGICO DOS FLUIDOS.....	101
3.3.1	Fluidos Newtonianos.....	105
3.3.2	Fluidos Não Newtonianos.....	106
3.3.2.1	Fluidos Não Newtonianos Independentes do Tempo	106
3.3.2.2	Fluidos Não Newtonianos Dependentes do Tempo.....	108
3.3.2.3	Fluidos Viscoelásticos	109
3.4	COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS ASFÁLTICOS	110
3.4.1	Viscoelasticidade Linear	111
3.4.2	Testes Experimentais no Domínio do Tempo: Fenômenos de Fluência e Relaxação de Tensões.....	112
3.4.3	Relações Constitutivas Para Materiais Viscoelásticos	115
3.4.4	Testes Experimentais no Domínio da Frequência.....	117
3.4.5	Inclusão do Efeito da Temperatura: Termoviscoelasticidade	120

3.4.6	Modelos Físico-Matemáticos Viscoelásticos	123
3.4.6.1	Modelos com Molas e Amortecedores Lineares	124
3.4.6.1.1	<i>Modelo de Maxwell.....</i>	<i>124</i>
3.4.6.1.2	<i>Modelo de Kelvin-Voigt.....</i>	<i>125</i>
3.4.6.1.3	<i>Modelo Generalizado de Maxwell.....</i>	<i>127</i>
3.4.6.1.4	<i>Modelo Generalizado de Kelvin-Voigt.....</i>	<i>129</i>
3.4.6.2	Modelos Analógicos com Elementos Parabólicos	130
3.4.6.2.1	<i>Modelo Analógico de Huet e Huet-Sayegh.....</i>	<i>130</i>
3.5	PRINCIPAIS PONTOS DO CAPÍTULO	133
4	DESEMPENHO MECÂNICO E REOLÓGICO DE MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO.....	135
4.1	PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO.....	135
4.1.1	Considerações Gerais.....	135
4.1.2	Solicitações em Pavimentos Flexíveis	136
4.2	COMPORTAMENTO DO CONCRETO ASFÁLTICO NA ESTRUTURA DO PAVIMENTO.....	139
4.3	RIGIDEZ DO CONCRETO ASFÁLTICO	141
4.3.1	Fatores que Afetam a Rigidez do Concreto Asfáltico..	141
4.3.1.1	Temperatura e Taxa de Carregamento	141
4.3.1.2	Natureza e Teor do Ligante Asfáltico	142
4.3.1.3	Umidade e Energias Superficiais	142
4.3.1.4	Partículas dos Agregados	143
4.3.1.5	Finos.....	143
4.3.1.6	Compactação.....	144
4.3.1.7	Vazios	144
4.3.2	Módulo Complexo do Concreto Asfáltico.....	145
4.3.2.1	Tipos de Ensaios Existentes.....	145

4.4	RESISTÊNCIA À FADIGA DO CONCRETO ASFÁLTICO	148
4.4.1	Trincas de Fadiga “Bottom-Up” - Trincas Tipo Couro de Jacaré	148
4.4.2	Modos de Carregamento nos Ensaios de Fadiga	148
4.4.3	Tipos de Testes de Resistência à Fadiga	151
4.4.4	Fatores que Afetam a Resistência à Fadiga	153
4.4.5	Caracterização do Comportamento à Fadiga do Concreto Asfáltico: Métodos de Análise	155
4.4.5.1	Abordagem Fenomenológica: Modelos Gerais de Fadiga	155
4.4.5.2	Abordagem Mecanicista	156
4.4.5.2.1	<i>Abordagem da Mecânica da Fratura</i>	<i>156</i>
4.4.5.2.2	<i>Abordagem da Energia Dissipada</i>	<i>159</i>
4.4.5.2.3	<i>Abordagem do Dano Contínuo</i>	<i>165</i>
4.4.6	Limite de Resistência à Fadiga: Critérios de Falha	168
4.4.6.1	Métodos Baseados na Energia Dissipada	169
4.4.6.2	Métodos Baseados na Degradação da Rigidez	171
4.5	DEFORMAÇÃO PERMANENTE	173
4.5.1	Mecanismo de Deformação Permanente	174
4.5.2	Deformação Permanente da Mistura de Concreto Asfáltico	175
4.6	PRINCIPAIS PONTOS DO CAPÍTULO	177
5	MÉTODO DA PESQUISA	179
5.1	ETAPA 1: CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS E COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA	180
5.1.1	Propriedades dos Agregados	181
5.1.2	Composição Granulométrica de Agregados	182

5.2	ETAPA 2: CARACTERIZAÇÃO DOS NANOMATERIAIS E PRODUÇÃO DOS NANOCOMPÓSITOS ASFÁLTICOS.....	183
5.2.1	Características Gerais dos Nanomateriais.....	184
5.2.2	Análise Térmica	185
5.2.3	Difratometria de Raios X (DRX)	186
5.2.4	Nanomodificação do Ligante Asfáltico (CAP 50-70) ...	186
5.3	ETAPA 3: AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES REOLÓGICAS E EMPÍRICAS DOS NANOCOMPÓSITOS ASFÁLTICOS E DO LIGANTE ASFÁLTICO DE REFERÊNCIA	188
5.3.1	Diretrizes Utilizadas na Análise dos Resultados.....	190
5.4	ETAPA 4: DOSAGEM DAS MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO	192
5.4.1	Produção das Misturas de Concreto Asfáltico	193
5.4.2	Dosagem Superpave - PCG	193
5.4.3	Dano Por Umidade Induzida	197
5.5	ETAPA 5: MOLDAGEM E CARACTERIZAÇÃO SUPERFICIAL DAS PLACAS DE CONCRETO ASFÁLTICO.....	199
5.5.1	Moldagem das Placas de Concreto Asfáltico	200
5.5.2	Caracterização Superficial das Placas de Concreto Asfáltico	201
5.5.3	Obtenção dos Corpos de Prova Para Ensaio de Fadiga.....	203
5.6	ETAPA 6: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO MECÂNICO E COMPORTAMENTO REOLÓGICO DAS MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO	205
5.6.1	Desempenho Quanto à Deformação Permanente.....	206
5.6.2	Equipamento Para Ensaio de Módulo Complexo e Fadiga.....	209
5.6.3	Avaliação do Comportamento Reológico.....	210

5.6.4	Resistência à Fadiga	213
5.7	ETAPA 7: MODELIZAÇÃO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO ASFÁLTICO	215
6	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	219
6.1	ETAPA 1: CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS E COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA.....	219
6.1.1	Propriedades dos Agregados	219
6.1.2	Composição Granulométrica de Agregados.....	222
6.2	ETAPA 2: CARACTERIZAÇÃO DOS NANOMATERIAIS E PRODUÇÃO DOS NANOCOMPÓSITOS ASFÁLTICOS.....	223
6.2.1	Características Gerais dos Nanomateriais.....	223
6.2.2	Análise Térmica	226
6.2.3	Difratometria de Raios X (DRX).....	227
6.2.4	Nanomodificação do Ligante Asfáltico (CAP 50-70)	228
6.2.4.1	Avaliação do Tempo de Compatibilização e Tipo de Nanocompósito Formado.....	229
6.3	ETAPA 3: AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES REOLÓGICAS E EMPÍRICAS DOS NANOCOMPÓSITOS ASFÁLTICOS E DO LIGANTE ASFÁLTICO DE REFERÊNCIA.....	231
6.3.1	Avaliação das Amostras Virgens e Envelhecidas a Curto Prazo	231
6.3.2	Avaliação das Amostras Envelhecidas a Longo Prazo	237
6.3.3	Resumo da Seção.....	241
6.4	ETAPA 4: DOSAGEM DAS MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO	242
6.4.1	Dosagem Superpave - PCG.....	242

6.4.2	Teor de Ligante Asfáltico nas Avaliações Reológicas e de Desempenho Mecânico das Misturas de Concreto Asfáltico.....	249
6.4.3	Dano Por Umidade Induzida	250
6.5	ETAPA 5: MOLDAGEM E CARACTERIZAÇÃO SUPERFICIAL DAS PLACAS DE CONCRETO ASFÁLTICO.....	254
6.5.1	Moldagem das Placas de Concreto Asfáltico	254
6.5.2	Caracterização Superficial das Placas de Concreto Asfáltico	256
6.5.3	Obtenção dos Corpos de Prova Para Ensaio de Fadiga.....	257
6.6	ETAPA 6: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO MECÂNICO E COMPORTAMENTO REOLÓGICO DAS MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO	259
6.6.1	Desempenho Quanto à Deformação Permanente.....	260
6.6.1.1	Análise do Parâmetro $G * /sen \delta$ do Ligante Asfáltico na Previsão à Deformação Permanente da Mistura de Concreto Asfáltico	266
6.6.1.2	Análise do Índice de Compactação Giratória (TDI) na Previsão à Deformação Permanente da Mistura de Concreto Asfáltico	268
6.6.2	Avaliação do Comportamento Reológico.....	270
6.6.3	Resistência à Fadiga.....	296
6.6.3.1	Análise do Parâmetro $G * sen \delta$ do Ligante Asfáltico na Previsão à Resistência à Fadiga da Mistura de Concreto Asfáltico.....	307
6.7	ETAPA 7: MODELIZAÇÃO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO ASFÁLTICO	308
6.7.1	Descrição e Características da Estrutura do Pavimento	308
6.7.2	Parâmetros dos Materiais Constituintes da Estrutura do Pavimento	309

6.7.3	Simulação Numérica.....	312
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	319
7.1	CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES.....	321
7.2	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	323
	REFERÊNCIAS.....	325
	APÊNDICE A	357
	APÊNDICE B	386
	APÊNDICE C	401

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O setor de transporte é um dos principais agentes indutores de crescimento econômico para o País. Responsável pela movimentação de pessoas e de mercadorias, o setor é parte de uma dinâmica complexa que promove a expansão da atividade econômica, da competitividade dos bens produzidos e da renda disponível internamente. Nesse cenário, o modal rodoviário ganha destaque por ser o principal meio de escoamento da produção e deslocamento de pessoas no Brasil (CNT, 2012).

Nesta perspectiva, o estado de conservação das rodovias impacta diretamente no desempenho econômico de uma região e, desta forma, do País. Vias mal conservadas, ou seja, em más condições de pavimento, geometria e sinalização, contribuem para a ocorrência de acidentes, diminuem a eficiência energética dos veículos e aumentam a emissão de poluentes, gerando custos socioeconômicos e ambientais.

Atualmente, a má conservação das rodovias pavimentadas no Brasil é uma realidade. Em 2013, na 17ª pesquisa CNT de Rodovias, foram avaliados 96.714 km de rodovias federais e estaduais pavimentadas. Assim, toda a malha federal pavimentada e os principais trechos de rodovias estaduais foram contemplados pelo levantamento. Os resultados apontam que em 46,9% da extensão pesquisada o pavimento apresenta alguma deficiência e em 67,3% existe algum problema de sinalização. Em relação à geometria, o percentual da extensão que não se encontra favorável é de 77,9%. A análise evolutiva dos últimos anos revela uma redução do percentual de rodovias em condições consideradas satisfatórias (ótimo e bom).

Os pavimentos rodoviários, após a sua construção, sofrem um processo de degradação sob a ação do tráfego e das condições atmosféricas. Esse processo, que ocorre durante a vida útil do pavimento, poderá ser mais lento se o pavimento for bem construído e se houver uma eficiente conservação.

Contudo, ao nível das solicitações do tráfego, tem-se registrado um aumento do volume e agressividade nas rodovias brasileiras, ao mesmo tempo em que é exigida uma melhor qualidade dos pavimentos. Deste modo, o aperfeiçoamento dos métodos de dimensionamento de pavimentos e a melhoria do comportamento e desempenho das misturas de concreto asfáltico são fundamentais.

O aumento do número de veículos nas rodovias, das cargas por eixo dos veículos comerciais, da carga transportada e as pressões dos pneus, tem levado ao aparecimento precoce de patologias no revestimento, inviabilizando a continuidade de utilização de misturas asfálticas convencionais nos principais troncos das rodovias brasileiras. A modificação dos ligantes asfálticos tornou-se uma maneira de melhorar o desempenho destes e conseqüentemente das misturas de concreto asfáltico em campo.

Vários tipos de modificadores têm sido empregados em ligantes asfálticos para melhoria das propriedades do concreto asfáltico, quanto à resistência ao envelhecimento, trincas por fadiga e de origem térmica, dano por umidade induzida e deformação permanente. Asfaltos naturais, polímeros elastoméricos e plastoméricos, borracha de pneu moída e outros tipos de aditivos têm sido estudados e usados.

Do ponto de vista da melhoria da propriedade dos materiais, uma revolução vem acontecendo na ciência e na tecnologia dos materiais em escala nanométrica. Com o surgimento desta nova classe de materiais, pesquisas têm investigado a utilização dessas cargas nanométricas em diversas matrizes a fim de produzir nanocompósitos e propiciar a melhoria das propriedades da matriz. Os nanocompósitos são uma nova classe de materiais, nos quais ao menos uma das dimensões das partículas dispersas se encontra na escala nanométrica (RAY *et al.*, 2003).

Na área de materiais, a Nanociência e a Nanotecnologia apresentam um potencial enorme e que ainda foi pouco explorado. Novos materiais poderão ser desenvolvidos com propriedades superiores aos já existentes. As estruturas de tamanho nanométrico exibem novas propriedades químicas e físicas. Além dessas duas propriedades, alguns estudos têm comprovado, em escala nanoscópica, a modificação de propriedades ópticas, elétricas, magnéticas e mecânicas dos materiais.

Na engenharia rodoviária, estudos recentes têm utilizado como reforço em matrizes de ligantes asfálticos, cargas tubulares como é o caso dos nanotubos de carbono (SANTAGA *et al.*, 2012). Entretanto, a maioria das pesquisas atualmente está voltada ao estudo de nanocompósitos asfálticos formados por silicatos nanolamelares, que são nanoargilas compostas por lamelas com espessura da ordem de 1 nm e diâmetros que variam de 100 a 1000 nm (YOU *et al.*, 2011; YU *et al.*, 2009; ZARE-SHAHABADI *et al.*, 2010; LEITE *et al.*, 2012; JAHROMI & KHODAII, 2009).

No estado atual do conhecimento, os estudos supracitados têm demonstrado melhorias em diversas propriedades dos ligantes asfálticos. No entanto, a avaliação do efeito dos nanocompósitos nas propriedades

mecânicas e no comportamento reológico do concreto asfáltico, ainda necessita investigação. Nesta direção, é fundamental conhecer as características de ruptura dos materiais envolvidos na construção dos pavimentos, tendo em vista que o comportamento dos revestimentos asfálticos sob solicitações à flexão e a compressão é caracterizado por leis específicas, a lei de fadiga e a lei de deformação permanente, que devem ser abordadas em um projeto estrutural de pavimento. Portanto, o estudo reológico, a avaliação do comportamento à fadiga e da resistência à deformação permanente dos concretos asfálticos nanomodificados são indispensáveis para verificar o real desempenho que se pode obter a partir destes materiais na estrutura de um pavimento. Este fato constitui um motivo inspirador para o presente trabalho.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral da pesquisa é desenvolver misturas de concreto asfáltico nanomodificadas, com propriedades reológicas e mecânicas superiores à mistura de concreto asfáltico convencional.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral definiram-se alguns objetivos específicos:

- Nanomodificar o ligante asfáltico 50-70 e obter nanocompósitos asfálticos de nanoargila (NA) e nanotubo de carbono (NTC), com a incorporação dos nanomateriais variando em 1%, 2% e 3% em relação ao peso do ligante asfáltico 50-70;
- Avaliar os efeitos do percentual de incorporação dos nanomateriais (NA e NTC) nas propriedades do ligante asfáltico 50-70 e selecionar um nanocompósito de nanoargila (NA) e outro de nanotubo de carbono (NTC) para a modificação das misturas asfálticas;
- Obter a influência dos nanocompósitos nas misturas asfálticas quanto ao ensaio de módulo complexo em diferentes frequências e temperaturas, resistência à fadiga e suscetibilidade à deformação permanente; e,

- Verificar o desempenho do concreto asfáltico nanomodificado em relação ao convencional, na modelização da estrutura do pavimento asfáltico através de um software que considera as propriedades viscoelásticas da mistura asfáltica.

1.3 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

As rodovias desempenham um papel fundamental no desenvolvimento do nosso País na medida em que é o modal rodoviário que assegura, em grande parte, o transporte de pessoas e mercadorias para qualquer parte do território. Por essa razão, tanto as rodovias federais e estaduais da rede rodoviária nacional, até as de nível municipal, deve encontrar-se em bom estado de conservação.

A prática brasileira de pavimentação é pela opção histórica dos revestimentos de concreto asfáltico, que constitui quase a totalidade dos pavimentos rodoviários e viários urbanos. No entanto, com as técnicas correntes e a utilização de materiais convencionais aliados ao crescente aumento do volume de tráfego, a pavimentação asfáltica, em muitos casos, não tem atendido aos requisitos de resistência e durabilidade requeridos, apresentando problemas precoces de trincamento por fadiga, envelhecimento, desagregação do revestimento asfáltico, afundamento de trilha de roda, entre outros.

A degradação dos pavimentos, somada à carência de manutenção e ao crescimento do tráfego comercial rodoviário impõe o desafio de aumentar a vida útil dos pavimentos, acarretando a necessidade do estudo de novos materiais, buscando melhorar o desempenho das misturas de concreto asfáltico e atenuar o problema de degradação prematura dos revestimentos de concreto asfáltico.

1.4 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO

Estabelecido como eixo da pesquisa o estudo laboratorial das misturas de concreto asfáltico nanomodificadas para elevado volume de tráfego e a partir do levantamento bibliográfico realizado sobre o tema da pesquisa, definiu-se os procedimentos necessários para alcançar o objetivo fixado.

Primeiramente, para a constituição das misturas asfálticas fez-se necessário a seleção dos materiais a serem utilizados na pesquisa. No que se refere a este aspecto, o principal ponto considerado para seleção dos materiais utilizados no trabalho foi a pesquisa que está sendo conduzida

pelo Laboratório de Ligantes e Misturas Asfálticas/UFSC ligado à Rede Temática do Asfalto sobre segmentos experimentais em Santa Catarina.

Nesta direção, os agregados minerais, a cal, a granulometria da mistura asfáltica e a classe do ligante asfáltico utilizado no presente trabalho diz respeito a um segmento experimental (km 411,5 a km 412,5) localizado no Lote 29 da BR-101, divisa de Santa Catarina com Rio Grande do Sul, no contorno de Araranguá-SC, compreendido entre os quilômetros 409 e 437. O ligante asfáltico utilizado na pesquisa é o CP 50-70, proveniente da Refinaria do Paraná (REPAR) localizada no município de Araucária-PR, que pertence à Petrobras.

Em relação aos nanomateriais, optou-se por produtos comerciais, já utilizados como reforço de materiais em outras pesquisas desenvolvidas nas mais diversas áreas. Assim, o nanotubo de carbono (NTC) foi obtido diretamente da Nanostructured & Amorphous Materials e a nanoargila (Dellite 67G) através da Laviosa Chimica Mineraria S.p.A.

No âmbito laboratorial, iniciou-se a investigação com a caracterização dos nanomateriais e das propriedades dos agregados. Posteriormente, produziu-se os nanocompósitos a partir da matriz asfáltica pura (CAP 50-70). Foram produzidos 3 nanocompósitos asfálticos para cada nanomaterial estudado (NTC e NA), diferenciados pelo teor de incorporação (1%, 2% e 3%) no ligante asfáltico.

As propriedades empíricas e reológicas (segundo a especificação Superpave) dos nanocompósitos asfálticos produzidos foram avaliadas em relação ao ligante asfáltico 50-70 puro, selecionando-se assim dois nanocompósitos asfálticos, sendo um de nanoargila e outro de nanotubo de carbono.

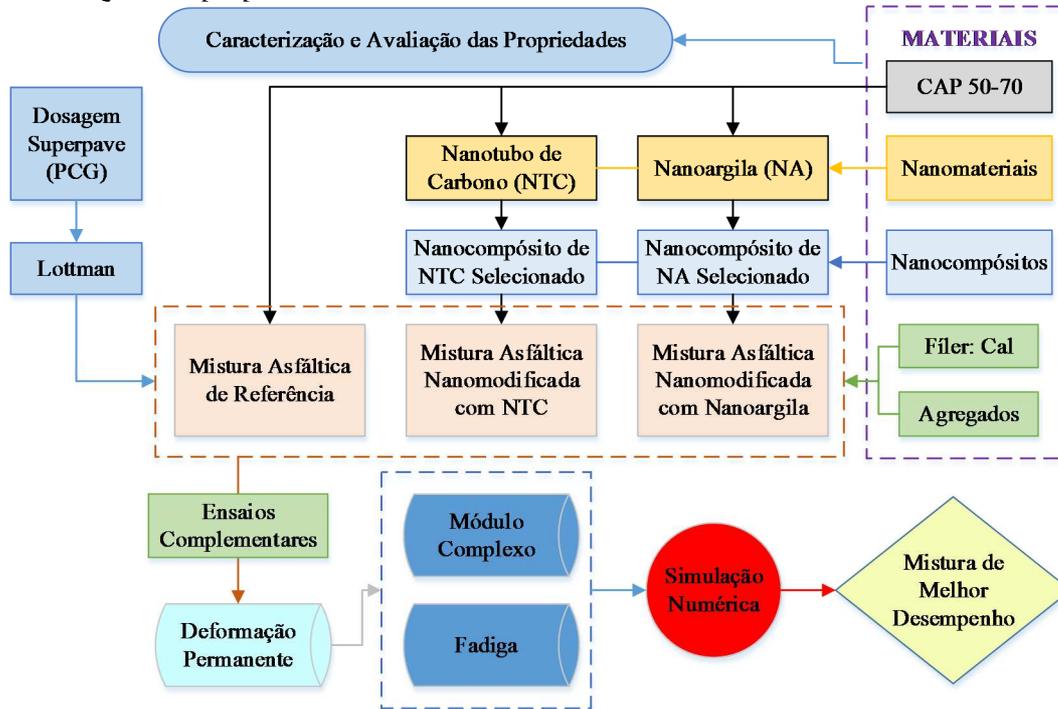
A avaliação do desempenho das misturas asfálticas com nanocompósitos também foi balizada, tomando-se como referência o desempenho da mistura convencional com CAP 50-70, permitindo assim, a comparação entre a mistura convencional e as misturas nanomodificadas por nanoargila (NA) e nanotubo de carbono (NTC). Foi definido que a formulação e dosagem das misturas asfálticas seria baseada nos parâmetros pertinentes à metodologia Superpave.

Os principais ensaios definidos para avaliar o comportamento reológico e o desempenho mecânico das misturas asfálticas foram os seguintes: habilidade de compactação (trabalhabilidade) com o uso da prensa de compactação por cisalhamento giratória (PCG); resistência à ação deletéria da água no ensaio de Lottman modificado; deformação permanente no simulador de tráfego francês (LCPC); módulo complexo e resistência à fadiga no aparato quatro pontos. Em complemento à sequência de ensaios, foram executados os ensaios de mancha de areia e

drenabilidade, com o intuito de verificar as características superficiais das placas de misturas asfálticas, no tocante à macrotextura. O principal motivo da avaliação da macrotextura das placas é uma pesquisa que está sendo conduzida em paralelo a tese sobre a macrotextura e microtextura de misturas asfálticas compactadas no laboratório e no campo.

A partir dos resultados de módulo complexo e com a obtenção das curvas de fadiga das misturas asfálticas, realizou-se a simulação numérica da estrutura do segmento experimental (km 411,5 a km 412,5) localizado no Lote 29 da BR-101, verificando assim as misturas asfálticas de melhor desempenho. A estrutura global da pesquisa é apresentada na Figura 1.1.

Figura 1.1 - Estrutura global da pesquisa.



1.5 DELIMITAÇÃO DO ESPAÇO DA PESQUISA

A pesquisa insere-se no contexto dos pavimentos rodoviários brasileiros, que são predominantemente flexíveis, construídos com camada de rolamento em concreto asfáltico.

O desenvolvimento da pesquisa foi restrito ao âmbito laboratorial, realizando todos os ensaios segundo procedimentos normativos. Não foi objeto de pesquisa desse trabalho aspectos quanto à execução de ensaios em condições práticas de campo.

Com relação aos nanocompósitos e as misturas asfálticas, também delimitou-se aspectos quanto aos tipos e quantidades de materiais a serem estudados. Foi definido no fatorial da pesquisa a utilização de uma matriz asfáltica, o CAP 50-70, a utilização de dois nanomateriais, o nanotubo de carbono e a nanoargila, assim como agregados de origem basáltica.

1.6 ORGANIZAÇÃO DA PESQUISA

Com o objetivo de expor de maneira clara e ordenada todos os passos desta pesquisa, o estudo foi estruturado nos seguintes capítulos:

Capítulo 1 - Introdução

Introduz o tema estudado, circunscreve o assunto da pesquisa, fixa o objetivo geral do estudo e o modo de alcançá-lo através dos objetivos específicos delimitados. Neste capítulo ainda é abordado a relevância, o escopo global do trabalho e a organização da pesquisa.

Capítulo 2 - Nanocompósitos Asfálticos

Neste capítulo são apresentados os principais tópicos inerentes aos constituintes dos nanocompósitos asfálticos, ou seja, a respeito da matriz asfáltica e das cargas nanométricas. Também é realizada uma revisão literária dos resultados obtidos até então com nanocompósitos asfálticos.

Capítulo 3 - Reologia e Viscoelasticidade Linear

Este capítulo é direcionado à reologia, partindo do comportamento puramente elástico e puramente viscoso para adentrar no campo do comportamento dos materiais asfálticos, a viscoelasticidade. Aqui também são apresentados os modelos físico-matemáticos utilizados para representar estes materiais.

Capítulo 4 - Desempenho Mecânico e Reológico de Misturas de Concreto Asfáltico

Este capítulo trata do módulo complexo, no que se refere à abordagem reológica no domínio frequencial. Também é descrito o fenômeno da fadiga e suas particularidades e abordagens. O capítulo é finalizado dispondo acerca do mecanismo de deformação permanente em

misturas de concreto asfáltico.

Capítulo 5 - Método da Pesquisa

Este capítulo define e descreve o método utilizado para atingir os objetivos propostos pelo trabalho, estruturando todo o programa experimental que foi desenvolvido.

Capítulo 6 - Apresentação e Discussão dos Resultados

No penúltimo capítulo da tese são apresentados, analisados e confrontados os resultados dos ensaios laboratoriais realizados. Os resultados são apresentados em forma de tabelas e gráficos. Neste capítulo também é realizada a simulação numérica de uma estrutura de pavimento utilizando os dados obtidos na pesquisa.

Capítulo 7 - Conclusões e Recomendações

O último capítulo retrata as principais conclusões obtidas acerca do objeto de pesquisa, algumas considerações complementares verificadas no transcorrer do estudo e sugestões para trabalhos futuros.

2 NANOCOMPÓSITOS ASFÁLTICOS

Grande parte das estruturas concebidas nos mais diversos campos da engenharia foram possíveis devido ao melhor aproveitamento das propriedades dos materiais convencionais. No entanto, os materiais tradicionais apresentam limites de aplicação que forçam seu aperfeiçoamento ou mesmo o desenvolvimento de novos materiais. Sob esta perspectiva, os materiais nanocompósitos representam um grande passo na otimização dos materiais, uma vez que estendem as potencialidades dos seus componentes individuais, combinando-os de forma a obter, produtos com propriedades de engenharia mais avançadas. Estes sistemas de duas fases, que consistem de uma matriz reforçada por partículas nanométricas, tornaram-se uma área de intensa atividade de investigação nos últimos anos.

Nesta perspectiva, este capítulo aborda aspectos quanto à matriz asfáltica e as cargas nanométricas que podem ser incorporadas nesta matriz. No que tange à matriz, é descrita a constituição química do ligante asfáltico, o fenômeno do envelhecimento, bem como os critérios da especificação Superpave para a sua utilização em obras rodoviárias. Quanto às cargas de reforço, são relatados aspectos referentes às características das partículas nanométricas, sua dispersão na matriz, métodos de caracterização dos nanocompósitos formados e resultados obtidos em pesquisas desenvolvidas com matrizes asfálticas.

2.1 LIGANTE ASFÁLTICO

Segundo o MS-26 do Asphalt Institute (2011), asfaltos são materiais aglutinantes, de cor escura, constituídos por misturas complexas de hidrocarbonetos não voláteis de elevada massa molecular. Originam-se do petróleo, no qual estão dissolvidos e a partir do qual podem ser obtidos, seja pela evaporação natural de depósitos localizados na superfície terrestre (asfaltos naturais), seja por destilação em unidades industriais especialmente projetadas. O asfalto é composto em quase sua totalidade de betume, tendo mais alguns outros componentes como compostos organometálicos, etc.

Conforme a *American Society for Testing and Materials* (ASTM), define-se betume como a mistura de hidrocarbonetos pesados, obtidos em estado natural ou por diferentes processos físicos ou químicos, com seus derivados de consistência variável e com poder aglutinante e impermeabilizante, sendo completamente solúvel no bissulfeto de carbono (CS₂).

O ligante asfáltico ou cimento asfáltico de petróleo (CAP) é definido como o asfalto produzido através do refino do petróleo com características específicas para aplicação em serviços de pavimentação. Estes são materiais de natureza complexa e pode apresentar comportamento elástico e viscoso, dependendo de fatores como temperatura, nível de tensão e tempo de atuação do carregamento. Daí serem comumente referidos como materiais viscoelásticos. Os ligantes asfálticos estão entre os materiais mais genuinamente viscoelásticos (BARTH, 1962).

Na temperatura ambiente, o ligante asfáltico é um semissólido escuro, pegajoso e altamente viscoso. É durável e tem excelentes características de impermeabilização e de adesividade, sendo altamente resistente à ação da maioria dos ácidos, álcalis e sais. O maior uso dos cimentos asfálticos é nas misturas asfálticas para pavimentação (ROBERTS *et al.*, 1991).

Para Bahia *et al.* (1992), os ligantes asfálticos de petróleo se comportam como um sólido vítreo a baixas temperaturas e/ou durante carregamento rápido (pequeno tempo de aplicação de carga ou altas frequências de aplicação) e como um fluido viscoso a altas temperaturas e/ou durante carregamento lento (longo tempo de aplicação de carga ou baixas frequências de aplicação).

Airey & Brown (1998) também ressaltam a importância da variável temperatura e tempo de carregamento no desempenho de um ligante asfáltico, devendo ser avaliada por ensaios reológicos, ou seja, a resposta interna dos materiais quando submetidos a diferentes forças externas.

2.1.1 Composição Química

Segundo Leite (1999), o ligante asfáltico compõe-se por: 90% a 95% de misturas complexas de hidrocarbonetos com massa molar e estrutura química diferentes, 5% a 10% de heteroátomos (oxigênio, enxofre, nitrogênio e alguns óxidos metálicos) com ligações covalentes. No caso específico dos ligantes asfálticos brasileiros, Leite (1999) relata que estes apresentam em sua composição química, baixo teor de enxofre e de compostos organometálicos e alto teor de nitrogênio.

De acordo com o MS-26 do *Asphalt Institute* (2011), as proporções aproximadas dos principais componentes do ligante asfáltico de petróleo são:

- Carbono (80,2% a 84,3%);

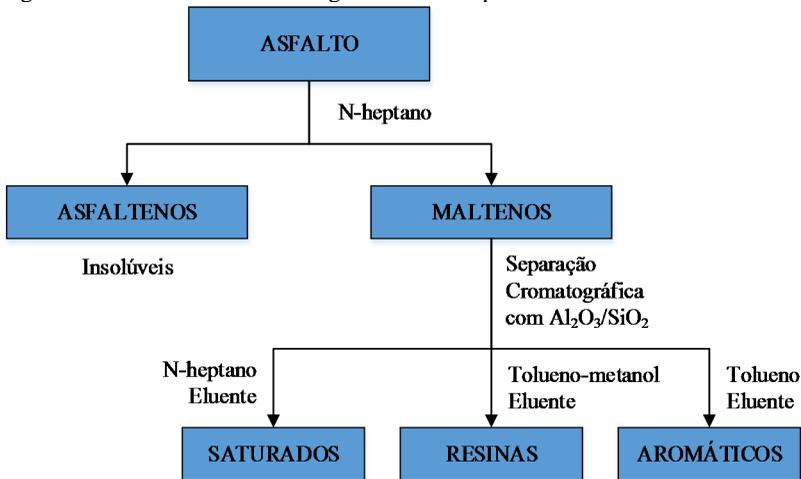
- Hidrogênio (9,8% a 10,8%);
- Nitrogênio (0,2% a 1,2%);
- Enxofre (0,9% a 6,6%);
- Oxigênio (0,4% a 1,0%);
- Níquel (10 ppm a 139 ppm);
- Vanádio (7 ppm a 1590 ppm);
- Ferro (5 ppm a 147 ppm);
- Manganês (0,1 ppm a 3,7 ppm);
- Cálcio (1 ppm a 335 ppm);
- Magnésio (1 ppm a 134 ppm); e,
- Sódio (6 ppm a 159 ppm).

Para Zagarra (2007), uma das complexidades de se estudar o ligante asfáltico é devido à variedade de seus componentes. A composição química pode variar devido a diversos fatores como: a fonte de petróleo, o tipo de fracionamento, as modificações induzidas nos processos de refino e durante o envelhecimento na usinagem e em serviço.

A composição química do asfalto tem grande importância nas propriedades físicas do ligante asfáltico e afeta diretamente o desempenho das misturas asfálticas. Nos Estados Unidos, a técnica mais utilizada para separação do ligante asfáltico, consiste em separá-lo em compostos saturados, nafteno-aromáticos, polar-aromáticos e asfaltenos (insolúveis em n-heptano). Os asfaltenos separam-se primeiro, por precipitação, com a adição de n-heptano. Os outros constituintes denominados maltenos, solúveis em n-heptano, são separados por cromatografia de adsorção (READ & WHITEOAK, 2003; LEITE, 1999).

Na Europa existe método similar, denominado de SARA, onde é realizada a separação de Saturados, Aromáticos, Resinas e Asfaltenos através de cromatografia fina por alumina. A metodologia de fracionamento citada deve-se ao químico L. W. Corbett e pode ser esquematizada conforme a Figura 2.1 (CORBETT, 1969 *apud* SILVA, Letícia, 2005).

Figura 2.1 - Fracionamento do ligante asfáltico pelo método SARA.



Fonte: Adaptado de Corbett (1969 *apud* SILVA, Letícia, 2005).

Os asfaltenos são sólidos amorfos castanhos ou pretos, contendo carbono e hidrogênio em adição com nitrogênio, enxofre ou oxigênio, e constituem 5% a 25% do ligante asfáltico. São considerados materiais aromáticos altamente polares e complexos, com peso molecular bastante elevado. O teor de asfaltenos tem uma grande influência nas características reológicas do ligante asfáltico, uma vez que o seu aumento conduz a um ligante mais duro e com menor penetração, com um ponto de amolecimento mais elevado e com maior viscosidade (READ & WHITEOAK, 2003).

As resinas contêm carbono e hidrogênio em adição a pequenas quantidades de nitrogênio, enxofre ou oxigênio. São sólidas ou semissólidas com tonalidade marrom escuro, possuem uma natureza polar e fortemente adesiva (é a fração que inicialmente adere aos agregados). São agentes dispersivos ou peptizantes para os asfaltenos e a proporção entre as duas frações governa o caráter do ligante, ou seja, o CAP pode se comportar como uma solução (sol), ou como uma gelatina (gel), o que vai governar esses comportamentos é a quantidade de resinas e de asfaltenos presentes (READ & WHITEOAK, 2003).

Os aromáticos têm o menor peso molecular dentro do ligante e representam a maior proporção do meio dispersivo dos asfaltenos peptizados. Constituem 40% a 65% do betume e são líquidos viscosos castanho-escuros. Consistem em cadeias de carbono não polares dominadas por sistemas de anéis não saturados e tem uma grande

capacidade de dissolver outras moléculas hidrocarbonadas de elevado peso molecular (READ & WHITEOAK, 2003).

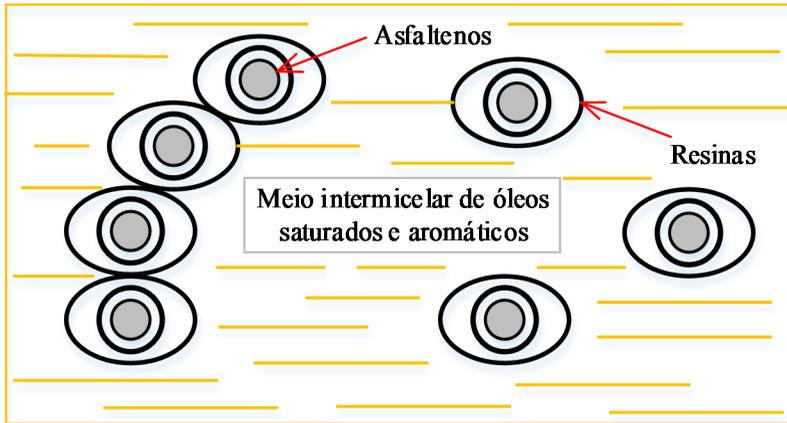
Os saturados compreendem cadeias de hidrocarbonetos lineares e/ou ramificadas e são óleos viscosos não polares de cor clara. O peso molecular médio é semelhante ao dos aromáticos e esta fração corresponde a um valor entre 5% e 20% do ligante asfáltico (READ & WHITEOAK, 2003).

As frações (SARA) componentes do ligante asfáltico têm significativas influências nas propriedades deste, dentre elas é possível destacar de acordo com Whiteoak (1991 *apud* LEITE, 1999):

- Saturados: têm influência negativa na suscetibilidade térmica. Em maior concentração tornam o CAP de menor consistência;
- Aromáticos: agem como plastificantes, contribuindo para a melhoria de suas propriedades físicas;
- Resinas: têm influência negativa na suscetibilidade térmica, mas contribuem na melhoria da ductilidade e dispersão dos asfaltenos; e,
- Asfaltenos: contribuem para a melhoria da suscetibilidade térmica e aumento da viscosidade.

Quanto à organização das frações químicas (SARA) o modelo mais conhecido e utilizado é o proposto por Yen. Neste modelo, Yen definiu um arranjo tridimensional para o ligante asfáltico, onde os planos de anéis aromáticos são unidos por ligações de hidrogênio ou pontes de enxofre (S) e oxigênio (O), formando “pilhas” de 3 a 5 planos (ou folhas). Assim, estas partículas se associam em partículas coloidais, seja sob a forma de micelas, seja sob a forma de aglomerados de micelas. Deste modo, o ligante asfáltico é definido como um meio coloidal complexo, no qual, moléculas isoladas constituem a fase contínua, e, as micelas e os aglomerados de micelas, constituem a fase dispersa, criando-se assim um equilíbrio entre: moléculas \Leftrightarrow micelas \Leftrightarrow aglomerados. O modelo de Yen é representado pela Figura 2.2 (YEN, 1991 *apud* SILVA, Letícia, 2005).

Figura 2.2 - Modelo de Yen para estrutura coloidal dos ligantes asfálticos.



Fonte: Adaptado de Yen (1991 *apud* SILVA, Letícia, 2005).

De acordo com a Read & Whiteoak (2003) e Leite (1999), na presença de quantidades suficientes de resinas e aromáticos de poder dispersivo adequado, os asfaltenos são totalmente peptizados e as micelas resultantes têm uma boa mobilidade dentro do betume. Nesta situação, o betume tem uma estrutura tipo solução (sol). Se as frações de resinas e aromáticos não forem suficientes ou se tiverem um fraco poder dispersivo, os asfaltenos podem associar-se e juntar-se cada vez mais. Isto pode originar uma estrutura irregular aberta, tipo blocos vazados de micelas ligadas, nas quais os vazios internos são preenchidos com o meio dispersivo. Nesta situação o betume tem uma estrutura gelatinosa (gel). Na prática, os betumes têm uma estrutura intermédia entre sol e gel.

2.1.2 O Fenômeno do Envelhecimento

O ligante asfáltico utilizado na pavimentação sofre degradação devido a vários fatores, tais como oxidação, radiação solar e variação de temperatura, alterando significativamente a sua estrutura química, tornando-o mais rígido e quebradiço. O envelhecimento do ligante asfáltico é um dos principais agentes responsáveis pela deterioração dos revestimentos asfálticos. Um dos grandes desafios da pavimentação rodoviária é o envelhecimento precoce que pode ocorrer durante o processo de usinagem e da aplicação das misturas asfálticas (TONIAL, 2001).

Segundo Faxina (2006), juntamente com os efeitos de carregamento e de temperatura aos quais os ligantes asfálticos são submetidos em serviço, o efeito de envelhecimento também funciona como um complicador adicional, uma vez que proporciona uma série de modificações químicas no material, que se reflete em alterações no seu comportamento reológico. No âmbito laboratorial, o estudo destas variações tem sido avaliado por meio de processos de envelhecimento acelerado do ligante asfáltico, sendo feitas comparações de propriedades reológicas do material virgem (ou não envelhecido) e do resíduo envelhecido.

Whiteoak (1991 *apud* MORILHA, 2004), relata que o envelhecimento do ligante asfáltico do revestimento ocorre basicamente em três etapas. A primeira, de maior impacto, durante a usinagem da mistura asfáltica e representa cerca de 60% do envelhecimento. A segunda ocorre durante a estocagem, transporte, espalhamento e compactação, representando cerca de 20% do envelhecimento total. E a terceira etapa ocorre durante a vida útil do revestimento e se dá devido à ação do meio ambiente, representando cerca de 20% do envelhecimento total sofrido pelo ligante.

Whiteoak (1991 *apud* LEITE, 1999), caracteriza quatro mecanismos principais responsáveis pelo envelhecimento do ligante asfáltico.

- Oxidação: é a mais importante causa do envelhecimento. Durante a usinagem, a grande superfície específica dos agregados, a alta temperatura empregada e a presença do ar tornam a oxidação elevada. Os grupos polares oxigenados tendem a associar-se, formando micelas de alto peso molecular e maior viscosidade. Quanto à estocagem, embora se faça também a altas temperaturas, a oxidação é minimizada pela pequena superfície de CAP exposta ao ar;
- Perda de voláteis: a evaporação de componentes voláteis depende da temperatura e das condições de exposição. Pode ser considerada baixa em ligantes asfálticos puros tendo em vista que estes têm baixos teores de voláteis;
- Endurecimento físico: é um fenômeno reversível que acontece à temperatura ambiente. É atribuído à reorganização de moléculas e a cristalização de parafinas da fração saturada do ligante asfáltico (história térmica); e,

- Endurecimento exsudativo: resulta do movimento dos componentes oleosos que exsudam do ligante asfáltico para o interior do agregado mineral. É função tanto da tendência de exsudação do ligante quanto da porosidade do agregado.

As modificações físicas oriundas ao envelhecimento de um ligante asfáltico são representadas pelo aumento de sua consistência, ou seja, aumento da viscosidade associada a uma diminuição da penetração e aumento do ponto de amolecimento. Este efeito tende a aumentar a resistência à formação das trilhas de roda da mistura e pode ser considerado como um efeito benéfico. No entanto, o envelhecimento pode resultar no desenvolvimento e/ou aceleração de vários tipos de defeitos no revestimento asfáltico, tais como trincamento e fratura por fadiga, trincamento térmico e degradação devido ao desgaste e a umidade, podendo levar à falência da estrutura do pavimento (HERRINGTON & BALL, 1996; TONIAL, 2001; PINTO, 1991).

2.1.3 Parâmetros Reológicos da Especificação Superpave

A caracterização da consistência de ligantes asfálticos através dos ensaios de penetração e viscosidade apresenta limitações quando ela é utilizada para a seleção de ligantes asfálticos e para a estimativa do desempenho ao longo da vida em serviço. Apesar da viscosidade ser uma propriedade fundamental na caracterização do ligante, ela apenas fornece informações sobre o comportamento viscoso a altas temperaturas, sem nenhuma outra informação sobre o desempenho a média e a baixa temperatura. O ensaio de penetração, por sua vez, apenas descreve a consistência a uma temperatura intermediária, 25 °C (ASPHALT INSTITUTE, 2011).

O sistema de especificação de ligante asfáltico Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavements*), baseia-se em ensaios reológicos com requisitos relacionados ao desempenho em serviço. As propriedades reológicas foram definidas considerando os diversos mecanismos de ruptura do pavimento, a partir da compreensão destes mecanismos e da contribuição do ligante asfáltico para resistência a eles. Novos métodos e parâmetros foram então introduzidos para medir propriedades fundamentais que podem ser mais facilmente relacionadas ao desempenho dos pavimentos, com base em conceitos sólidos de engenharia (ANDERSON *et al.*, 1995).

Neste sentido, com objetivo de monitorar as propriedades fundamentais dos ligantes asfálticos, os seguintes equipamentos foram selecionados pelo SHRP (*Strategic Highway Research Program*):

- Viscosímetro rotacional, em inglês, “*Rotational Viscometer - RV*”: para medir a viscosidade rotacional nas temperaturas de bombeamento, de mistura com agregados em usina e de compactação da mistura. Este ensaio é especificado para se assegurar a trabalhabilidade da mistura, embora não esteja diretamente relacionada aos mecanismos de ruptura do pavimento;
- Estufa de filme delgado rotativo, conhecido em inglês como “*Rolling Thin-Film Oven Test - RTFOT*”: equipamento destinado a representar o envelhecimento do ligante asfáltico que ocorre durante a usinagem da mistura asfáltica (curto prazo);
- Vaso de pressão de envelhecimento, em inglês, “*Pressure Aging Vessel - PAV*”: equipamento utilizado para simular o envelhecimento do ligante asfáltico durante a vida em serviço do pavimento (longo prazo);
- Reômetro de cisalhamento dinâmico, em inglês, “*Dynamic Shear Rheometer - DSR*”: para medir propriedades dos ligantes asfálticos sob temperaturas altas e intermediárias;
- Reômetro de viga à flexão, em inglês, “*Bending Beam Rheometer - BBR*”: para medir propriedades dos ligantes asfálticos sob temperaturas baixas e simular condições de carregamento resultantes de resfriamento; e,
- Equipamento de tração direta, em inglês, “*Direct Tension Test – DDT*”: a fim de medir as propriedades dos ligantes asfálticos na ruptura e simular carregamentos resultantes do resfriamento.

A partir destes equipamentos, o programa SHRP definiu parâmetros reológicos a serem exigidos pela especificação Superpave. Estes foram selecionados para controlar mecanismos de falência específicos do pavimento e são realizados nas temperaturas em que esses mecanismos predominam. Os mecanismos de falência incorporados à especificação e as temperaturas relevantes são:

- Parâmetro $G^*/\sin \delta$ associado à deformação permanente: o ligante virgem deve apresentar um valor mínimo 1,0 kPa para $G^*/\sin \delta$, medido na temperatura máxima de projeto. Amostra

envelhecida a curto prazo (RTFOT), deve apresentar um valor mínimo de 2,2 kPa para $G^*/sen \delta$, medido na temperatura máxima de projeto;

- Parâmetro $G^*sen \delta$ associado à fadiga: amostra envelhecida a longo prazo (RTFOT + PAV), com um valor máximo de 5,0 MPa para $G^*sen \delta$, medido na temperatura intermediária de projeto; e,
- Parâmetros $S(60)$ e $m(60)$ associados ao trincamento térmico: amostra envelhecida a longo prazo (RTFOT + PAV), com um valor máximo de 300 MPa de módulo de rigidez $S(60)$ e um valor mínimo de 0,30 de taxa de relaxação $m(60)$, medido na temperatura mínima de projeto acrescida de 10°C.

Quanto ao ensaio de tração direta, este foi mantido como um ensaio opcional, a ser realizado nos casos em que o ligante asfáltico exibe tolerância à deformação na temperatura de ensaio ($T_{\min} + 10^\circ\text{C}$), mas não atende ao requisito de módulo de rigidez naquela temperatura. O módulo de rigidez máximo na temperatura de ensaio deve estar entre 300 e 600 MPa, desde que a deformação na ruptura na temperatura de ensaio seja superior a 1%. Não são permitidas variações para a taxa de relaxação $m(60)$ (ANDERSON & KENNEDY, 1993 *apud* FAXINA, 2006).

Ainda, para garantir o bombeamento durante a estocagem, no transporte e na usina, a especificação Superpave definiu um valor de viscosidade rotacional máxima de 3.000 cP a 135 °C.

O que determinará a escolha do ligante adequado é a temperatura em que os resultados dos ensaios atendem ao requisito. A partir dessa classificação, os ligantes são agrupados de acordo com seu grau de desempenho (*Performance Grade - PG*) numa faixa de temperatura, como por exemplo, um ligante com PG 64-22 apresenta propriedades físicas adequadas na faixa de temperatura entre -22 °C e 64 °C (MAGALHÃES, 2004).

A seleção do ligante apropriado é realizada a partir do clima e da temperatura no pavimento onde o ligante será aplicado. A seleção do ligante por clima proposta pela especificação também leva em consideração o efeito da velocidade de carregamento e o efeito do volume de tráfego. Deste modo, em situações de baixa velocidade é recomendado o aumento 1 PG (6 °C) no grau a quente e 2 PG (12 °C) se estiver previsto carregamento estacionário. Nestes casos, o ligante deve exibir uma rigidez maior para suportar os esforços cisalhantes devido à redução da velocidade de carregamento. Nesta mesma direção, a especificação

Superpave recomenda que o volume de tráfego também seja levado em consideração, aumentando de 1 PG (6 °C) a 2 PG (12 °C) no grau a quente caso o tráfego previsto seja muito elevado (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A Tabela 2.1 apresenta em recorte parte da especificação Superpave de ligantes asfálticos.

Tabela 2.1 - Parte da especificação Superpave de ligantes asfálticos.

GRAU DE DESEMPENHO	PG 64			PG 70			PG 76			PG 82		
	-10	-16	-22	-10	-16	-22	-10	-16	-22	-10	-16	-22
Ligante Original												
Viscosidade Brookfield, ASTM D 4402: (máx. de 3000 cP), °C	135											
Ponto de Fulgor, T48: (mín), °C	230											
Cisalhamento Dinâmico, TP 5: 10rad/s, G*/senδ (mín. 1,0 kPa), °C	64			70			76			82		
Após RTFOT (T 240)												
Perda em massa, %	< 1,00			< 1,00			< 1,00			< 1,00		
Cisalhamento Dinâmico, TP 5: 10 rad/s, G*/senδ (mín. 2,2 kPa), °C	64			70			76			82		
Após RTFOT/PAV (T 240)												
Cisalhamento Dinâmico, TP5: 10 rad/s, G*/senδ (máx. 5,0 kPa), °C	31 28 25			34 31 28			37 34 31			40 37 34		
Fluência (BBR), TP1, @ 60s, °C:												
Coef. Angular-m, (mín. 0,30)												
Módulo Rigidez S (máx. 300 MPa)	0 -6 -12			0 -6 -12			0 -6 -12			0 -6 -12		
Tração Direta, TP3:												
Alongamento na Ruptura, mín., 1,0%												
Temp. do Teste @ 1 mm/min, °C	0 -6 -12			-6 -12			0 -6 -12			0 -6 -12		

Fonte: ASTM D 6373 (2007).

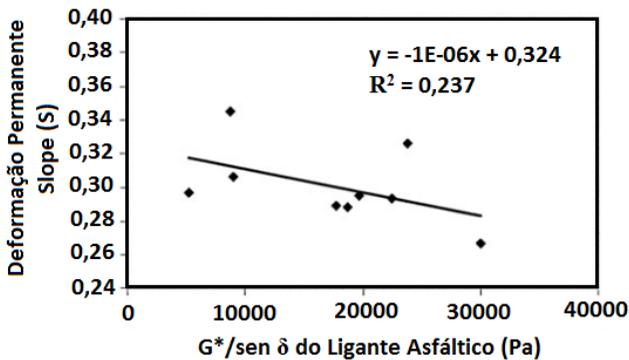
2.1.4 Limitações dos Parâmetros Reológicos da Especificação Superpave

Conforme abordado na seção anterior, a especificação Superpave de ligantes asfálticos resultante do programa SHRP está baseada no desempenho e tenta abordar a maior parte dos defeitos encontrados nos pavimentos asfálticos: trincas por fadiga, deformação permanente e trincamento de origem térmica.

Neste sentido, tratando-se do trincamento por fadiga do revestimento asfáltico, o parâmetro associado é o $G^*/sen \delta$, medido no resíduo envelhecido a longo prazo (RTFOT+PAV) na temperatura intermediária do pavimento. No caso da deformação permanente, o parâmetro associado é o $G^*/sen \delta$, medido em amostras virgens e nos resíduos envelhecidos a curto prazo (RTFOT). Ambos parâmetros são selecionados a partir de conceitos de energia dissipada (WEN & BAHIA, 2009).

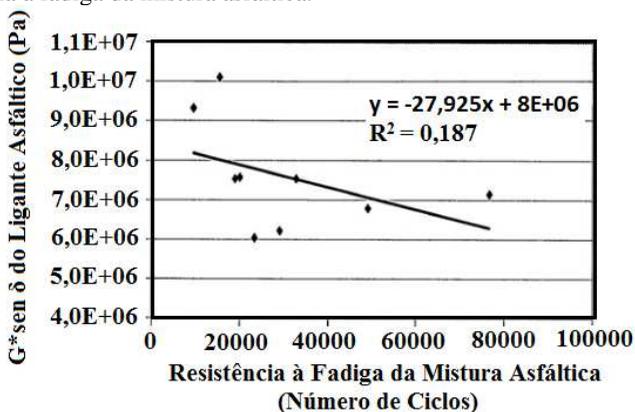
De acordo com Bahia *et al.* (2001), estudos posteriores à especificação Superpave, mostram que o parâmetro $G^*/\sin \delta$ não é efetivo na predição da contribuição do ligante asfáltico a resistência à fadiga da mistura asfáltica. E nesta mesma direção, que o parâmetro $G^*/\sin \delta$, quando relacionado principalmente a ligantes modificados, apresenta grandes limitações na previsão da contribuição do ligante asfáltico no desempenho à deformação permanente da mistura asfáltica. De acordo com os autores, os resultados obtidos no projeto NCHRP 9-10 (*National Cooperative Highway Research Program*) mostram uma fraca correlação entre o desempenho mecânico da mistura asfáltica e os parâmetros $G^*/\sin \delta$ e $G^*/\sin \delta$ da especificação Superpave, conforme a Figura 2.3 e Figura 2.4.

Figura 2.3 - Correlação entre o parâmetro $G^*/\sin \delta$ do ligante asfáltico e a taxa média de acumulação da deformação (S) da mistura asfáltica (teste RSCH).



Fonte: Bahia *et al.* (2001).

Figura 2.4 - Correlação entre o parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ do ligante asfáltico e a resistência à fadiga da mistura asfáltica.



Fonte: Bahia *et al.* (2001).

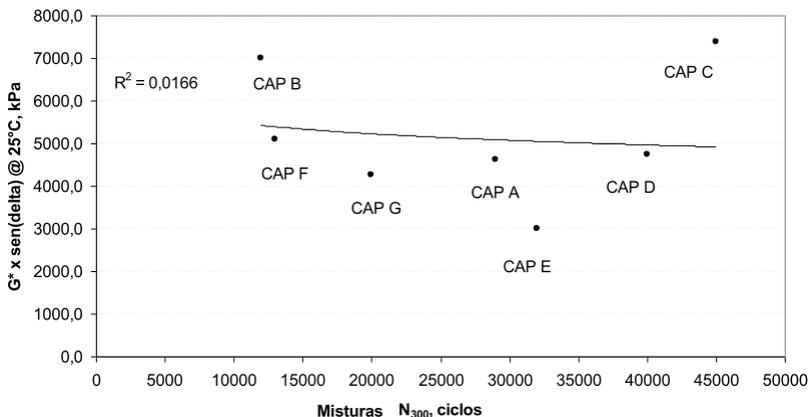
Delgadillo & Bahia (2005), relatam que uma das principais conclusões do projeto NCHRP 9-10 é que o parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ não é confiável na previsão do desempenho mecânico da mistura asfáltica. Uma das limitações do parâmetro está relacionada ao fato deste ser calculado com base na energia dissipada inicial, ou seja após poucos ciclos de carregamento, ao passo que o acúmulo de dano por fadiga acontece após vários ciclos de carregamento. Ainda, concluem que estes resultados indicaram que o uso simplista do conceito de energia dissipada ($G^* \text{sen } \delta$) para a fadiga foi equivocado porque esta energia representa principalmente o amortecimento viscoelástico e não, necessariamente, a energia dissipada no dano por fadiga.

Tsai & Monismith (2005), avaliaram a influência de 9 ligantes asfálticos sobre o desempenho à fadiga de misturas asfálticas, para uma gama representativa de estruturas, condições ambientais e cargas de tráfego. Nos resultados obtidos, as propriedades dos ligantes asfálticos avaliados não diferenciaram o desempenho das misturas asfálticas nas estruturas monitoradas e o parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ não apresentou um padrão de comportamento consistente. Os autores concluíram, que o parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ da atual especificação Superpave de ligantes asfálticos não garante um comportamento adequado do material. Segundo os autores, o atual requisito de fadiga da especificação Superpave é inapropriado, embora considerem que valores baixos do módulo de dissipação ($G^* \text{sen } \delta$) das misturas asfálticas, de modo geral, melhoraram a resistência à fadiga sob deformação controlada.

Além disso, Deacon *et al.* (1997) destacam outro conflito básico da atual especificação Superpave, que define um limite máximo no módulo de dissipação, ao passo que simulações de desempenho de campo sugerem que módulos maiores são benéficos para a maioria das estruturas de pavimentos, salvo as muito delgadas.

Chacur & Nascimento (2010) avaliaram o desempenho de diferentes ligantes com relação à resistência à fadiga. Foram utilizados seis ligantes convencionais e um modificado com ácido polifosfórico. Conforme a Figura 2.5, os resultados mostraram que não houve correlação dos ensaios reológicos da especificação Superpave de ligantes asfálticos com os resultados obtidos nos ensaios de resistência à fadiga das misturas asfálticas. Os ensaios nas misturas asfálticas foram realizados em corpos de prova cilíndricos através de carregamentos por compressão diametral (tração indireta) por controle misto, expressão utilizada para designar o ensaio de repetição de cargas que combina tensão controlada e deformação controlada. A temperatura de ensaio foi de 25 °C e com critério de ruptura de 50% da rigidez inicial.

Figura 2.5 - Correlação entre os resultados de fadiga das misturas asfálticas (25°C) e o parâmetro $G^* \times \text{sen } \delta$ (25°C) dos ligantes asfálticos.



Fonte: Chacur & Nascimento (2010).

Nesta perspectiva, diversos outros estudos (ANDERSON *et al.*, 2001; JOHNSON, 2010; SHENOY, 2002) têm indicado que a adoção do controle da rigidez do ligante asfáltico, limitado pelo valor máximo do módulo de dissipação ($G^* \times \text{sen } \delta$) da especificação Superpave, não é

apropriado para relacionar ao comportamento à fadiga dos ligantes asfálticos usados na pavimentação.

Para ausência de correlação do parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ do ligante asfáltico com a resistência à fadiga da mistura asfáltica, foram levantadas algumas hipóteses (ANDERSON *et al.*, 2001; BAHIA *et al.*, 2001; JOHNSON *et al.*, 2007):

- Os níveis de tensão e de deformação a que o ligante asfáltico é submetido no pavimento são superiores ao utilizado no ensaio de DSR;
- O tipo de carregamento e o número de ciclos aplicados no ensaio de DSR não representam o que ocorre no pavimento em serviço;
- O dano acumulado devido às cargas repetidas não é corretamente medido para os ligantes asfálticos, visto que o ensaio de DSR é realizado na faixa de viscoelasticidade linear e com um número pequeno de ciclos de carregamento; e,
- A adição de polímeros ou agentes modificadores no ligante asfáltico melhora o seu desempenho, no entanto o parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ não extrai o efeito destes agentes na caracterização dos ligantes asfálticos.

No tocante ao parâmetro $G^* / \text{sen } \delta$, Bahia *et al.* (2001) e diversos outros pesquisadores (DONGRE & D'ANGELO, 2003; STUART *et al.*, 1999; D'ANGELO & DONGRE, 2002) ressaltam a sua limitação na previsão à deformação permanente da mistura asfáltica. Segundo estes autores, este parâmetro apresenta limitações por ser obtido no ensaio DSR sob carregamento cíclico, ou seja, com reversão completa da deformação ou tensão aplicada, ao passo que o fenômeno da deformação permanente na mistura asfáltica é ocasionado por carregamento cíclico irreversível.

De acordo com Bahia *et al.* (2001), ante a falta de correlação dos parâmetros $G^* \text{sen } \delta$ e $G^* / \text{sen } \delta$ com o desempenho mecânico da mistura asfáltica, há a necessidade de se procurar ensaios que representem melhor a contribuição do ligante asfáltico frente a estes mecanismos de deterioração.

Atualmente, como alternativa aos parâmetros da especificação Superpave, têm surgido outros procedimentos de ensaios procurando superar a deficiência dos atuais parâmetros. Quanto à resistência à fadiga, o ensaio que recebeu aceitação pelos especialistas é o ensaio de varredura de amplitude linear (*Linear Amplitude Sweep - LAS*) realizado no DSR. O ensaio foi proposto inicialmente por Johnson (2010) e recebeu proposta

de modificação por Hintz (2012), sendo lançada em 2013 a norma AASHTO TP 101-12-UL, na qual inclui a modificação proposta por Hintz (2012). O novo ensaio, entretanto, propõe que os testes sejam realizados diretamente na amostra envelhecida somente a curto prazo (RTFOT), para tentar simular a condição em que o ligante asfáltico se encontra nos corpos de prova moldados para a realização do ensaio de fadiga nas misturas asfálticas.

No caso da deformação permanente, como alternativa ao atual parâmetro da especificação Superpave, tem-se utilizado o ensaio MSCR (*Multiple Stress Creep and Recovery Test*) conduzido também no DSR. O ensaio é normatizado segundo a AASHTO MP 19-10.

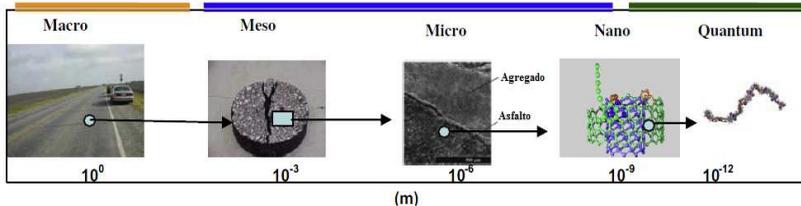
Ambos ensaios têm demonstrado boa correlação com o desempenho das misturas asfálticas.

2.2 NANOMODIFICADORES

2.2.1 Nanotecnologia

A nanotecnologia é o estudo de materiais, dispositivos e sistemas em nível molecular, considerando fenômenos associados a interações atômicas e moleculares que influenciam fortemente as propriedades macroscópicas do material. A Figura 2.6 ilustra a evolução das escalas de comprimento de um concreto asfáltico em escala macro, para meso, micro, nano, e escala quântica (YOU *et al.*, 2011).

Figura 2.6 - Evolução da escala de comprimento.



Fonte: You *et al.* (2011).

Na nanoescala surgem novos fenômenos que não aparecem na macroescala. As mudanças mais importantes de comportamento são causadas não apenas pelo tamanho nanométrico, mas por novos fenômenos intrínsecos, ou que se tornam predominantes na nanoescala, e que não são necessariamente previsíveis a partir do comportamento observável em escala macroscópica. Esta alteração de comportamento

está relacionada com as forças naturais fundamentais (gravidade, atrito, eletrostática, eletrônicas, etc.) que mudam de importância quando a escala é reduzida (FISHBINE, 2002).

A relação entre o tamanho de partículas e as propriedades dos materiais é conhecida desde o século XIX, porém somente nos últimos anos a crescente necessidade do desenvolvimento de materiais com melhor desempenho gerou interesse pela manipulação das propriedades através do controle da dimensão das partículas (PAN, 2004).

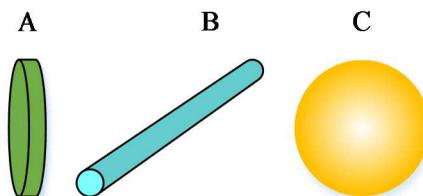
O grande diferencial dos nanomateriais é potencializar as propriedades físicas e químicas nos materiais e isto proporciona um imenso interesse e crescente importância para aplicações tecnológicas. Do universo complexo de oportunidades da nano, citam-se as nanopartículas, nanocristais, nanofios, nanofitas, nanotubos e nanocompósitos (BEYER, 2002).

Nanopartículas podem ser definidas como partículas que apresentam pelo menos uma de suas dimensões menor do que 100 nm. A partir desta definição pode-se classificá-las de acordo com o número de dimensões nanométricas em (KICKELBICK, 2003; MARTINS, 2010):

- Lamelares: apresentam uma dimensão nanométrica. Como exemplo tem-se: argilas e grafita;
- Fibrilares e tubulares: apresentam duas dimensões nanométricas. Como exemplo tem-se: nanofibras e nanotubos de carbono; e,
- Isodimensionais: apresentam as três dimensões nanométricas. Como exemplo tem-se: nanoesferas de sílica, nanopartículas metálicas, negro de fumo e pontos quânticos.

A Figura 2.7 ilustra partículas idealizadas com uma, duas e três dimensões nanométricas.

Figura 2.7 - Partículas idealizadas com: (a) uma (b) duas e (c) três dimensões nanométricas.



Fonte: Adaptado de Martins (2010).

A aplicação de nanopartículas como cargas reforçadoras em materiais (inorgânicos ou orgânicos) é muito atraente, pois essas apresentam propriedades distintas dos materiais macrocristalinos quimicamente análogos. Vários autores têm relatado alterações nas propriedades ópticas, elétricas, térmicas e/ou mecânicas de um material, na medida em que se passa da forma macrocristalina para um material constituído por partículas de dimensões nanométricas. O emprego dessas cargas com maiores áreas específicas leva à produção de novos materiais, denominados de nanocompósitos (COELHO *et al.*, 2007).

Segundo Esteves *et al.* (2004), nanocompósitos são materiais híbridos, contendo uma matriz e uma fase dispersa com pelo menos uma dimensão nanométrica. Os componentes de um nanocompósito podem ser de natureza inorgânica/inorgânica, inorgânica/orgânica ou ainda orgânica/orgânica. As interações entre estes componentes podem influenciar a dinâmica molecular dos nanocompósitos resultando em alterações significativas nas suas propriedades físicas, principalmente no seu comportamento térmico e/ou mecânico.

Quanto aos termos, híbrido e compósito, eles diferem entre si nas dimensões e na dispersão de seus componentes. Na maioria dos materiais compósitos, a unidade estrutural avaliada comercialmente é o micrômetro μm (10^{-6}) na escala de comprimento, onde estão geralmente presentes em proporções superiores a 5% em uma matriz. Já os materiais híbridos estão dispersos em escala nanométrica (10^{-9}) à submicrométrica, aproximadamente 10.000 vezes menor que o diâmetro um fio de cabelo, o que permite a obtenção de materiais homogêneos (RAY, 2006).

Atualmente, vários tipos de nanocargas estão em desenvolvimento. Entre elas citam-se as nanopartículas de óxidos metálicos, nanotubos de carbono e as nanoargilas. Nas duas últimas décadas, diversos autores começaram a estudar nanocompósitos de natureza inorgânica/orgânica, principalmente nanocompósitos de matrizes poliméricas e asfálticas. Dentre os sistemas estudados, os mais promissores são os compostos baseados em matrizes orgânicas e argilominerais inorgânicos consistindo de silicatos em camadas.

A partir dos promissores resultados obtidos em outras áreas, atualmente, no campo da engenharia rodoviária, diversos tipos de nanomateriais estão sendo estudados como nanomodificadores do ligante asfáltico para melhoria das propriedades, quanto à resistência ao envelhecimento, ao trincamento por fadiga, ao dano por umidade induzida e a deformação permanente. Entre os nanomateriais em estudo, ganham destaque a nanoargila, o nanotubo de carbono (NTC) e a nanosílica.

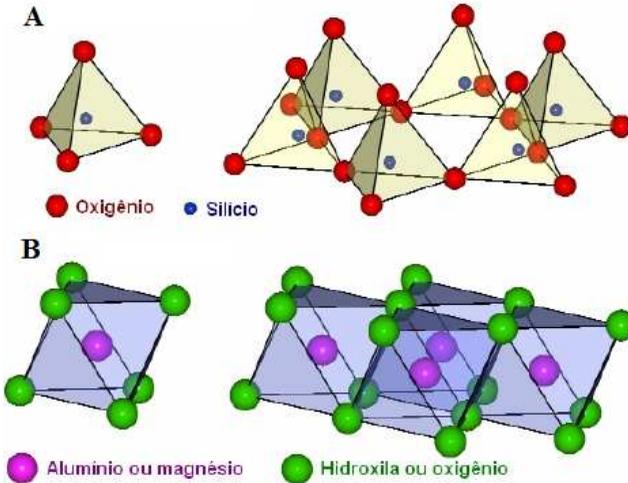
2.2.2 Nanoargila Organofílica

2.2.2.1 Argila e Argilominerais

As argilas, de uma maneira geral, são definidas como materiais de ocorrência natural, de textura terrosa e granulação fina, que apresentam plasticidade variável quando misturadas com a água. Para o mineralogista, argila designa um mineral ou mistura de minerais em que predominam os chamados argilominerais, os quais são silicatos hidroxilados hidratados de alumínio e ou magnésio. Os argilominerais são constituídos por partículas de tamanho médio inferior a 2 μm e de estrutura cristalina lamelar ou fibrosa. As argilas ainda podem conter outros materiais e minerais tais como matéria orgânica, sais solúveis, partículas de quartzo, calcita, feldspato, dolomita e outros minerais residuais cristalinos ou amorfos (SANTOS, 1992).

A estrutura cristalina dos argilominerais é, em geral, constituída por camadas de tetraedros de sílica e de octaedros de alumínio. Diferentes elementos, além da sílica e alumínio podem ocupar os sítios tetraédricos e octaédricos dando origem a um grande número de diferentes argilominerais. Os vértices dos grupos tetraédricos e octaédricos são compostos por átomos ou íons de oxigênio e por hidroxila que estão ao redor de pequenos cátions. Estes são principalmente Si^{4+} e Al^{3+} , ocasionalmente Fe^{3+} e Fe^{2+} , nos grupos tetraédricos; e Al^{3+} , Mg^{2+} , Fe^{2+} , Fe^{3+} , Ti^{4+} , ocasionalmente Cr^{3+} , Mn^{2+} , Zn^{2+} , Li^{+} , nos grupos octaédricos, geralmente com certo grau de substituição isomórfica. Os grupos do mesmo tipo estão unidos entre si formando planos de tetraedros (hexagonalmente) e octaedros conforme está mostrado na Figura 2.8 (MITCHELL & KINGERY, 1976 *apud* GUIMARÃES, 2007; CARASTAN, 2007).

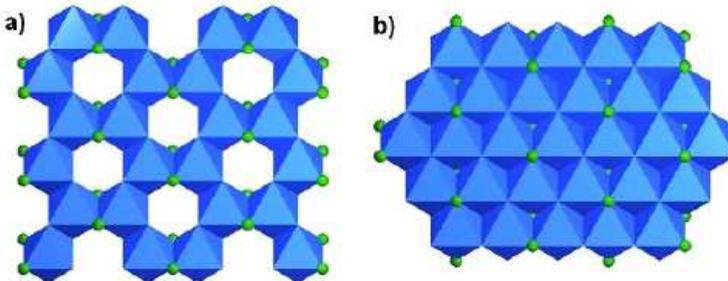
Figura 2.8 - Unidades estruturais dos argilominerais: (a) grupo tetraédrico e lâmina de tetraedros; (b) grupo octaédrico e lâmina de octaedros.



Fonte: Carastan (2007).

Quando na estrutura octaédrica o cátion central é trivalente, como o alumínio, somente dois terços das posições possíveis são ocupadas, para que haja equilíbrio das cargas, e estas estruturas formam uma folha chamada dioctaédrica. Quando o cátion trivalente é o alumínio, a folha é chamada de gibsitá. Se ao contrário, as posições são preenchidas por cátions bivalentes como o magnésio, todas as posições são preenchidas e forma-se a folha trioctaédrica. A folha trioctaédrica é denominada brucita, quando o cátion bivalente é o magnésio. As estruturas podem ser observadas na Figura 2.9 (DEMARQUETTE *et al.*, 2008).

Figura 2.9 - (a) Estrutura dioctaédrica e (b) estrutura trioctaédrica.



Fonte: Demarquette *et al.* (2008).

Os argilominerais são subdivididos em duas classes gerais: (a) silicatos cristalinos de estrutura lamelar (camadas ou folhas) também chamado de filossilicatos e (b) silicatos com estrutura fibrosa. Na Figura 2.8 é possível verificar que os grupos tetraédricos e octaédricos ligam-se individualmente para formar estruturas hexagonais denominadas, respectivamente, folhas (lâminas) de tetraedros e folhas (lâminas) de octaedros. O empilhamento de uma folha de tetraedros com uma de octaedros forma uma camada 1:1 e a combinação de duas lâminas de tetraedros e uma de octaedros forma uma camada 2:1. Estas camadas empilhadas são chamadas de lamelas e a junção das lamelas sobrepostas umas sobre as outras são denominadas tactóides (MURRAY, 2007; CARASTAN, 2007).

Conforme a Tabela 2.2, os argilominerais são divididos em oito grupos sistemáticos. As subdivisões são feitas em função de suas propriedades estruturais tais como: o tipo de empacotamento (1:1 ou 2:1), a carga da célula unitária, o tipo de cátions interlamelares, a distância interplanar basal na forma anidra e hidratada, o grau de substituição na camada de octaedros, a possibilidade das camadas basais se expandirem pela introdução de moléculas polares e pelo tipo de arranjo cristalográfico ao longo dos eixos (BAILEY *et al.*, 1971 *apud* GUIMARÃES, 2007).

Segundo Pereira (2004), a divisão dos grupos em subgrupos dioctaédricos e trioctaédricos é feita com base na valência do cátion presente nas folhas de octaedros das camadas estruturais. As folhas são dioctaédricas quando dois terços das posições disponíveis são ocupadas por cátions trivalentes, e trioctaédricas quando todas as posições estão ocupadas por cátions bivalentes.

Tabela 2.2 - Classificação dos argilominerais.

Classe/família	Grupo	Camada de octaedros	Argilomineral	Espaçamento basal (nm)
Estrutura lamelar/difórmicos 1:1	Caulinita	Dioctaédrica	Nacrita Caulinita Halóisita	0,7
	Serpentina	Trioctaédrica	Antigorita Crisotila Amesita Cronstedita	
Estrutura lamelar/trifórmicos 2:1	Esmectita	Dioctaédrica	Beidelita Nontronita Montmorilonita	1,3 - 1,5 (hidratada) e 1,0 (desidratada)
		Trioctaédrica	Saponita Hectorita	
	Vermiculita	Dioctaédrica	Vermiculita	1,4 (hidratada) e 0,9 (desidratada)
		Trioctaédrica	Vermiculita	
	Mica	Dioctaédrica	Muscovita-Ilita Flogopita	1,0
		Trioctaédrica	Biotita-Lediquita Lepidolita	
	Talco-Pirofilita	Dioctaédrica	Pirofilita	0,9
		Trioctaédrica	Talco	
	Clorita	Dioctaédrica	Dombassita	1,4
		Trioctaédrica	Clinocloro Chamosita	
Estrutura fibrosa 2:1	Paligorsquita	Trioctaédrica	Paligorsquita	-
	Sepiolita	Trioctaédrica	Sepiolita	-

Fonte: Bailey *et al.* (1971 *apud* GUIMARÃES, 2007).

2.2.2.2 Bentonitas

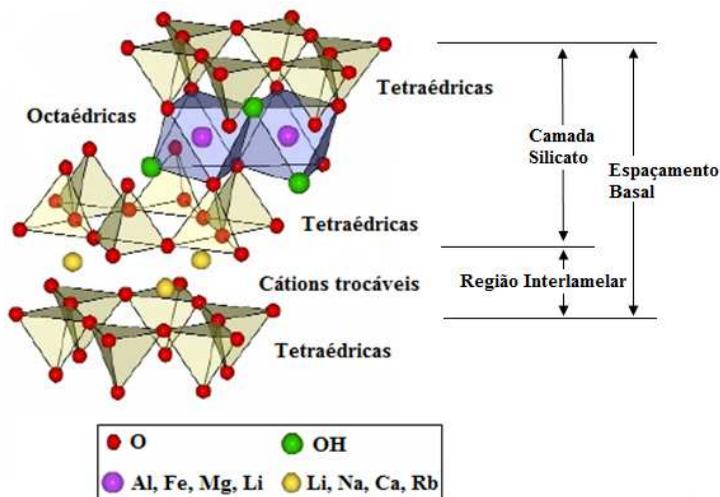
Argilas montmoriloníticas são constituídas de partículas cristalinas de argilominerais de granulometria fina, grande parte dela com dimensões coloidais, que podem adsorver água e algumas moléculas orgânicas na sua estrutura, tornando-a expansiva. A existência de um elevado número de partículas com dimensões coloidais dá-lhes áreas específicas normalmente superiores a 60 m²/g. O efeito combinado de altas áreas específicas, inserção de algumas moléculas orgânicas ou cátions metálicos trocáveis, tornam estas argilas passíveis de possuírem amplas aplicações (BOTELHO, 2006).

Podem-se considerar como bentonitas as argilas esmectíticas que tenham como argilomineral predominante a montmorilonita com a fórmula da célula unitária $0,67M^+ (Al_{2,33}Mg_{0,67}Si_8O_{20}(OH)_4)$ para o argilomineral esmectítico. Caso os cátions trocáveis forem Na⁺, Li⁺ ou

Ca^{++} , têm-se as “bentonitas sódicas”, de lítio ou cálcicas. Bentonitas sódicas expandem mais e apresentam um aspecto de gel enquanto que as bentonitas cálcicas expandem menos ou simplesmente não expandem (MORGADO, 1998).

Os argilominerais mais frequentemente utilizados em nanocompósitos pertencem ao grupo das esmectitas, sendo as montmorilonitas (MMT) as mais importantes delas. A Figura 2.10 apresenta a estrutura de uma montmorilonita, mostrando as folhas de tetraedros, a folha central de octaedros e o espaço interlamelar, onde se alojam as moléculas de água com os respectivos cátions trocáveis. Os cátions inorgânicos presentes nas galerias são normalmente Na^+ ou Ca^{2+} (CARASTAN, 2007).

Figura 2.10 - Estrutura cristalina de uma montmorilonita em vista estereoscópica.



Fonte: Carastan (2007).

De acordo com Pavlidou & Paspaspyrides (2008), a substituição de íons Si^{4+} por Al^{3+} na folha de tetraedros de sílica ou de Al^{3+} por Mg^{2+} na folha de octaedros de hidróxido, leva ao aparecimento de um excesso de carga negativa nas lamelas da montmorilonita. Tal excesso de carga é neutralizado pelos cátions (por exemplo, Na^+ e Ca^{2+}) presentes no espaço interlamelar, de modo que as lamelas apresentem propriedades hidrofílicas. Portanto, não são compatíveis com a maioria dos materiais poliméricos, que essencialmente apresentam propriedades lipofílicas em maior ou menor grau. Assim, para que a montmorilonita possa ser

utilizada como matriz hospedeira na obtenção de nanocompósitos é necessário aumentar sua afinidade por substâncias orgânicas, ou seja, é preciso torná-la organofílica.

2.2.2.3 Modificação Orgânica do Argilomineral Montmorilonita

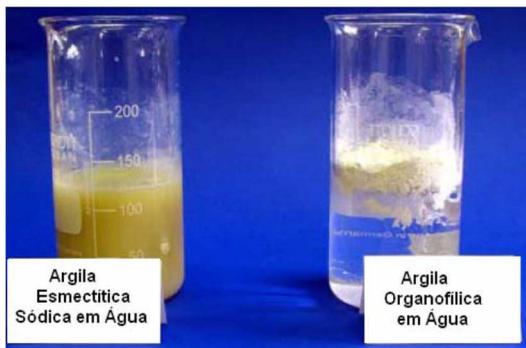
Uma variedade de materiais tem sido utilizada com sucesso como cargas ou agentes de reforço para otimizar a rigidez e resistência mecânica de materiais. A extensão do aumento das propriedades depende de muitos fatores, incluindo: área superficial, características geométricas e estruturais do reforço, o fator de forma do reforço, seu grau de dispersão e orientação na matriz, e a adesão na interface matriz-carga. Silicatos, como a montmorilonita, têm recebido uma grande atenção recentemente como materiais reforçadores, devido seu alto fator de forma e características únicas de intercalação/esfoliação (SOUZA, 2006).

Contudo, para obterem-se argilas compatíveis com matrizes orgânicas, o caráter hidrofílico dos minerais argilosos deve ser alterado para hidrofóbico e, conseqüentemente, organofílico. Geralmente, isto pode ser feito através de reação de troca-iônica dos cátions trocáveis (inorgânicos) (presentes na superfície e no espaço interlamelar dos argilominerais) por cátions surfactantes (orgânicos) do tipo sais quaternários de amônio (amina quaternária) (TJONG, 2006; KOZAK & DOMKA, 2004; OLIVEIRA, Marcelo, 2010).

Surfactantes são moléculas que apresentam dois grupamentos distintos sendo um hidrofílico (polar) e outro hidrofóbico (apolar). O surfactante pode ser classificado de acordo com seu grupo funcional (ROSEN, 1989) em: aniônico (cargas negativas); catiônico (cargas positivas); não iônico e zwitteriônico (apresenta o grupamento catiônico e aniônico). O surfactante do tipo sal quaternário de amônio é produto da reação da amina com um haleto de alquila. Esta reação é chamada de alquilação da amina (BRUM, 2010).

As argilas esmectitas sódicas são hidrofílicas, adsorvendo água na forma de esferas de hidratação dos cátions Na^+ intercalados. As argilas organofílicas são dispersáveis em meio orgânico, e, de modo similar às esmectitas sódicas, adsorvem compostos orgânicos. Esta feição abre uma nova e vasta aplicação industrial para este tipo de argila. Na Figura 2.11 é ilustrado o comportamento diferenciado quanto à dispersabilidade entre esmectitas sódicas e argilas organofílicas (BOTELHO, 2006).

Figura 2.11 - Hidrofilicidade e hidrofobicidade da argila esmectita sódica e da organofílica.



Fonte: Großmann (2004 *apud* BOTELHO, 2006).

Nesta mesma direção, Cho & Paul (2000) relatam que para materiais inorgânicos alcançarem uma melhor interação em matrizes orgânicas, os cátions (tipicamente sódio) presentes na superfície da montmorilonita, para balancear a carga negativa da camada de silicato de alumínio/magnésio, são trocados por moléculas orgânicas contendo um grupo de cátions, isto é, íons de alquilamônio, para produzir uma argila organofílica.

Os cátions orgânicos que substituem os inorgânicos nas galerias dos filossilicatos, através de troca catiônica, agem como surfactantes, modificando as características superficiais das lamelas de argila para facilitar a penetração na matriz. Eles apresentam uma cabeça positiva, que é atraída pela superfície da argila, e uma ou duas caudas de hidrocarboneto, em geral contendo de 12 a 20 átomos de carbono, além de poderem ter outros grupos orgânicos ligados que facilitem a interação com a matriz orgânica.

O procedimento de modificação organofílica através da inserção de moléculas com uma grande porção orgânica e pequena porção polar faz com que o cátion atue como um surfactante. Assim, a parte polar das moléculas fica voltada para a superfície das lamelas formando ligações iônicas e expõe a porção apolar, invertendo a polaridade da superfície das lamelas de hidrofílica para hidrofóbica. Entretanto, íons Ca^{2+} formam ligações muito mais fortes que o íon Na^+ , dificultando o processo de troca iônica. Por isso, a reação é sempre realizada com o derivado sódico da montmorilonita. Os íons alquilamônio permitem reduzir a energia superficial da argila, melhorando a sua molhabilidade com a matriz orgânica (RAY, 2006; JÚNIOR, João, 2010).

Demarquette *et al.* (2008) ressaltam que a troca de cátions interlamelares deve ser feita em ambiente aquoso, com temperatura e pH controlados para entrar no espaço interlamelar e aumentar este espaço. A temperatura ideal para as trocas catiônicas é por volta de 60 °C a 70 °C, pois a taxa de troca aumenta com o aumento da temperatura. Outros fatores que também influenciam o sucesso da troca são: a estrutura química da argila, o tamanho de partícula e a valência do íon metálico. Estes fatores determinam a força da atração eletrostática entre camadas e a mobilidade dos cátions trocáveis.

A capacidade de troca catiônica (CTC) é expressa normalmente em miliequivalentes (meq) por 100 g e no sistema internacional de unidades expressa em centimols por kg (cmol/kg). A capacidade de troca catiônica (CTC) nos argilominerais varia de 80 a 150 meq/100g na montmorilonita, de 3 a 15 meq/100 g na caulinita, de 5 a 10 meq/100g na haloisita ($\cdot 2\text{H}_2\text{O}$), de 10 a 40 meq/100 g na haloisita ($\cdot 4\text{H}_2\text{O}$), de 10 a 40 meq /100g na illita ou clorita e de 100 a 150 meq/100g na vermiculita. Também a matéria orgânica contida nas argilas pode ter uma capacidade de troca catiônica elevada da ordem de até 300 meq por 100 g. As zeólitas e vermiculitas possuem também capacidade de troca de cátions dessa ordem (os dados em meq estão associados com a equivalência das cargas dos íons trocáveis) (GRIM, 1968).

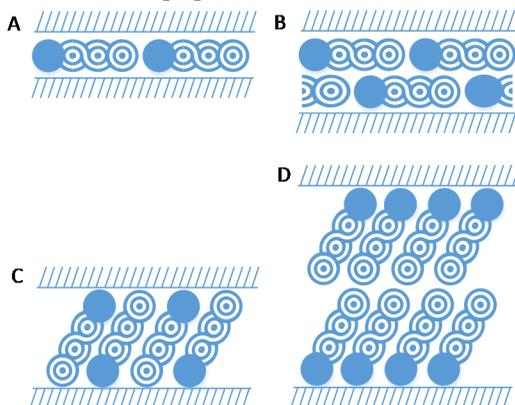
A maioria dos estudos acerca da preparação de argilas modificadas por substâncias orgânicas conhecidas como “*organoclays*” é feita com montmorilonita por se tratar de uma argila com elevada capacidade de troca catiônica em relação a outras argilas e elevada área superficial. Atualmente, a modificação da argila é feita por vários surfactantes do tipo sal quaternário de amônio, sendo o brometo de hexadecil trimetil amônio (HDTMA), ou brometo de cetil trimetil amônio (CTAB), o mais utilizado. Esse surfactante possui 16 carbonos na cadeia alquílica que é justamente o dobro do número de carbonos considerado para um elevado grau de hidrofobização da argila (PAIVA *et al.*, 2008).

2.2.2.4 Arranjo dos Cátions Orgânicos no Espaço Interlamelar

A inserção de cátions de amônio quaternário por troca-iônica aumenta o espaçamento interlamelar, facilitando a incorporação das cadeias da matriz orgânica. Os cátions quaternários de amônio utilizados na intercalação possuem radicais constituídos de cadeias carbônicas longas ($n > 10$) e podem se acomodar na região interlamelar de diferentes formas, resultando em lamelas mais ou menos afastadas.

Dependendo da densidade de empacotamento das moléculas, da temperatura e do comprimento das cadeias, os surfactantes formam mono ou bicamadas laterais, paralelas às lamelas de silicato, conforme a Figura 2.12 (a) e Figura 2.12 (b), ou estruturas do tipo parafínico, também sob a forma de mono ou bicamadas conforme a Figura 2.12 (c) e Figura 2.12 (d) (VAIA *et al.*, 1994).

Figura 2.12 - Modelos tradicionais de arranjo de surfactantes entre lamelas de silicatos: (a) monocamada lateral, (b) bicamada lateral, (c) monocamada do tipo parafínico e (d) bicamada do tipo parafínico.

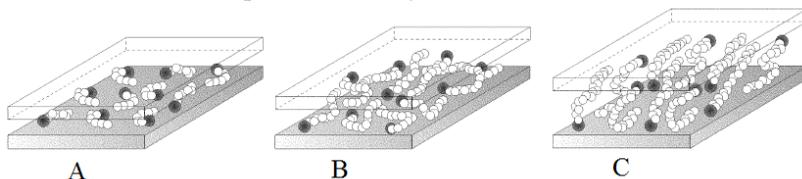


Fonte: Adaptado de Vaia *et al.* (1994).

Segundo Bergaya *et al.* (2006), o tipo de arranjo que irá se formar depende diretamente da quantidade de carga na camada e do tamanho da cadeia alquílica (número de átomos de carbono na cadeia). Quanto maior a cadeia alquílica e a quantidade de carga na camada, maior é a probabilidade de formação tipo parafínico com bicamada.

Entretanto, através de análises de espectros de infravermelho, Vaia *et al.* (1994) demonstraram que os surfactantes apresentam uma quantidade considerável de conformações do tipo gauche, indicando que as caudas das moléculas devem ter dobras aleatórias. Desse modo, após o estudo de argilas modificadas com surfactantes de diversos comprimentos de cadeia, foi sugerido um novo modelo de arranjo espacial das moléculas, de acordo com a Figura 2.13.

Figura 2.13 - Modelos de arranjo de surfactantes entre lamelas de silicatos: (a) moléculas curtas, isoladas entre si, (b) moléculas de comprimento intermediário e (c) moléculas longas. Os círculos abertos representam segmentos CH_2 e os círculos fechados correspondem às cabeças catiônicas.



Fonte: Vaia *et al.* (1994).

O grande interesse na atualidade é desenvolver argilas organofílicas para obtenção de nanocompósitos. Várias pesquisas têm demonstrado que os nanocompósitos com argilas exibem em geral propriedades atraentes para o reforço de materiais. Nesses nanocompósitos, a fase dispersa (argila) deve estar presente sob a forma desfolhada e compatível com a matriz. Para aperfeiçoar a dispersão de argilas, esta deve ser organofílica e possuir espaçamento interplanar basal elevado para facilitar sua interação com a matriz e a separação das lamelas (TJONG, 2006).

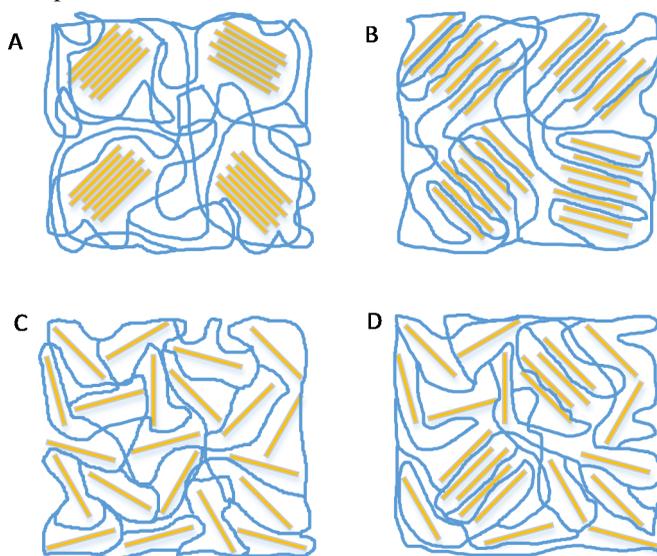
2.2.2.5 Tipos de Nanocompósitos de Montmorilonita Organofílica

Dependendo da natureza dos componentes usados (camadas de silicato, cátion orgânico e matriz) e da resistência das interações interfaciais entre a matriz e as camadas de silicato (modificadas ou não), a dispersão das partículas de argila na matriz pode resultar basicamente na formação de dois tipos de nanocompósitos, de acordo com a sua microestrutura: os nanocompósitos intercalados e os esfoliados (FISCHER, 2003).

Quando as moléculas da matriz penetram no espaço interlamelar aumentando um pouco a distância entre as lamelas, tem-se um nanocompósito intercalado. Se a interação entre a matriz e as lamelas for muito grande, a ponto de separá-las individualmente, de modo que fique uniformemente disperso na matriz, o material obtido é classificado como esfoliado ou delaminado. Contudo, além destes dois tipos de nanocompósitos, pode haver estruturas intermediárias, que contêm partes intercaladas e esfoliadas, chamados de nanocompósitos mistos (ALEXANDRE & DUBOIS, 2000).

Para Carastan (2007), quando há pouca interação entre a argila e a matriz, como ocorre, por exemplo, na maioria dos casos em que não é feita a organofilização da argila através de troca catiônica, não há penetração alguma da matriz nas galerias do silicato. Neste caso, obtém-se um microcompósito convencional, em que os cristais microscópicos de argila, chamados de tactóides, encontram-se dispersos na matriz. A Figura 2.14 ilustra os quatro tipos de compósitos possíveis de serem obtidos.

Figura 2.14 - Tipos de microestrutura de compósitos com argila: (a) microcompósito, (b) nanocompósito intercalado, (c) nanocompósito esfoliado e (d) nanocompósito misto.



Fonte: Adaptado de Carastan (2007).

Quando ocorre a formação do nanocompósito intercalado, o processo não foi suficiente para vencer a energia de ligação entre as lamelas, havendo apenas um aumento do espaçamento interlamelar. Além disso, o processo de intercalação/dispersão não foi muito eficiente, de modo que a matriz interage em geral com apenas um grão de argila. Isso leva a um arranjo caótico dos cristalitos de argila, além de haver cristalitos de argila não modificada, sem matriz intercalada.

Em contrapartida, quando ocorre a formação do nanocompósito esfoliado, as lamelas do argilomineral estão completamente dispersas e solvatadas pela matriz, sendo a distância média dependente da

concentração relativa da fase inorgânica. Em geral, o teor de argilomineral num nanocompósito esfoliado, necessário para se conseguir um dado efeito positivo, é muito menor que aquele num nanocompósito intercalado (CARASTAN, 2007).

O objetivo na formação de nanocompósitos é alcançar altos níveis de esfoliação da argila na matriz. Entretanto, é relativamente difícil alcançar uma completa esfoliação das argilas dentro de uma matriz por causa da forte atração eletrostática entre as camadas de silicato e os cátions entre as galerias da argila. Para alcançar a completa esfoliação da argila, são utilizados cátions de alquilamônio normalmente contendo cadeias mais longas que oito carbonos (SHI *et al.*, 1996).

2.2.2.6 Técnicas de Caracterização de Nanocompósitos

As estruturas dos nanocompósitos podem ser caracterizadas, principalmente, pelas técnicas de difratometria de raios X (DRX) e microscopia eletrônica de transmissão (MET). A análise por MET mostra qualitativamente a amostra como um todo, permitindo uma compreensão qualitativa da estrutura interna, distribuição parcial de fases, e uma visão do defeito estrutural através da visualização direta, complementando os resultados de uma análise por DRX. Contudo, para matrizes negras como o ligante asfáltico, a técnica por MET torna-se inadequada (ZHANG *et al.*, 2003).

Na técnica de difratometria de raios X, picos de baixo ângulo em DRX permitem observar mudanças no espaçamento interlamelar. Por meio desta técnica, é possível verificar se houve aumento do espaçamento lamelar que indica a ocorrência de intercalação, enquanto que o desaparecimento do pico de difração, indica uma possível esfoliação da argila (ALEXANDRE & DUBOIS, 2000).

Para Zhang *et al.* (2003), quando a distância entre as lamelas excede um determinado valor limite (cerca de 8 nm), não é mais possível observar o pico do plano cristalográfico (001). A sua ausência geralmente indica que ocorreu esfoliação. Quando a estrutura intercalada é bastante regular e ordenada, os picos são bem definidos, sendo comum observar picos referentes a outras ordens de difração.

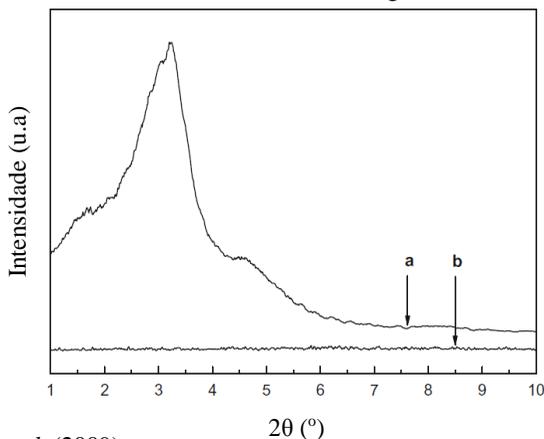
2.2.2.7 Resultados Obtidos em Matrizes de Ligantes Asfálticos

A partir do efeito benéfico da adição de nanoargilas em várias matrizes poliméricas, nos últimos anos estão sendo realizadas pesquisas em todo mundo sobre a adição de nanoargilas em ligantes asfálticos. A

seguir são abordados os principais resultados obtidos e o estado da arte em que se encontram as pesquisas na engenharia rodoviária.

Yu *et al.* (2009), investigaram o efeito da montmorilonita organofílica quanto às propriedades de envelhecimento do ligante asfáltico e o grau de esfoliação das camadas de silicato na matriz de asfalto por DRX. O asfalto modificado foi preparado usando um misturador de alto cisalhamento, com adição de 3% de nanoargila em peso, a uma temperatura de 150 °C, com velocidade de rotação de 5.000 rpm durante 60 minutos. O resultado de DRX, conforme a Figura 2.15, não apresenta qualquer pico cristalino na amostra de ligante modificado, o que indica que as folhas de silicato formam uma estrutura do tipo esfoliada.

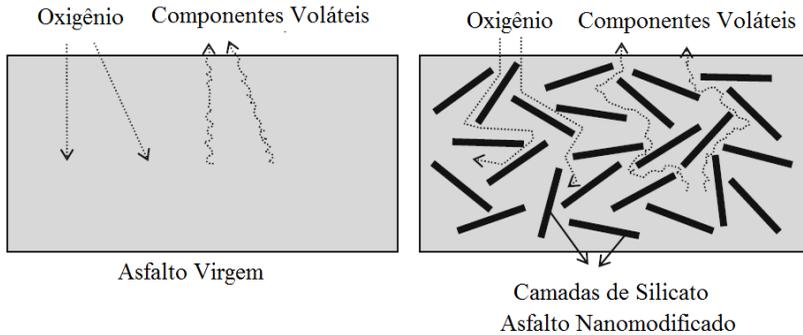
Figura 2.15 - Resultados de DRX: (a) montmorilonita organofílica e (b) nanocompósito de asfalto com montmorilonita organofílica.



Fonte: Yu *et al.* (2009).

Quanto ao envelhecimento do ligante asfáltico, o nanocompósito apresentou maior resistência à oxidação. Segundo YU *et al.* (2009), este fato está relacionado com a formação da estrutura esfoliada. Neste sentido, durante o processo de oxidação do asfalto, como mostra a Figura 2.16, as camadas individuais de silicato evitam de forma eficiente a permeabilidade do oxigênio e a perda de voláteis por meio de suas restrições geométricas, reduzindo a oxidação do asfalto notavelmente.

Figura 2.16 - Mecanismo de antienvelhecimento do asfalto nanomodificado.



Fonte: Yu *et al.* (2009).

You *et al.* (2011), avaliaram o módulo de cisalhamento dinâmico de ligantes asfálticos (PG 68-24) com incorporação de 2% e 4% de nanoargila em peso. O nanocompósito asfáltico foi produzido utilizando um misturador de alto cisalhamento. Para a adição das nanopartículas, o asfalto foi aquecido a 160 °C e a mistura realizada a 2.500 rpm por um período de 3 horas. Ensaio de DRX indicaram que as partículas foram esfoliadas no interior da matriz do ligante asfáltico. Na reometria, os resultados mostraram um aumento no módulo de cisalhamento dinâmico na ordem de 184% e 196% para as incorporações de 2% e 4%, respectivamente. O estudo não esboça resultados no tocante ao ângulo de fase.

Estudos desenvolvidos por Goh *et al.* (2011), avaliaram a sensibilidade de misturas asfálticas nanomodificadas por argila quanto ao dano por umidade, conforme preconiza a norma AASHTO T 283. O teor de nanopartículas introduzidas através de alto cisalhamento foi de 0% a 2%, em peso de ligante. De forma geral, os resultados das misturas de asfalto modificado com 1,5% de nanoargila apresentaram maiores resistências à tração e menos susceptibilidade aos danos por umidade.

Jahromi & Ahmadi (2011), realizaram experimentos comparativos entre misturas asfálticas não modificadas e modificadas por nanoargilas. Dois tipos de nanoargilas comerciais foram utilizadas: Nanofil-15 e Cloisite 15A. A modificação do ligante com nanoargila foi realizada com 2%, 4% e 7% em peso da matriz, sob 150 °C (viscosidade de 170 Pa.s) com agitador mecânico a uma velocidade de 550 rpm durante 30 min. Foram realizados ensaios de módulo de resiliência (ASTM D 4123) e fadiga por compressão diametral. Os resultados dos testes mostraram que as modificações com nanoargila aumentaram a rigidez da mistura. No que

tange à fadiga, as misturas não modificadas tiveram melhor desempenho a temperaturas baixas (5 °C) mas a temperaturas mais altas (25 °C), a mistura modificada apresentou melhor desempenho.

Outro estudo divulgado por Jahromi & Khodaii (2009), avaliou o ligante modificado por nanoargila (Nanofil-15 e Cloisite 15A) com relação à esfoliação das nanopartículas na matriz de asfalto através de DRX, ao envelhecimento a curto e longo prazo e no ensaio de cisalhamento dinâmico (*Dynamical Shear Rheometer - DSR*) (ASTM D 7175). A modificação do ligante com nanoargila foi realizada com 2%, 4% e 7% em peso da matriz, sob 150 °C (viscosidade de 170 Pa.s) com agitador mecânico a uma velocidade de 550 rpm durante 30 min. Os resultados de difratometria de raios X do ligante modificado indicaram que a matriz de asfalto é capaz de esfoliar completamente a argila organofílica.

Os ensaios de Jahromi & Khodaii (2009) demonstraram, também, que a nanoargila aumentou a rigidez e a resistência ao envelhecimento do ligante asfáltico, apresentando também maior componente elástica e menor dissipação de energia mecânica, comparado ao ligante não modificado. Em relação ao ensaio de reometria, concluíram que a modificação com nanoargila aumenta o módulo complexo e diminui o ângulo de fase.

Galooyak *et al.* (2011) buscaram melhorar a estabilidade à estocagem do ligante asfáltico modificado por SBS (Estireno-Butadieno-Estireno) com a incorporação de montmorilonita (Nanofil 948). A incorporação de SBS foi realizada com 5% de polímero, a 180 °C, com 4.000 rpm sob um período de 4 horas. Posteriormente, a montmorilonita (Nanofil 948) foi incorporada a 180 °C, com 4.000 rpm pelo período de 30 minutos. As propriedades dos nanocompósitos foram comparadas com as do ligante modificado apenas por SBS. Os resultados mostraram que a presença de nanoargila melhora a estabilidade de armazenagem e a resistência ao envelhecimento. Quanto à reologia, houve um aumento no módulo complexo, diminuição do ângulo de fase, com comportamento elástico dominante. É ressaltado ainda, que a maior parte dos benefícios são obtidos pela escolha de uma quantidade apropriada de argila a ser incorporada.

Golestani *et al.* (2012), também relatam o bom desempenho da modificação do ligante asfáltico por nanoargila/SBS. A nanoargila foi adicionada em várias proporções, em massa, com relação ao SBS incorporado (SBS/Nano=100/12,5, 100/25 e 100/50). As amostras de nanocompósitos foram preparados a 180 ± 5 °C, com velocidade fixa de 4.000 rpm durante 45 min. Os resultados mostraram que a nanoargila

pode melhorar as propriedades físicas, reológicas e o comportamento à estabilidade de armazenamento dos asfaltos poliméricos.

Zare-Shahabadi *et al.* (2010), publicaram resultados sobre a modificação de ligantes asfálticos com argila bentonítica organicamente modificada. Os asfaltos modificados foram preparados a 160 °C, com incorporação de 1%, 2%, 4%, 5% e 6% de argila em peso de ligante asfáltico, usando um misturador de alto cisalhamento da Silverson L4RT, com velocidade de rotação de 4.000 rpm durante cerca de 1 hora. Os testes reológicos mostraram que os asfaltos modificados exibem maior módulo complexo, menor ângulo de fase e maior resistência à deformação permanente. Os ensaios de reômetro de fluência em viga (*Bending Beam Rheometer - BBR*) indicaram que a adição de argila bentonítica organicamente modificada pode melhorar significativamente as propriedades reológicas em baixas temperaturas, ou seja, trincas térmicas no ligante asfáltico.

Yao *et al.* (2012), estudaram a adição de um polímero nanomodificado por argila organofílica no ligante asfáltico (PG 58-34), com concentração de 2% a 4% em peso de ligante asfáltico. Foram realizados os seguintes ensaios Superpave: viscosidade rotacional, reômetro de cisalhamento dinâmico (*Dynamical Shear Rheometer - DSR*) e reômetro de fluência em viga (*Bending Beam Rheometer - BBR*). Além disso, o envelhecimento de curto e longo prazo também foram analisados, pela estufa de filme fino rotativo (*Rolling Thin Film Oven Test - RTFOT*) e vaso de envelhecimento sob pressão (*Pressure Aging Vessel - PAV*), respectivamente. A incorporação dos nanomateriais foi realizada com um misturador de alto cisalhamento, com velocidade de rotação de 4.000 rpm, sob uma temperatura de 130 °C e por, aproximadamente, 2 horas.

Neste programa experimental, Yao *et al.* (2012) concluíram que o desempenho global do polímero nanomodificado por argila organofílica é melhorado em termos de resistência à deformação e a fadiga. Quanto ao ensaio de BBR, foi verificado que o desempenho em baixas temperaturas é o mesmo que o ligante asfáltico de controle.

Leite *et al.* (2012), estudaram o efeito da adição de duas nanoargilas organofílicas (Cloisite e Dellite) em dois tipos de ligantes asfálticos, com teor de 2% e 4% em peso da matriz. As modificações foram realizadas por aquecimento durante 3 horas em agitador de alto cisalhamento a 160 °C. Os ligantes asfálticos foram submetidos aos ensaios das especificações ANP (Agência Nacional de Petróleo, Gás e Biocombustíveis) e Superpave. Em linhas gerais, os resultados demonstraram que a nanomodificação do ligante asfáltico acarretou em menor susceptibilidade térmica, ganho em resistência ao envelhecimento,

maior viscosidade a 60 °C, maior ponto de amolecimento e ganho de 1 PG (6 °C) no desempenho a frio do ligante asfáltico. Contudo, relatam que efeitos depende do tipo e da concentração do nanomodificador e ainda do processo de produção do ligante asfáltico.

Cavalcante (2010), realizou ensaios reológicos nas altas temperaturas em ligantes asfálticos (CAP 50-70 e CAP 30-45) com incorporação de 3% de montmorilonita organofílica comercial (Benathix - Rheox). A incorporação do nanomaterial foi conduzida em um misturador de alto cisalhamento, com 540 rpm, pelo período de 60 min e com a temperatura da matriz asfáltica em 150 °C. Os resultados mostraram um aumento no parâmetro $G^*/\sin \delta$ dos ligantes asfálticos nanomodificados.

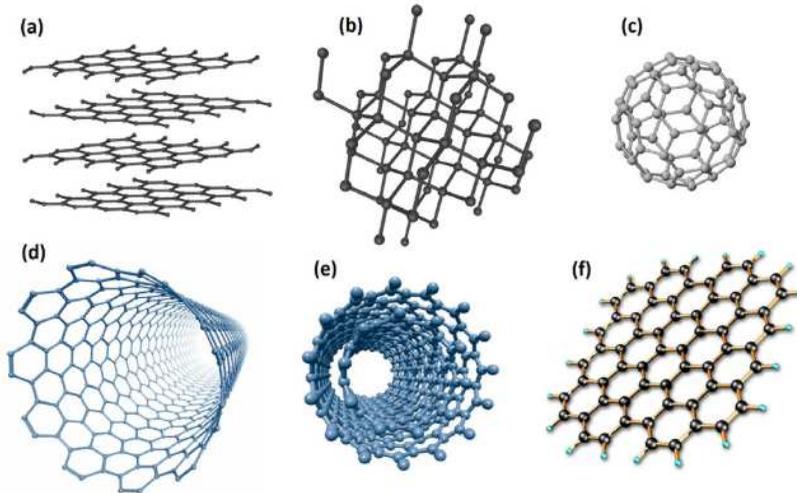
2.2.3 Nanomateriais de Carbono

2.2.3.1 Estruturas de Carbono

A descoberta das nanoestruturas de carbono tem despertado e estimulado o interesse de pesquisadores devido as suas exclusivas propriedades físicas e ainda as suas potenciais aplicações práticas em física, geologia, engenharia, medicina, farmacologia e biologia (BASUDEV *et al.*, 2006).

O carbono é um dos elementos químicos mais abundantes na natureza, podendo ser encontrado em diversas formas alotrópicas, como a grafita (estrutura cristalina hexagonal) e o diamante (estrutura cristalina cúbica). Além das formas alotrópicas naturais, o carbono apresenta outros alótropos, tais como o amorfo, o fulereno (C60 e C28), o grafeno e o nanotubo de carbono (Figura 2.17), com diferentes características, o que faz do carbono um elemento interessante por apresentar propriedades físicas e químicas distintas (ZARBIN & OLIVEIRA, 2013).

Figura 2.17 - Estruturas elementares do carbono: (a) grafita, (b) diamante, (c) fulereno, (d) nanotubo de carbono de parede simples, (e) nanotubo de carbono de parede múltipla e (f) grafeno.



Fonte: Zarbin & Oliveira (2013).

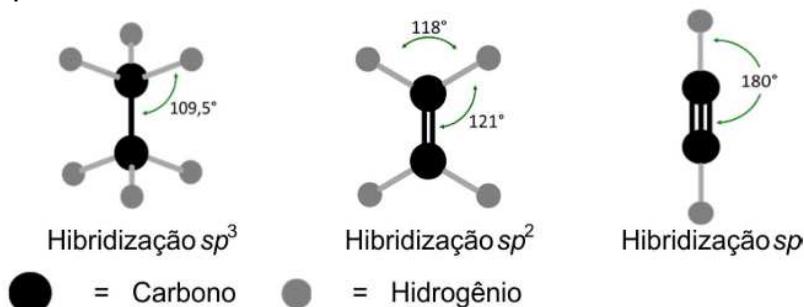
A grafita e o diamante foram as primeiras estruturas elementares de carbono descobertas e são consideradas as duas formas cristalinas de carbono puro naturais. A grafita é formada pela sobreposição de folhas de grafeno que se unem através de interações fracas do tipo van der Waals. No grafeno, cada átomo de carbono, com hibridização “ sp^2 ”, se liga a outros três formando uma rede bidimensional de anéis hexagonais. No diamante, cada átomo de carbono, com hibridização “ sp^3 ”, se liga a outros quatro formando um arranjo espacial tetraédrico resultando numa estrutura tridimensional que faz com que o diamante seja extremamente rígido e estável (ZARBIN & OLIVEIRA, 2013).

A partir dos anos 1980, foi descoberta uma nova forma de carbono conhecida como fulereno, com 60 átomos de carbono em sua estrutura, assemelhando-se a uma de bola de futebol. Os fulerenos (C_{60}) são constituídos por átomos de carbono organizados em disposições pentagonais e hexagonais para formar uma esfera oca (GREENSHIELDS, 2011).

A hibridização “ sp ” envolve a mistura de um orbital “ s ” com “ p ”, formando dois orbitais híbridos disposto a um ângulo de 180° . Quando o carbono se hibridiza na forma “ sp^2 ”, um orbital “ s ” se combina com outros dois “ p ”, formando três orbitais orientados de maneira trigonal,

formando um ângulo de aproximadamente 120° . Os nanotubos e fulerenos possuem este tipo de orbitais. O terceiro tipo de hibridização feita pelo carbono chama-se “ sp^3 ”, no qual um orbital “s” se mistura com outros três orbitais “p”, formando quatro orbitais híbridos “ sp^3 ”. Estes orbitais estão orientados de forma tetragonal e com um ângulo de $109,5^\circ$. A Figura 2.18 apresenta as hibridizações do átomo de carbono (MARTINS *et al.*, 2013).

Figura 2.18 - Modelos de hibridizações para o átomo de carbono e geometrias espaciais.



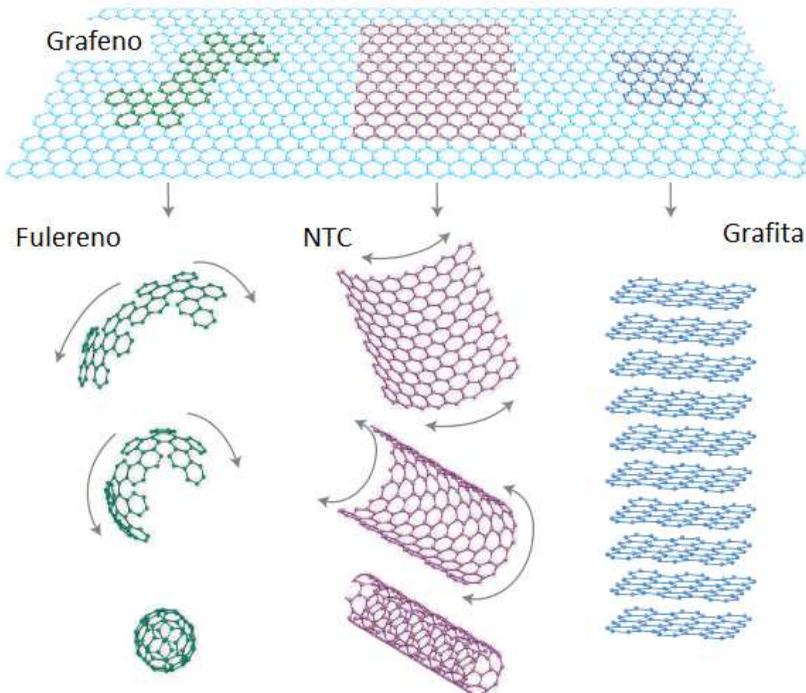
Fonte: Martins *et al.* (2013).

2.2.3.2 Nanotubos de Carbono (NTC)

O nanotubo é uma forma alotrópica do carbono, sendo definido como uma rede hexagonal de átomos deste, enrolado em forma de cilindro. Embora similar à grafita, em termos de composição química, os nanotubos de carbono são altamente isotrópicos. Essa topologia de que os distingue de outras estruturas de carbono e confere a esses materiais suas propriedades diferenciadas (MARTINS, 2010).

O grafeno é o nome dado a uma folha bidimensional formada por hexágonos de átomos de carbono com hibridização “ sp^2 ”, gerando uma espécie de colméia. Como mostrado na Figura 2.19, sua rede estendida é o bloco básico de construção de alótropos importantes como a grafita, o fulereno e o nanotubo de carbono (GEIM & NOVOSELOV, 2007).

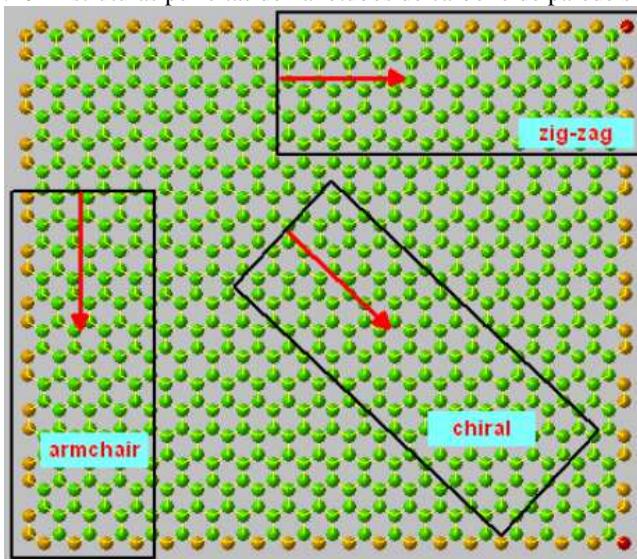
Figura 2.19 - Formas de arranjo de uma folha de grafeno para formar o nanotubo de carbono (NTC), a grafita e o fullereno.



Fonte: Adaptado de Geim & Novoselov (2007).

Segundo Prem (2008 *apud* MARCONDES, 2012), existem infinitas formas de se enrolar uma folha de grafeno a fim de se formar um NTC de uma única camada. Contudo, os autores fazem referência a três tipos distintos de organização dos átomos em relação ao eixo do nanotubo de carbono, (característica esta conhecida como quiralidade) com as designações de zig-zag, armchair (poltrona) e chiral (espiral), conforme a Figura 2.20.

Figura 2.20 - Estruturas perfeitas de nanotubos de carbono de parede simples.

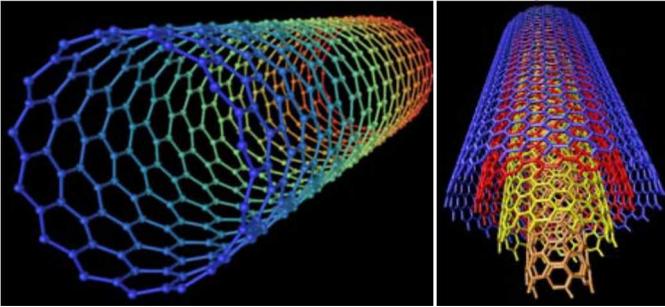


Fonte: Prem (2008 *apud* MARCONDES, 2012).

O NTC com suas propriedades físico-químicas inovadoras, (entre as quais pode-se citar: a elevada razão de aspecto, condutividade térmica, comportamento metálico ou semicondutor, leveza, elevada área superficial e alta resistência mecânica) fazem dele um material com elevado potencial de aplicação nas mais diversas áreas. O NTC pode ser classificado em duas categorias principais, diferenciadas pela quantidade de folhas de grafeno que são enroladas sobre o mesmo eixo (CANTALINIA, 2004; GREENSHIELDS, 2011):

- Nanotubo de parede simples (NTCPS) ou SWCNT (*Single-Walled Carbon Nanotubes*), conforme Figura 2.21 (a); e,
- Nanotubo de parede múltipla (NTCPM) ou MWCNT (*Multi-Walled Carbon Nanotubes*), conforme Figura 2.21 (b).

Figura 2.21 - Ilustração das principais estruturas de nanotubos de carbono: (a) nanotubo de camada única e (b) nanotubo de camadas múltiplas.



Fonte: Hapuarachchi (2010).

O nanotubo de parede dupla (NTCPD), ou DWNT (*Double-Wall Carbon Nanotube*), é outro tipo especial de NTCPM. O número de paredes (ou camadas) pode variar de uma a várias centenas e o diâmetro externo pode alcançar 100 nm. O diâmetro interno dessas estruturas pode variar entre 0,4 nm e 2,5 nm e o comprimento varia de alguns micrômetros.

2.2.3.2.1 Propriedades dos Nanotubos de Carbono (NTC)

As propriedades mecânicas dos nanotubos são singulares, com alto módulo de elasticidade e resistências que superam as dos aços de alta resistência em três e dez vezes. Dependendo do tipo do nanotubo e da presença de defeitos, podem resistir até 63 GPa na tração e alcançar 1500 GPa de módulo. Com estas propriedades, os nanotubos de carbono apresentam grande potencial para aplicação como reforço mecânico em outros materiais (GAO *et al.*, 1998; WALTERS *et al.*, 1999; YU *et al.*, 2000; THOSTENSON *et al.*, 2001).

As características mecânicas dos nanotubos de paredes múltiplas além de dependerem do diâmetro, comprimento e quiralidade ainda são influenciadas pelas interações entre os nanotubos de camada simples que o compõe. Contudo, quando utilizados como reforço em materiais compósitos, os nanotubos de paredes múltiplas comportam-se como nanotubos de parede simples, pois apenas o tubo externo responde a solicitações de tração sendo que o conjunto de tubos internos contribui para a rigidez e auxilia na resistência a esforços radiais e a flexão (LORDI & YAO, 1998; PONCHARAL *et al.*, 1999).

Segundo Iijima *et al.* (1995), medidas realizadas utilizando-se a sonda de um microscópio de força atômica em nanotubos individuais mostraram que estes podem ainda ser tensionados e torcidos repetidamente, apresentando flexões completamente reversíveis até a ângulos superiores a 110° , apesar da formação de complexas formas de torção. Além de poderem ser estirados em grandes deformações (até 10% do seu comprimento), sem que danos estruturais significativos sejam causados, indicando que sua estrutura é notavelmente flexível e elástica.

Para Han & Fina (2010), uma das propriedades mais relevantes nos NTC é a sua estabilidade térmica sob situações reacionais, abrangendo também o seu calor específico. Pesquisas realizadas revelam que os NTC possuem uma elevada estabilidade térmica (até 2800°C) no vácuo e uma alta condutividade térmica, alcançando valores de 2800 a $6000 \text{ W}\cdot\text{K}^{-1}\cdot\text{m}^{-1}$ a temperatura ambiente. Esta condutividade é comparável aos melhores condutores conhecidos, como é o caso da grafita e do diamante.

Para Hadijev *et al.* (2001), o efeito mais promissor nestes materiais é a combinação de alta flexibilidade e resistência como a rigidez, o que representa uma vantagem em termos de condutividade térmica, elétrica e resistência mecânica em compósitos. A combinação de tamanho, estrutura e topologia é o que confere aos nanotubos de carbono essas excelentes propriedades mecânicas.

No entanto, conforme Biercuk *et al.* (2002), as propriedades mais importantes dos nanotubos de carbono, e que devem ser consideradas principalmente para a preparação de nanocompósitos a partir desse material, são as propriedades de superfície, que afetam a dispersão dos nanotubos na matriz. A forte interação de van der Waals entre os nanotubos fazem com que estes formem aglomerados de até 100 nm de diâmetro. Esses aglomerados podem ser desfeitos por cisalhamento e isso pode causar falhas nos nanotubos em tensões muito abaixo da tensão que pode ser suportada por um único nanotubo.

Liu & Wagner (2005), enfatizam que dispersão é um dos fatores principais na produção de compósitos com NTC. Uma boa dispersão, além de facultar uma maior área de superfície a fim de possibilitar uma melhor interação com a matriz, permite evitar que o aglomerado de NTC concentre todas as tensões, o que afetaria o desempenho mecânico dos compósitos.

Vários autores (MA *et al.*, 2007; KOSMIDOU *et al.*, 2008; MA *et al.*, 2009) ressaltam que uma concentração de NTC superior à crítica, implica na diminuição das características mecânicas dos compósitos, ficando em alguns casos inferiores à matriz pura. A alta concentração de NTC dificulta a sua dispersão uniforme na matriz.

2.2.3.2.2 Resultados de Nanocompósitos com Nanotubos de Carbono (NTC)

Allaoui *et al.* (2002), constataram que a incorporação de 1% em massa de NTCPM em uma matriz de epóxi resultou em um aumento no módulo de Young e na tensão de ruptura de 100% e 200%, respectivamente, em relação à matriz pura. Os efeitos desse reforço também foram observados pela adição de NTCPM em resinas fenólicas, em poliestireno e em uma série de outros polímeros.

Bokobza & Rapoport (2002), investigaram o efeito da incorporação NTCPM na borracha natural. A adição de 10% de NTCPM resultou em um aumento de 470% e 670% do módulo de elasticidade e da tensão na ruptura, respectivamente.

Santagata *et al.* (2012), estudaram a incorporação de NTC na matriz asfáltica. No estudo apresentado foram preparadas matrizes com diversas concentrações de NTC (0,1%, 0,5% e 1,0% em peso do ligante asfáltico). As amostras foram submetidas à caracterização reológica em diferentes condições de envelhecimento (RTFOT e PAV). Os NTC foram incorporados por misturador de alto cisalhamento, na temperatura de 160 °C, sob 1.550 rpm durante 40 min.

Os resultados obtidos indicaram que os nanotubos de carbono podem afetar significativamente as propriedades reológicas de ligantes asfálticos, se adicionado com percentagens de pelo menos 0,5% em peso da matriz. É relatada uma melhoria significativa em termos de rigidez e elasticidade a baixas frequências e altas temperaturas, proporcionando efeitos benéficos na resistência à deformação permanente. Outros ganhos são apontados, tais como a resistência ao trincamento térmico e a redução significativa na susceptibilidade ao envelhecimento oxidativo.

2.3 PRINCIPAIS PONTOS DO CAPÍTULO

A seguir são elencados os pontos mais importantes abordados no capítulo.

- Os ligantes asfálticos podem apresentar comportamento elástico, viscoso ou viscoelástico, dependendo de fatores como temperatura, nível de tensão e tempo de atuação do carregamento;
- A caracterização dos ligantes asfálticos através de ensaios empíricos apresenta limitações inerentes, que não permitem a

determinação de propriedades fundamentais dos ligantes asfálticos relacionadas com o desempenho em campo;

- Os parâmetros reológicos da especificação Superpave de ligantes asfálticos apresentam limitações na predição da contribuição do ligante asfáltico no comportamento das misturas asfálticas;
- O argilomineral mais utilizado em nanocompósitos asfálticos é a montmorilonita, por apresentar alta capacidade de troca catiônica e elevado espaçamento basal, facilitando a obtenção de um nanocompósito esfoliado;
- A montmorilonita é hidrofílica, sendo necessário torná-la organofílica para ser compatível com a matriz orgânica. A modificação orgânica da montmorilonita é realizada pela troca de cátions inorgânicos por cátions orgânicos (surfactantes) na região interlamelar;
- Quanto maior a quantidade de cargas e o tamanho da cadeia alquila do surfactante, maior será o espaçamento basal da argila modificada;
- A adição de cargas nanométricas para reforçar matrizes ocorre em pequenas porcentagens por questões principalmente de custo e para facilitar a dispersão das cargas na matriz;
- A incorporação da montmorilonita na matriz pode resultar em quatro tipos de compósitos: microcompósito, nanocompósito intercalado, esfoliado e misto;
- A partir da técnica de difratometria de raios X é possível verificar o tipo de nanocompósito formado;
- Na maioria das pesquisas, a incorporação da nanoargila na matriz asfáltica tem sido realizada através de misturador de alto cisalhamento, com temperatura do ligante asfáltico entorno de 150 °C e com velocidade ao redor de 5.000 rpm;
- Diversos estudos têm relatado efeitos reológicos benéficos da incorporação da nanoargila no ligante asfáltico. Os principais dizem respeito ao aumento de rigidez e redução do ângulo de fase nas altas temperaturas, ganho de desempenho nas baixas temperaturas, resistência ao envelhecimento e redução da susceptibilidade térmica;
- Os nanotubos de carbono apresentam elevada flexibilidade e módulo de elasticidade, sendo candidatos para a aplicação como reforço mecânico em outros materiais;

- A dispersão é um dos fatores principais na produção de nanocompósitos com NTC, podendo afetar o desempenho mecânico dos nanocompósitos;
- Elevadas concentrações de NTC podem implicar na diminuição das características mecânicas dos nanocompósitos, ficando em alguns casos inferiores à matriz pura; e,
- Pesquisas em diversas áreas têm apontado maior rigidez e elasticidade aos materiais reforçados com nanotubo de carbono.

3 REOLOGIA E VISCOELASTICIDADE LINEAR

Para casos correntes na engenharia, a teoria da elasticidade, regida pela lei de Hooke, fornece à análise mecânica uma equação independente do tempo, com parâmetros materiais determinados de forma simples. Os resultados, obtidos por esta, são satisfatórios apenas em um domínio muito limitado de aplicações. A lei de Hooke, todavia, não é capaz de interpretar precisamente fenômenos presentes em uma variedade de materiais, como por exemplo, os materiais asfálticos em determinadas temperaturas, prestando-se apenas a uma avaliação introdutória. Neste contexto, a viscoelasticidade se apresenta como uma teoria mais completa, capaz de representar fenômenos além daqueles modelados pela elasticidade, introduzindo ao assunto do estudo dos corpos deformáveis, uma relação no tempo entre a história dos campos de tensões e deformações presentes no corpo, característica esta que confere a estes materiais o título de materiais com memória.

Nesta perspectiva, este capítulo introduz ao campo da reologia, abordando os conceitos, relações e equações constitutivas que relacionam a tensão e a deformação sofrida nos materiais, reportando aos comportamentos de sólidos perfeitamente elásticos, fluidos newtonianos e não newtonianos, e materiais viscoelásticos. Quanto ao comportamento viscoelástico, a abordagem é aprofundada e direcionada aos materiais asfálticos.

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A palavra reologia tem origem grega: “*Rheo*” que significa fluir e “*Logos*” que significa estudo ou ciência. Banfill (1994) define reologia como a ciência que estuda o escoamento e as deformações dos materiais e relaciona a interação entre tensão de cisalhamento e deformação com o tempo. O campo da reologia estende-se desde a mecânica de fluidos newtonianos até a elasticidade de Hooke, contemplando também fenômenos intermediários.

Para Callister (2008), a reologia é uma área da física que analisa as deformações ou as tensões de um material provocadas pela aplicação de uma tensão ou deformação. O material pode estar tanto no estado líquido, gasoso quanto no estado sólido. A deformação de um sólido pode ser caracterizada por leis que descrevem a alteração do volume, tamanho ou forma, enquanto que o escoamento de um fluido, que pode estar no estado gasoso ou líquido, é caracterizado por leis que descrevem a variação contínua da taxa de deformação em função da tensão aplicada.

Assim, o comportamento dos materiais é caracterizado pela resposta que estes apresentam quando submetidos à tensão ou deformação. No caso de alguns materiais, este é descrito em termos de um material ideal: o sólido elástico ou o fluido viscoso (perfeito). No sólido elástico, a deformação sofrida é proporcional à força ou carga aplicada, retornando a sua forma inicial depois de removido o esforço, sendo denominada de primeira equação constitutiva, proposta em 1676 por Robert Hooke, ficando conhecida como a primeira lei de Hooke (JÚNIOR, Canevarolo, 2006; WASILKOSKI, 2006).

Quanto aos fluidos perfeitos, a primeira equação constitutiva, foi proposta por Isaac Newton, estabelecendo que a deformação total fosse proporcional tanto ao esforço mecânico (tensão) como ao tempo durante o qual essa solicitação estaria aplicada, ficando conhecida como lei de Newton da Viscosidade. A deformação do fluido viscoso é irreversível na ausência de forças externas, a energia de deformação é dissipada dentro do fluido em forma de calor e não pode ser recuperada se a tensão aplicada for cessada (NIELSEN & LANDEL, 1994; WARD & HADLEY, 1993; FERRY, 1960).

Muitos materiais reais obedecem a essas leis ideais. A lei de Hooke, por exemplo, é equação constitutiva básica na mecânica dos sólidos, e muitos materiais metálicos e cerâmicos apresentam comportamento “hookeano”, quando em baixas deformações. Neste mesmo sentido, os fluidos newtonianos são a base para a mecânica dos fluidos clássica. Os gases e a maioria dos líquidos com pequeno tamanho de molécula, como a água, apresentam comportamento newtoniano (MACOSKO, 1993).

Não obstante, outros materiais, como por exemplo, cimentos asfálticos de petróleo e misturas asfálticas, em determinadas temperaturas, não apresentam comportamento de líquidos ideais ou sólidos ideais mas sim, possuem comportamento intermediário, mais complexo, denominado de comportamento viscoelástico (MERBOUH, 2010; MOUAZEN, 2011).

3.2 COMPORTAMENTO REOLÓGICO DOS SÓLIDOS ELÁSTICOS

Quando se considera a deformação de um determinado material a partir de uma tensão suficientemente baixa, observa-se que, para alguns materiais sólidos, a deformação cessa de existir se o esforço for removido. Esta deformação reversível caracteriza o que é conhecido como regime elástico. Para uma gama de materiais sólidos observa-se que a deformação

produzida é proporcional à tensão aplicada. Diz-se que estes materiais possuem comportamento elástico linear, pois obedecem à lei de Hooke (HERTZBERG, 1996; MUSKHELISHVILI, 1963).

Nesta concepção, o exemplo mais simples de aplicação da lei de Hooke pode ser visto em uma mola ideal. Quando uma mola de aço está sob a ação de uma força, ela sofre uma deformação (Δx) proporcional à força aplicada (F). É característica da mola, que cessada a força deformadora, ela volte à condição inicial. A deformação da mola depende do tipo de material que ela é feita, do diâmetro das espiras, do diâmetro do fio, etc. Desta forma, representa-se essa dependência pela constante elástica da mola ou rigidez (k). Matematicamente, se expressa a equação constitutiva, chamada de primeira lei de Hooke, conforme a equação 3.1 (SILVA, 1999; TSCHIPSCHIN, 2003; CALLISTER, 2008).

$$F = -k \Delta x \quad (3.1)$$

Onde:

F = força aplicada;

k = constante elástica da mola; e,

Δx = alongamento ou encurtamento da mola.

O sinal negativo na equação 3.1 indica que a força que a mola aplica a um objeto suspenso é contrária ao sentido da deformação causada na mola.

Analogamente à mola ideal, no domínio das pequenas deformações, o comportamento de um sólido linear elástico, para os casos de solitação axial (tração e compressão) e de cisalhamento, define-se como uma relação linear entre a tensão e a deformação, conforme as equações 3.2 e 3.3, respectivamente. Um material puramente elástico é usualmente representado pelo elemento da Figura 3.1 (a) (SANTOS, 2008).

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.2)$$

$$\tau = G \cdot \gamma \quad (3.3)$$

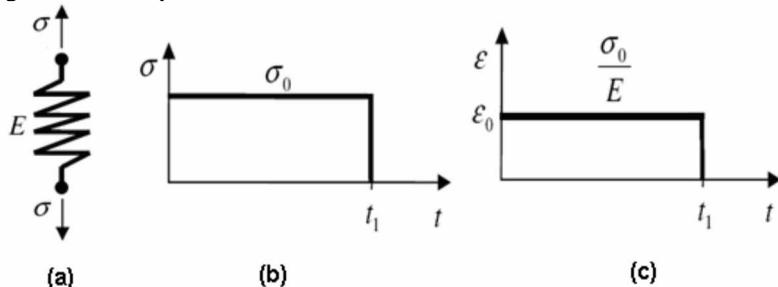
Onde:

σ = tensão axial;

τ = tensão tangencial ou de cisalhamento;

E, G = designam, respectivamente, o módulo de elasticidade (rigidez) e o módulo de cisalhamento do material (módulo de elasticidade transversal); e ,
 ε, γ = representam, respectivamente, a deformação específica longitudinal e a distorção específica.

Figura 3.1 - Comportamento elástico linear.



Fonte: Santos (2008).

A constante E da equação 3.2, caracteriza a resposta do material a uma tensão normal na direção de aplicação da força, sendo chamada de módulo de rigidez, em inglês, “*stiffness modulus*”. Também é encontrada na literatura a designação por módulo de Young ou módulo de elasticidade longitudinal. O módulo de rigidez é uma propriedade intrínseca do material. No gráfico tensão *versus* deformação, o módulo de elasticidade corresponde à inclinação da reta tangente (coeficiente angular) (SILVA, 1999; SANTOS, 2008).

O inverso do módulo de rigidez é denominado módulo de flexibilidade, denotado por $J \equiv E^{-1}$. Esta constante é denominada “*compliance*” em inglês e, descreve a deformação (ou seja, o quanto o material cede) em função da tensão normal aplicada. O módulo de flexibilidade também recebe outros nomes na literatura nacional, alguns exemplos são: módulo de submissão e compliância (TSCHIPTSCHIN, 2003).

Quando a tensão axial (σ) é aplicada, é gerada uma deformação elástica. Então, surge uma razão negativa entre as tensões laterais e axiais, a qual é definida como coeficiente de Poisson segundo a equação 3.4.

$$\nu = -\frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = -\frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z} \quad (3.4)$$

Onde:

ν = coeficiente de Poisson;
 ε_x = deformação específica na orientação x ;
 ε_y = deformação específica na orientação y ; e,
 ε_z = deformação específica na orientação z .

A relação entre as deformações transversal e longitudinal é constante, dentro da região elástica. Assim, através do coeficiente de Poisson, pode-se obter a deformação transversal. Da mesma forma que o módulo de rigidez, o coeficiente de Poisson é uma propriedade intrínseca de um dado material (CALLISTER, 2008).

O coeficiente de Poisson varia para a maioria dos materiais no intervalo $0,2 \leq \nu \leq 0,5$, com forte concentração de valores em torno de $\approx 0,3$. Existem, todavia, alguns materiais com microestruturas muito características (materiais celulares) que podem apresentar coeficiente de Poisson negativo (ou seja, eles se expandem quando esticados). Um coeficiente de Poisson $\nu = 0,5$ corresponde à conservação do volume durante a deformação elástica (CALLISTER, 2008).

Para os materiais isotrópicos, isto é, aqueles que apresentam as mesmas propriedades físicas independente da direção cristalográfica, os módulos de cisalhamento e elasticidade estão correlacionados entre si e com o coeficiente de Poisson conforme a equação 3.5 (CALLISTER, 2008).

$$\nu = \frac{E}{2G} - 1 \quad (3.5)$$

Onde:

ν = coeficiente de Poisson;

E = módulo de elasticidade (rigidez); e,

G = módulo de cisalhamento do material (módulo de elasticidade transversal).

3.3 COMPORTAMENTO REOLÓGICO DOS FLUIDOS

Segundo Machado (2002), a diferença entre um sólido e um fluido ideal está justamente na resposta ou no comportamento de ambos quando submetidos a um esforço. Nos fluidos ideais, diferentemente dos sólidos ideais, todas as deformações envolvem algum tipo de escoamento irreversível entre as moléculas ou entre as camadas.

Uma das propriedades medida na deformação de fluidos é a viscosidade. Ela é um fator determinante para o uso e aplicações dos

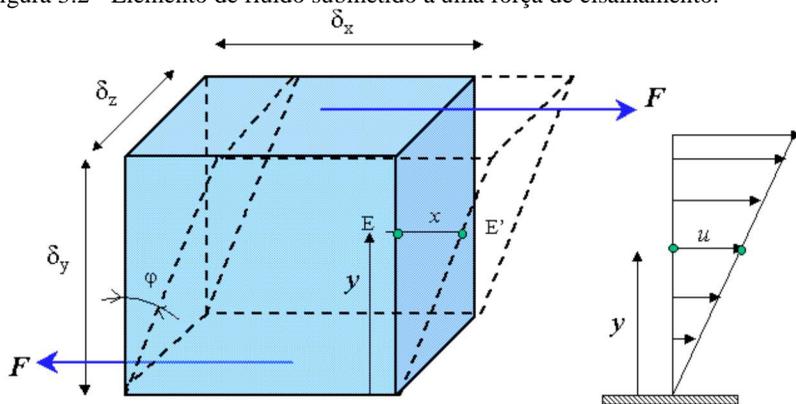
materiais fluidos, fornecendo importantes informações sobre variações estruturais que ocorrem durante a aplicação de uma deformação ou tensão (OSWALD, 1994).

Do ponto de vista físico, a viscosidade pode ser definida como a resistência ao movimento do fluir de um material, podendo ser compreendida como o atrito interno do sistema. O primeiro modelo que possibilitou correlacionar a taxa de deformação de um fluido com a tensão externa ao qual este é submetido foi proposto por Isaac Newton (CHHABRA & RICHARDSON, 2008).

Na mecânica dos fluidos, a designação “taxa” é mais apropriada quando se trata de fluidos, uma vez que, diferentemente dos sólidos, quando submetidos a qualquer tensão externa, os fluidos se deformam continuamente até se defrontarem com alguma barreira física que interrompa o escoamento. Assim, a caracterização reológica dos fluidos envolve a determinação, não de uma deformação absoluta, mas de uma “taxa” de deformação do material com o tempo (MORRISON, 2001 *apud* GOMES, 2004).

De acordo com a Figura 3.2, para um melhor entendimento do conceito físico e matemático da viscosidade, consideram-se duas placas paralelas de área $A = \delta z \times \delta x$, separadas por uma distância (y), uma estacionária (inferior) e outra em movimento (superior), e entre elas um fluido. Uma força (F) é aplicada na parte superior, movimentando a placa a uma velocidade (u) constante em relação à placa inferior, que é mantida fixa (MALKIN, 2011; MUNSON *et al.*, 2004).

Figura 3.2 - Elemento de fluido submetido a uma força de cisalhamento.



Fonte: Adaptado de Munson *et al.* (2004).

A força (F) dá origem a uma tensão de cisalhamento, que existe somente devido às forças de coesão do fluido com as paredes da placa e entre as camadas de fluido, em caso de regime laminar. A força de cisalhamento dá origem a um gradiente de velocidade entre as placas. Supondo que não haja deslizamento do fluido nas paredes das placas, a velocidade do fluido será igual a zero na placa inferior e igual a u na placa superior (RITCHARD *et al.*, 2010; MUNSON *et al.*, 2004).

A lei de Newton da viscosidade diz que a relação entre a tensão de cisalhamento e o gradiente local de velocidade é definida através de uma relação linear, sendo a constante de proporcionalidade, a viscosidade do fluido. Assim, todos os fluidos que seguem este comportamento são denominados fluidos newtonianos. Matematicamente, a viscosidade pode ser descrita conforme a equação 3.6. O material viscoso é usualmente representado conforme o elemento da Figura 3.3 (a) (RITCHARD *et al.*, 2010; MUNSON *et al.*, 2004; SANTOS, 2008).

$$\tau = \eta \left(\frac{du}{dy} \right) = \eta \dot{\gamma} \quad (3.6)$$

Para uma tensão normal, conforme a equação 3.7:

$$\sigma = \eta \dot{\epsilon} \quad (3.7)$$

Onde:

τ = tensão de cisalhamento;

σ = tensão normal;

η = viscosidade dinâmica;

du = variação da velocidade entre as moléculas/partículas ou camadas do fluido;

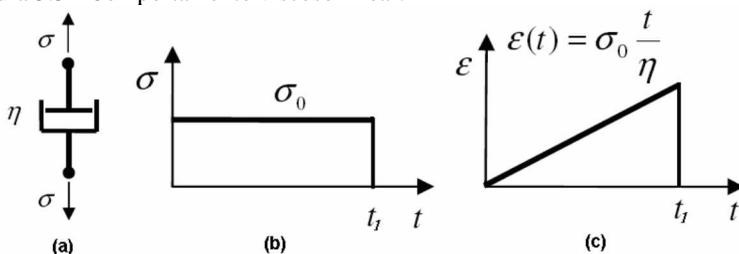
dy = distância entre as camadas/moléculas ou partículas;

du/dy = variação da deformação em função do tempo;

$\dot{\gamma}$ = taxa de cisalhamento; e,

$\dot{\epsilon}$ = taxa de deformação.

Figura 3.3 - Comportamento viscoso linear.



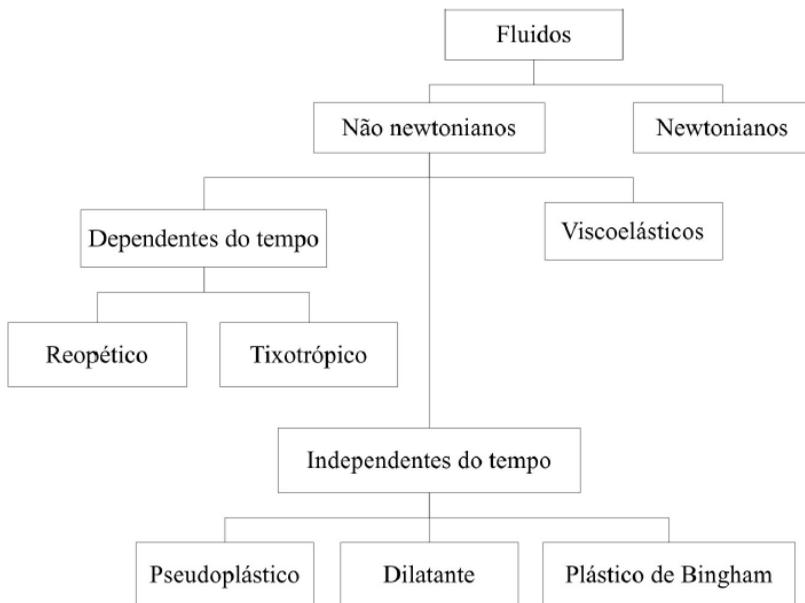
Fonte: Santos (2008).

Segundo Santos (2008), pode-se concluir que a taxa de cisalhamento é o deslocamento relativo das partículas ou das moléculas do fluido. Assim, a taxa de cisalhamento também pode ser denominada de taxa de deformação ou gradiente de velocidade. E ainda, quanto menor a viscosidade de um fluido, menor é a tensão necessária para submetê-lo a uma determinada taxa de cisalhamento constante.

A deformação que a tensão de cisalhamento origina é medida pelo tamanho do ângulo de deformação (φ) (Figura 3.2). Num sólido, o ângulo de deformação é constante para uma tensão de cisalhamento (τ) fixa. Num fluido, o ângulo de deformação aumenta quando uma tensão de cisalhamento é aplicada, e o fluido escoou (MUNSON *et al.*, 2004).

Conforme a Figura 3.4, os fluidos, em geral, são classificados em função do seu comportamento reológico. Este envolve a determinação e análise da relação entre a tensão de cisalhamento e a taxa de cisalhamento ou deformação para uma determinada condição de temperatura e pressão. De uma maneira bem abrangente, os fluidos podem ser classificados reologicamente como newtonianos e não newtonianos (CHHABRA & RICHARDSON, 2008).

Figura 3.4 - Classificação dos fluidos segundo o comportamento reológico.



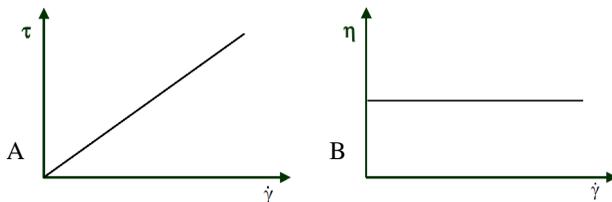
Fone: Chhabra & Richardson (2008).

3.3.1 Fluidos Newtonianos

Estes fluidos são caracterizados por obedecer à lei de Newton da viscosidade, onde a taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) é diretamente proporcional à tensão de cisalhamento aplicada (τ), sendo a proporcionalidade dada por uma constante intrinsecamente dependente da natureza do fluido. Essa constante é o coeficiente de viscosidade (η) que independe da variação da taxa de cisalhamento e do histórico anterior de cisalhamento. No entanto, dependem da composição, temperatura e pressão. Neste caso, a viscosidade pode ser denominada como absoluta (STEFFE, 1996).

A Figura 3.5 apresenta dois gráficos com características de comportamento newtoniano: a “curva da fluidez” que relaciona a tensão de cisalhamento (τ) e a taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$), e a “curva da viscosidade”, onde se tem a viscosidade aparente (η) em função da taxa de cisalhamento ($\dot{\gamma}$) (CHHABRA & RICHARDSON, 2008).

Figura 3.5 - Comportamento reológico de fluidos newtonianos: (a) curva da fluidez e (b) curva da viscosidade.



Fone: Chhabra & Richardson (2008).

Para os fluidos newtonianos, a viscosidade e a viscosidade aparente são idênticas. Assim, com a determinação de um ponto na curva tensão *versus* taxa de cisalhamento é suficiente para estabelecer o comportamento reológico do fluido (CHHABRA & RICHARDSON, 2008).

3.3.2 Fluidos Não Newtonianos

Nos fluidos não newtonianos, a viscosidade depende do cisalhamento aplicado ou do tempo de sua aplicação. Para estes fluidos, a viscosidade deixa de ser uma constante para se tornar uma propriedade dependente das condições em que o fluido é deformado ou tensionado. Neste caso, a viscosidade do fluido passa a ser denominada de viscosidade aparente (SCHARAMM, 2000).

Os sistemas não newtonianos apresentam três tipos de fenômenos que os distinguem de sistemas newtonianos: fenômenos independentes do tempo, fenômenos dependentes do tempo e fenômeno viscoelástico. A temperatura e a pressão exercem forte influência na reologia destes materiais (MACHADO, 2002).

3.3.2.1 Fluidos Não Newtonianos Independentes do Tempo

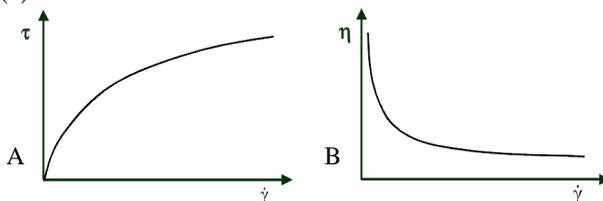
Os fluidos que possuem comportamento independente do tempo dependem somente da taxa de cisalhamento e dividem-se em três grupos principais: fluido de Bingham, pseudoplástico e dilatante (SHARMA *et al.*, 2000).

Nos fluidos pseudoplásticos, a viscosidade aparente diminui com o aumento da taxa de cisalhamento, independentemente do tempo de aplicação da força, e, ao cessar a força, o fluido volta a ter o valor de viscosidade inicial. Esses fluidos em repouso apresentam um estado

desordenado e quando submetidos a uma tensão de cisalhamento, suas moléculas tendem a se orientar na direção da força aplicada. Quanto maior a tensão aplicada, maior será a ordenação e, conseqüentemente, a viscosidade aparente será menor (MCCLEMENTS, 1999).

A Figura 3.6 apresenta o comportamento típico dos fluidos pseudoplásticos quanto à “curva da fluidez” e a “curva da viscosidade”.

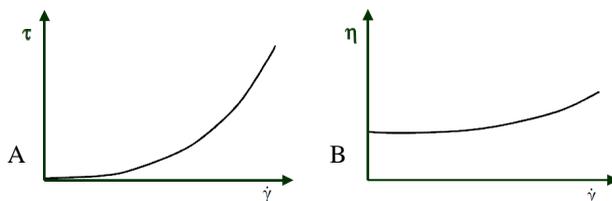
Figura 3.6 - Comportamento reológico de fluidos pseudoplásticos: (a) curva da fluidez e (b) curva da viscosidade.



Fone: Chhabra & Richardson (2008).

O comportamento dilatante é verificado quando a viscosidade aparente do fluido aumenta à medida que se eleva a taxa e/ou a tensão de cisalhamento. Esses fluidos se comportam como um líquido (escoam) a baixas tensões de cisalhamento, mas podem se tornar tão rígidos (não escoam) quanto um sólido quando submetidos a tensões de cisalhamento elevadas (CHHABRA & RICHARDSON, 2008). Na Figura 3.7 pode-se verificar o comportamento reológico desses fluidos.

Figura 3.7 - Comportamento reológico de fluidos dilatantes: (a) curva da fluidez e (b) curva da viscosidade.

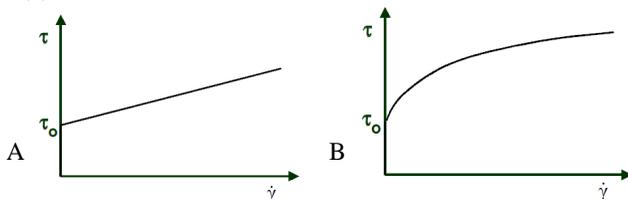


Fone: Chhabra & Richardson (2008).

Os plásticos de Bingham ou plásticos ideais são fluidos que inicialmente necessitam de uma tensão de cisalhamento, para que haja fluxo ou movimentação do material, pois apresentam resistência inicial ao escoamento. Uma vez atingida essa tensão, o fluido passa a apresentar um comportamento newtoniano. Abaixo do ponto de escoamento, o

fluido apresenta propriedades elásticas se comportando como um sólido (CHHABRA & RICHARDSON, 2008). O comportamento reológico desse fluido é representado pela Figura 3.8.

Figura 3.8 - Comportamento reológico dos plásticos de Bingham: (a) curva da fluidez e (b) curva da viscosidade.



Fone: Chhabra & Richardson (2008).

3.3.2.2 Fluidos Não Newtonianos Dependentes do Tempo

Os fluidos que dependem da taxa de cisalhamento, do histórico de tensões e do tempo de aplicação da mesma são classificados em dois grupos: tixotrópico e reopéxico (OLIVEIRA *et al.*, 2000).

Fluidos tixotrópicos são materiais cuja viscosidade aparente decresce quando submetidos a uma taxa ou tensão de cisalhamento constante. Este fenômeno é reversível, isto é, interrompido o cisalhamento, e após um tempo de repouso suficiente, a viscosidade aumenta, retornando à viscosidade inicial. O tixotropismo pode ser atribuído à presença de ligações de hidrogênio presentes entre as micelas coloidais e que, rompidas pela agitação, voltam a se formar no sistema em repouso (SHARMA 2000).

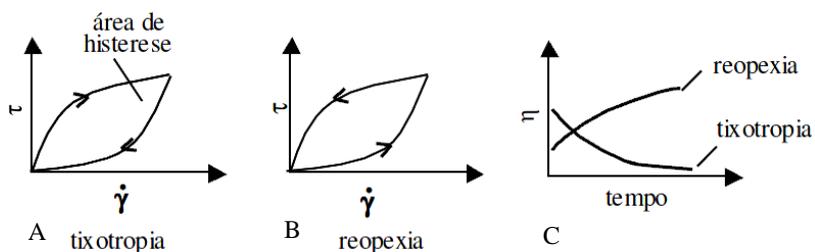
A tixotropia é facilmente observada quando se mexe com uma espátula uma tinta látex. Inicialmente a tinta parece muito viscosa, mas, com o tempo, ela vai se tornando mais fluida (BETIOLI, 2007).

Os fluidos reopéxicos possuem comportamento inverso ao tixotrópico. Com taxa ou tensão de cisalhamento constante, ocorre um aumento da viscosidade aparente, onde a curva de aceleração apresenta valores de tensão de cisalhamento inferiores aos valores da curva de desaceleração (FERREIRA, 2008).

O comportamento reopéxico é observado quando o material é submetido a altas taxas de cisalhamento por um longo intervalo de tempo, sendo posteriormente submetido a baixas taxas em um curto intervalo de tempo. Neste caso, uma parcela das partículas se unem para a formação de novos aglomerados (OLIVEIRA *et al.*, 2000).

Segundo Ferreira (2008) e Betioli (2007), para que seja possível verificar se o fluido apresenta ou não viscosidade aparente dependente do tempo, deve ser realizado um estudo reológico onde o fluido em análise deve ser submetido a um aumento de tensão (ida) e, quando essa atingir um valor máximo, ser reduzida até retornar ao valor inicial (volta). Se a substância não apresenta comportamento reológico dependente do tempo, as curvas de tensão *versus* taxas cisalhamento obtidas (ida e volta) devem ser coincidentes. Entretanto, se a viscosidade aparente muda com o tempo, as curvas de ida e volta não seguem o mesmo caminho, formando uma curva de histerese. Este comportamento pode ser observado na conforme a Figura 3.9.

Figura 3.9 - Representação do comportamento (a) tixotrópico e (b) reopéxico em função da taxa de cisalhamento, e (c) em função do tempo sob taxa de cisalhamento constante.



Fonte: Betioli (2007).

3.3.2.3 Fluidos Viscoelásticos

Uma definição apropriada dos fluidos viscoelásticos pode ser formulada em função da análise de suas propriedades reológicas. Segundo Christensen (1971), no comportamento viscoelástico é possível verificar tanto propriedades elásticas quanto viscosas, principalmente por serem capazes tanto de armazenar quanto dissipar energia mecânica.

Neste mesmo sentido, para Findley *et al.* (1976), um fluido viscoelástico, quando sujeito à aplicação rápida de uma força, é caracterizado por apresentar comportamento instantâneo elástico, seguido de um aumento lento e contínuo da deformação, com decréscimo de sua taxa temporal.

O parâmetro adimensional que caracteriza os materiais viscoelásticos é o número de Deborah (De). Este pode ser interpretado como a razão entre as forças elásticas e viscosas, sendo definido como a

razão entre o tempo de relaxação característico do material (λ) e o tempo de aplicação da tensão (t_{exp}) (equação 3.8).

$$De = \frac{\lambda}{t_{exp}} \quad (3.8)$$

Onde:

De = número de Deborah;

λ = tempo de relaxação ou “*creep*”; e,

t_{exp} = tempo de exposição (aplicação da tensão).

Quando $De \ll 1$, o fluido é considerado viscoso e neste caso as mudanças de conformação internas causadas pelo escoamento são destruídas pelo movimento térmico. No caso de um sólido elástico, o material tensionado pelo escoamento não tem tempo para relaxar durante a escala de tempo do processo ou experimento e $De \gg 1$. Quando $De \approx 1$, corresponde ao comportamento viscoelástico (BARNES *et al.*, 1989; FINDLEY *et al.*, 1976).

Tendo em vista que o tema viscoelasticidade é de grande importância para o desenvolvimento desta pesquisa, é apresentada na seção subsequente uma abordagem mais profunda no que tange à viscoelasticidade linear.

3.4 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS ASFÁLTICOS

Os materiais asfálticos apresentam um comportamento mecânico dependente do tempo. Em outras palavras, eles exibem características tanto viscosas quanto elásticas quando submetidos à deformação. O comportamento dependente do tempo de materiais asfálticos é manifestado através da fluência e do relaxamento. Esses fenômenos são comuns a todos os materiais dependentes do tempo. Enquanto o termo fluência representa um aumento da deformação com o tempo sob uma carga constante, o relaxamento é a diminuição da tensão com o tempo, sob uma deformação constante. O comportamento dependente do tempo implica que a tensão atual no interior de um material é influenciada não só pela deformação atual, mas também pelo histórico de deformação. Da mesma forma, a deformação atual é também influenciada pelo histórico das tensões. Devido a esta propriedade, tais materiais são ditos de materiais com memória. Assim, a modelagem constitutiva dos materiais dependentes do tempo, incorpora o efeito do histórico do tempo na

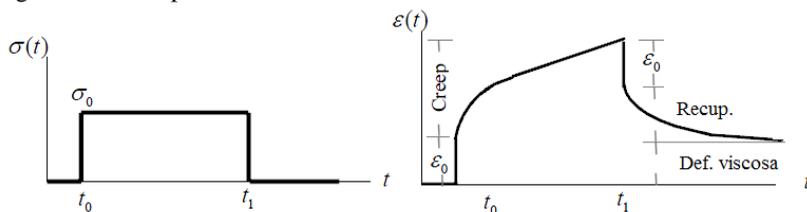
relação entre tensão e deformação (DONGMO-ENGELAND, 2005; JUNG, 2006; WOLDEKIDAN, 2011).

A seguir é apresentada uma abordagem sobre testes e técnicas de modelagem aplicáveis para materiais com comportamento dependente do tempo em geral e materiais asfálticos em particular. A primeira parte é direcionada a viscoelasticidade linear no que tange aos fundamentos na modelagem e os testes no âmbito laboratorial. Em um segundo momento, é apresentado os modelos reológicos mais utilizados.

3.4.1 Viscoelasticidade Linear

Um material viscoelástico possui características de materiais elásticos e viscosos e, como tal, apresenta um comportamento da deformação dependente do tempo, que é comumente referido como fluência. De acordo com a Figura 3.10, quando uma tensão constante (σ_0) é aplicada em um material viscoelástico, uma resposta instantânea da deformação (ε_0) é observada. Em seguida, é verificado um aumento contínuo da deformação. Logo, se a carga for mantida constante, durante um período mais longo, é observado que a deformação aumenta linearmente com o tempo. Quando a carga é removida, ocorre uma recuperação instantânea elástica seguida por uma recuperação tardia. A deformação irreversível é chamada de deformação viscosa (OLARD, 2003; WOLDEKIDAN, 2011).

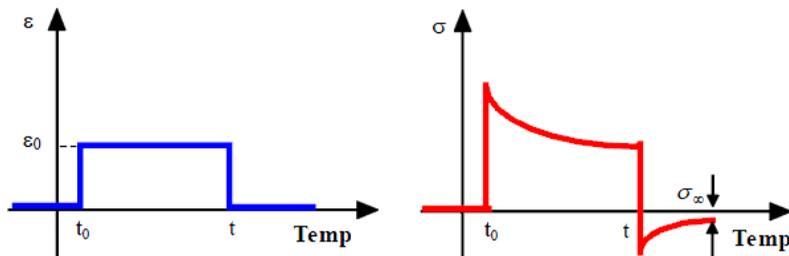
Figura 3.10 - Resposta de um material viscoelástico sob tensão controlada.



Fonte: Woldekidan (2011).

A Figura 3.11 ilustra a resposta de um material viscoelástico submetido a uma deformação constante.

Figura 3.11 - Resposta de um material viscoelástico sob deformação controlada.



Fonte: Olard (2003).

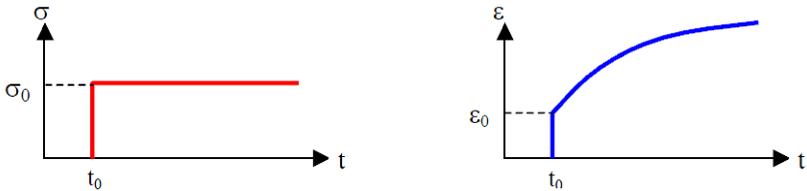
Segundo Bahia *et al.* (1999), quando as cargas aplicadas são muito pequenas, geralmente os materiais asfálticos assumem comportamento viscoelástico linear. Se os efeitos do tempo são retirados, a relação de tensão-deformação é, portanto, linear. Se o material é viscoelástico linear, dobrando-se a carga aplicada irá resultar na duplicação da deformação.

A resposta do material para cargas diferentes tem também um efeito aditivo. Isto implica que a resposta global do material é o resultado das várias cargas atuando em conjunto e é igual à soma da resposta das diversas cargas que atuam de forma autônoma no material. Esta propriedade obedece ao princípio da sobreposição linear (princípio da superposição de Boltzmann), o qual é assumido como sendo válido para a maioria de materiais elásticos lineares e materiais viscoelásticos. No entanto, se a aplicação da carga for grande, neste caso, sob o domínio do ligante de uma mistura asfáltica, os materiais asfálticos exibem um comportamento não linear.

3.4.2 Testes Experimentais no Domínio do Tempo: Fenômenos de Fluência e Relaxação de Tensões

Conforme Lakes (2009), o termo viscoelasticidade linear está associado à variável tempo, em resposta a uma tensão ou deformação constante aplicada. Desta forma, a resposta dos materiais viscoelásticos pode ser dividida em dois tipos de funções que descrevem a evolução no tempo: a função de fluência, que descreve a evolução da deformação exibida pelo material quando submetidos a uma tensão constante, conforme representado na Figura 3.12; e a função de relaxação, que representa a evolução da tensão suportada pelo material quando submetido a uma deformação constante, conforme a Figura 3.13.

Figura 3.12 - Fenômeno de fluência de um material viscoelástico.



Fonte: Olard (2003).

A partir da Figura 3.12 é possível verificar que a fluência (“*creep*”), está relacionada à tendência das partículas constituintes dos materiais sofrerem movimentos consequentes da aplicação continuada de cargas de intensidade constante. Esses testes são procedidos inicialmente com um corpo em estado natural (sem carregamento). Logo, no instante t_0 , é aplicada uma tensão (σ_0). Em resposta à aplicação da carga, uma deformação (ε_0) é observada de forma instantânea e, no caso dos materiais perfeitamente elásticos, essa deformação é mantida constante para, $t > t_0$. Entretanto, para materiais viscoelásticos, observa-se uma deformação incremental ($\varepsilon(t)$) que em geral apresenta tendência crescente ao longo do tempo, sendo determinada por uma taxa de variação $\dot{\varepsilon}(t) \geq 0$. Esse fenômeno de alteração no valor da deformação sob condições de carregamento uniforme no tempo é chamado de fluência (OLARD, 2003).

Segundo Drozdov (1996), o processo de fluência pode ser caracterizado pela deformação de fluência ($\varepsilon_c(t)$) que é a diferença entre a deformação no instante ($\varepsilon(t)$) e a deformação oriunda do processo elástico (ε_0). Entretanto, a representação mais comum é feita através da chamada função de fluência (“*creep compliance*”), que corresponde a uma relação entre a deformação de fluência e a tensão aplicada (σ_0), conforme a equação 3.9.

$$D(t) = \frac{\varepsilon_c(t)}{\sigma_0} = \frac{\varepsilon(t) - \varepsilon_0}{\sigma_0} \quad (3.9)$$

Onde:

$D(t)$ = função fluência, “*creep compliance*”;

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

$\varepsilon_c(t)$ = deformação de fluência;

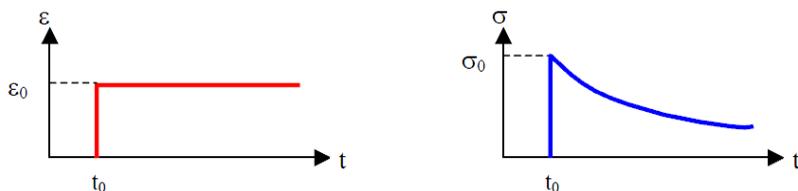
ε_0 = deformação elástica; e,

σ_0 = tensão constante aplicada.

Quanto à relaxação, apresentado na Figura 3.13, Dai & You (2008) e Olard (2003) a definem com um fenômeno de alívio nos esforços internos que ocorre em alguns materiais quando sujeitos a uma deformação constante. Nesse experimento, um corpo é subitamente posto em situação de tracionamento axial e, conseqüentemente, é observado um incremento em seu comprimento, induzindo a um estado de deformação axial que é mantido constante para efeitos do teste ao longo do tempo.

Para um material perfeitamente elástico a tensão se manteria constante ao longo da análise. Entretanto, para um material viscoelástico esse valor diminui monotonicamente a partir do tempo $t > t_0$, tendendo a um valor assintótico ao eixo dos x .

Figura 3.13 - Fenômeno de relaxação de um material viscoelástico.



Fonte: Olard (2003).

Um parâmetro importante associado aos ensaios de relaxação é, portanto, a função de relaxação, que determina o módulo de relaxação em cada instante t , de acordo com a equação 3.10 (LAKES, 2009).

$$E(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon_0} \quad (3.10)$$

Onde:

$E(t)$ = módulo de relaxação;

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

ε_0 = deformação constante aplicada.

Na literatura, a dependência temporal do campo de tensão e deformação advinda dos fenômenos de fluência e relaxação, confere aos materiais viscoelásticos a denominação de materiais com memória. A habilidade de um material viscoelástico tentar retornar para sua configuração inicial mesmo depois de se deformar inelasticamente deve-se ao fato de que este possui gravado internamente seu estado inicial.

Os testes supracitados são adequados especialmente para investigar as propriedades viscoelásticas de materiais para tempos de carregamento maiores do que 1 segundo. Para tempos de carregamento de curta duração, que correspondem a cargas de alta frequência, estes testes não podem fornecer as respostas completas do material. Isto se deve principalmente porque leva-se um tempo finito, na prática, da ordem de 0,1 a 1 segundo, para aplicar uma tensão constante ou deformação constante no material. Desta forma, as informações precisas das propriedades do material para um curto período de tempo, da ordem de uma fração de segundo, não pode ser obtido a partir de testes no domínio do tempo. Entretanto, as informações dessas propriedades, para um breve tempo de carregamento é indiretamente obtida a partir de testes dinâmicos (JANSEN, 2006 *apud* WOLDEKIDAN, 2011).

Em um ensaio dinâmico, a resposta do material é obtida em função da frequência de carregamento. Estas informações podem, então, ser convertido em dados no domínio temporal, utilizando Transformada de Laplace ou de Fourier (ABBAS *et al.*, 2007). Para a realização de testes dinâmicos em ligantes asfálticos, um reômetro de cisalhamento dinâmico pode ser utilizado. No caso de misturas asfálticas, pode-se citar o ensaio de flexão alternada em quatro pontos em vigas, em inglês “*four point bending beam*”, entre outros, para esta caracterização.

3.4.3 Relações Constitutivas Para Materiais Viscoelásticos

As relações constitutivas definem a relação tensão-deformação do material. Devido à dependência do tempo do módulo de relaxamento e fluência, a relação tensão-deformação de um material viscoelástico também é dependente do tempo. Duas formas de modelagem constitutiva são comuns para materiais viscoelásticos. A primeira é chamada de forma hereditária, onde a relação de tensão-deformação é expressa sob a forma de integrais hereditárias. A segunda forma, conhecida como forma diferencial, expressa a relação tensão-deformação com operadores diferenciais de ordens polinomiais. Nesta subseção será somente tratada das integrais hereditárias, pois são as mais usuais nas modelações numéricas (LAKES, 2009; THIESEN, 2011).

A abordagem básica de modelagem utilizada para materiais viscoelásticos é semelhante com as utilizadas para materiais elásticos. Em analogia com as relações constitutivas para materiais elásticos, a tensão de um material viscoelástico para uma deformação constante ($\Delta\varepsilon_0$) aplicada no tempo t_0 pode ser representada pela equação 3.11 (MOSCHEN, 2006):

$$\sigma(t) = E(t - t_0)\Delta\varepsilon_0 \quad (3.11)$$

Onde:

$\sigma(t)$ = tensão dependente do tempo;

$E(t - t_0)$ = módulo de relaxação; e,

$\Delta\varepsilon_0$ = degrau de deformação aplicado no tempo t_0 .

Se diferentes degraus de deformação são aplicados em diferentes instantes, o tempo de aplicação da carga t_i , correspondente ao degrau de deformação $\Delta\varepsilon_i$. Então a resposta da tensão, em qualquer tempo t pode ser obtida como a soma das respostas individuais, conforme a equação 3.12.

$$\sigma(t) = \sum_{i=1}^n E(t - t_i)\Delta\varepsilon_i \quad (3.12)$$

Uma vez que qualquer curva de tensão-tempo arbitrária pode ser aproximada pela soma de uma série de funções de degrau unitário, que corresponde a uma série de degraus como incrementos de carga, a equação 3.12 pode ser generalizada para uma relação de tensão-deformação em forma de integrais hereditárias, conforme a equação 3.13.

$$\sigma(t) = \int_0^t E(t - \tau)\dot{\varepsilon} d\tau, \text{ sendo } \dot{\varepsilon} = \frac{d\varepsilon(\tau)}{d\tau} \quad (3.13)$$

Analogamente, uma relação equivalente para a obtenção da deformação, existe. A relação correspondente é dada pela equação 3.14.

$$\varepsilon(t) = \int_0^t D(t - \tau)\dot{\sigma} d\tau, \text{ sendo } \dot{\sigma} = \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} \quad (3.14)$$

Onde:

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

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

$E(t - \tau)$ = módulo de relaxação;

$D(t - \tau)$ = função fluência;

$\dot{\varepsilon}$ = taxa de deformação no tempo τ ;

$\dot{\sigma}$ = taxa da tensão no tempo τ ;

t = tempo contado a partir de um referencial qualquer; e

τ = variável de tempo de integração (hereditário); tempo contado a partir do início da aplicação da carga ou deformação.

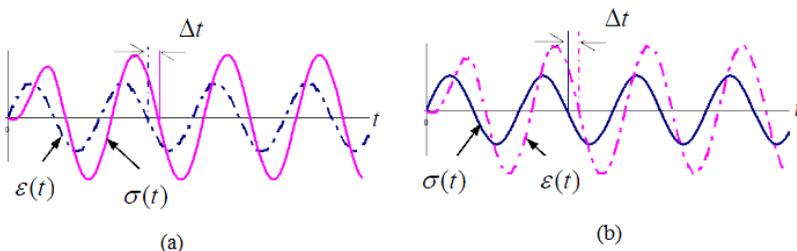
A duas integrais hereditárias (integrais de convolução) apresentadas pelas equações 3.13 e 3.14 definem as relações tensão-deformação para materiais viscoelásticos e são consideradas fundamentais na teoria da viscoelasticidade linear. A integral hereditária também é chamada de função de memória. Para aplicações numéricas, a função fluência e relaxação em integrais hereditárias são comumente representadas com diversos modelos mecânicos (MOSCHEN, 2006).

3.4.4 Testes Experimentais no Domínio da Frequência

Os ensaios oscilatórios consistem na aplicação de uma perturbação mecânica senoidal, de amplitude e frequência controláveis, a um dado sistema e na análise da onda de resposta. Através da utilização dos testes oscilatórios, obtêm-se informações adicionais àquelas fornecidas pelos testes de “*creep*” e de relaxação, ampliando-se a compreensão sobre a natureza viscoelástica dos materiais. As variáveis dinâmicas incluem o módulo de perda ou de dissipação, também chamado de módulo viscoso ($E'' = E2$), o módulo de estocagem ou de armazenagem, também chamado de módulo elástico ($E' = E1$), que são definidos a partir do módulo complexo ($|E^*|$) e do ângulo de perda ou ângulo de fase (δ) (HUURMAN *et al.*, 2010).

Para os materiais asfálticos com comportamento viscoelástico, existe um atraso da fase de aplicação e o sinal da resposta no ensaio dinâmico. A Figura 3.14 ilustra esse atraso de fase (Δt). Neste sentido, para uma aplicação de deformação sinusoidal com uma amplitude (ε_0), frequência (ω), a resposta resultante é também na forma sinusoidal com um atraso de fase (δ). Matematicamente, pode-se expressar de acordo com as equações 3.15 e 3.16 (WOLDEKIDAN, 2011):

Figura 3.14 - Teste no domínio frequencial: (a) deformação controlada e (b) tensão controlada.



Fonte: Woldekidan (2011).

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \sin(\omega t) \quad (3.15)$$

$$\sigma(t) = \sigma_0 \sin(\omega t + \delta) \quad (3.16)$$

Onde:

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

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

ε_0 = deformação constante aplicada;

σ_0 = tensão constante aplicada;

ω = frequência angular da sollicitação $\omega = 2\pi f$; e,

δ = ângulo de fase.

Partindo-se da teoria básica da viscoelasticidade (integração hereditária), a tensão de um material viscoelástico para um sinal de deformação sinusoidal pode ser obtida pela expressão apresentada na equação 3.17. Podem-se verificar nesta equação, que as expressões em colchetes são funções somente da frequência. O primeiro termo está em fase com a deformação sinusoidal aplicada, enquanto o segundo termo (expressão cosseno) está 90 graus fora de fase. As expressões nos dois colchetes são as componentes do módulo dinâmico do material. A equação 3.18 expressa em termos de módulo de perda e armazenamento (JANSEN, 2006 *apud* WOLDEKIDAN, 2011).

$$\sigma(t) = \varepsilon_0 \left[\omega \int_0^\infty E(s) \sin(\omega s) ds \right] \sin(\omega t) + \varepsilon_0 \left[\omega \int_0^\infty E(s) \cos(\omega s) ds \right] \cos(\omega t) \quad (3.17)$$

$$\sigma(t) = \varepsilon_0 [E'] \sin(\omega t) + \varepsilon_0 [E''] \cos(\omega t) \quad (3.18)$$

Onde:

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

$s = t - \tau$ = variável histórica;

$E(t - \tau)$ = função relaxação;

E' = módulo de armazenamento (elástico); e,

E'' = módulo de perda (viscoso).

Através de algumas operações matemáticas realizadas nas equações 3.17 e 3.18, são apresentadas a seguir as relações matemáticas fundamentais para a análise de dados em testes dinâmicos (equações 3.19 a 3.22).

$$E'(\omega) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cos \delta \quad (3.19)$$

$$E''(\omega) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \sin \delta \quad (3.20)$$

$$\tan \delta = \frac{E''(\omega)}{E'(\omega)} \quad (3.21)$$

$$|E^*(\omega)| = \sqrt{(E'(\omega))^2 + (iE''(\omega))^2} \quad (3.22)$$

Onde:

$|E^*|$ = magnitude (norma) do módulo complexo;

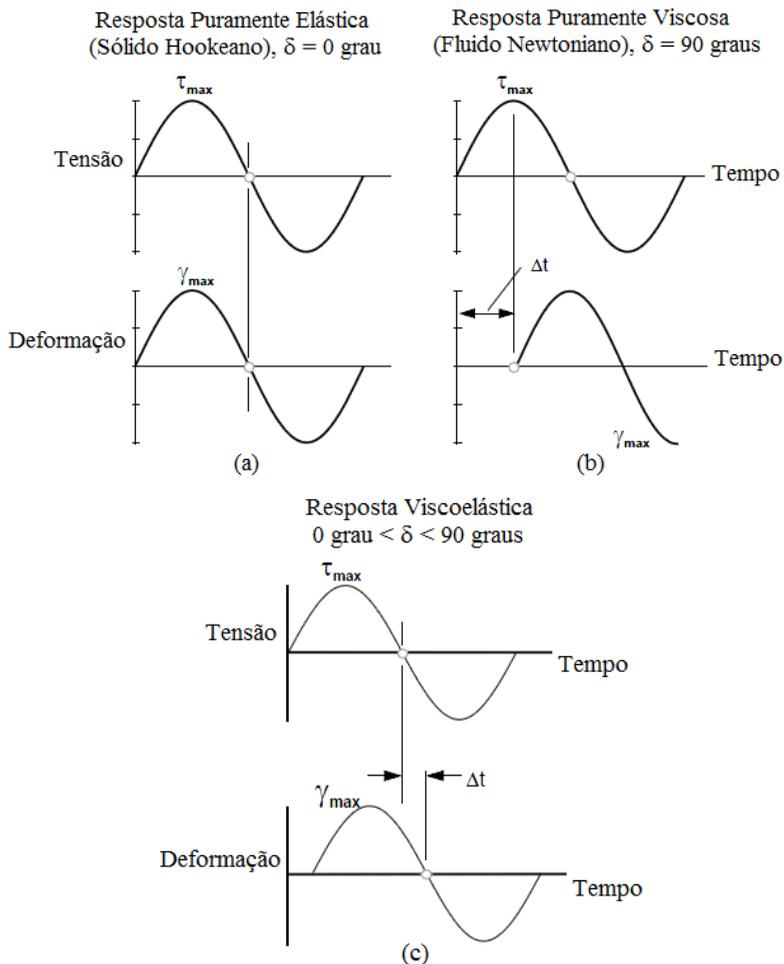
E' = módulo de armazenamento;

E'' = módulo de perda (viscoso); e,

δ = ângulo de fase.

Conforme a Figura 3.15, no caso de um sólido perfeitamente elástico, toda a energia é estocada, isto é, E'' (E_2) é zero, e a tensão e a deformação estão em fase. Para um líquido perfeitamente viscoso toda energia é dissipada na forma de calor, isto é, E' (E_1) é zero, e a tensão e a deformação estão fora de fase (RAO, 1992 *apud* FERREIRA, 2008).

Figura 3.15 - Teste dinâmico: (a) resposta puramente elástica, (b) resposta puramente viscosa e (c) resposta viscoelástica.



Fonte: Adaptado de Rao (1992 *apud* FERREIRA, 2008).

3.4.5 Inclusão do Efeito da Temperatura: Termoviscoelasticidade

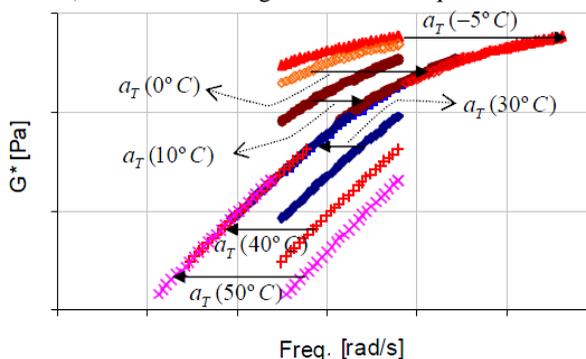
Para os materiais viscoelásticos, tais como o concreto asfáltico, a rigidez é dependente do tempo do carregamento e da temperatura. Para obter a influência completa desses parâmetros, os testes de rigidez precisam ser executados em múltiplas frequências de carga e

temperaturas. No entanto, devido à limitação da capacidade dos equipamentos e do tempo de teste, tal tarefa é sempre difícil de se realizar (HOU, 2009).

Entretanto, o desenvolvimento de métodos analíticos, conhecidos como “Princípios de Superposição”, tornou possível a construção de curvas capazes de mostrar claramente a dependência do módulo em função do tempo ou frequência da temperatura, sem a necessidade de se realizar ensaios em longos períodos. Tais curvas são denominadas de curvas mestra, em inglês “*master curve*” (JUNG, 2006).

De acordo com o princípio, o mesmo valor de rigidez pode ser obtido quer a temperaturas baixas e tempos de teste longos ou a temperaturas elevadas e tempos de testes curtos. Assim, o efeito do tempo e da temperatura pode ser combinado em um único parâmetro. Este processo pode ser feito mudando-se horizontalmente os valores do módulo a temperaturas diferentes para uma temperatura de referência (WOLDEKIDAN, 2011). A Figura 3.16 ilustra graficamente o princípio de superposição frequência-temperatura.

Figura 3.16 - Exemplo dos dados de módulo de cisalhamento dinâmico de um ligante (PG 40-60) deslocado ao longo do eixo da frequência.



Fonte: Woldekidan (2011).

A frequência deslocada é chamada de frequência reduzida (f_{red}), que pode ser obtida pela multiplicação da frequência original por um fator de translação, como mostrado na equação 3.23.

$$E(f, T) = E(f_{red}, T_{ref}) \rightarrow f_{red} = f \cdot a_T \quad (3.23)$$

Onde:

f_{red} = frequência reduzida;

a_T = fator de translação horizontal para temperatura T ; e,
 T_{ref} = temperatura de referência.

Os materiais que formam uma curva principal após a superposição tempo/frequência-temperatura são chamados de materiais termo reológico simples. Contudo, alguns materiais, além de um deslocamento horizontal, exigem um deslocamento vertical. Tais materiais são referidos como termo reológico complexo. Com baixos níveis de carregamento, os materiais asfálticos são geralmente considerados termo reológico simples. No entanto, com maiores níveis de carregamento os materiais asfálticos podem resultar em comportamento termo reológico complexo (PAPAGIANNAKIS, 2002).

O fator de translação horizontal, que é usado no princípio de sobreposição tempo/frequência-temperatura, é uma propriedade básica do material. Isto implica que o mesmo fator permanece aplicável para todas as outras funções viscoelásticas do material, como por exemplo, módulo de cisalhamento. Na literatura, vários modelos são propostos para a obtenção do coeficiente de translação horizontal. Dentre os modelos mais usados, pode-se citar: Arrhenius e Williams-Landel-Ferry (ROCHE, 1996; RIVIÉRE, 1996).

Quanto ao modelo de Arrhenius, a relação usada é apresentada na equação 3.24; no caso de Williams-Landel-Ferry, o modelo é conforme a equação 3.25:

$$\text{Log } a_T [T] = \frac{-E_a}{2,303R} \left[\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}} \right] \quad (3.24)$$

Onde:

$a_T [T]$ = fator de translação horizontal de uma curva isotérmica para temperatura T ;

E_a = energia de ativação característica do material (j/mol);

R = constante universal dos gases perfeitos (j/mol/°K);

T = temperatura de uma dada curva isotérmica (°K); e,

T_{ref} = temperatura de referência de uma curva isotérmica (°K).

$$\text{Log } a_T [T] = \frac{c_1(T - T_{ref})}{c_2 + T - T_{ref}} \quad (3.25)$$

Onde:

$a_T[T]$ = fator de translação horizontal de uma curva isotérmica para temperatura T ;
 C_1, C_2 = parâmetros do modelo, calculados por regressão linear, dependentes do material;
 T = temperatura de uma dada curva isotérmica (°K); e,
 T_{ref} = temperatura de referência de uma curva isotérmica (°K).

Tratando-se de materiais com comportamento termo reológico complexo, a mudança de temperatura não pode mais ser modelada com apenas o fator de translação horizontal. Para isso, Ferry, introduziu um fator de translação vertical (b_T) aplicado ao módulo corrigido ou transladado horizontalmente (E_p). A formulação geral deste princípio é apresentada na equação 3.26 (WOLDEKIDAN, 2011).

$$E(f, T) = b_T E_p(f, a_T[T], T_{ref}) \quad (3.26)$$

Onde:

b_T = fator de translação vertical de uma curva isotérmica para temperatura T ;
 $a_T[T]$ = fator de translação horizontal de uma curva isotérmica para temperatura T ;
 T = temperatura de uma dada curva isotérmica (°K);
 T_{ref} = temperatura de referência de uma curva isotérmica (°K); e,
 E_p = módulo transladado horizontalmente.

3.4.6 Modelos Físico-Matemáticos Viscoelásticos

Para representar os efeitos viscosos e elásticos presentes nos materiais viscoelásticos, diversos modelos físico-matemáticos são encontrados na literatura e geralmente são constituídos por diferentes arranjos geométricos de molas (representando a parcela elástica) e amortecedores (representando a parcela viscosa). A mola linear representa a elasticidade instantânea do material no carregamento e no descarregamento. O amortecedor viscoso linear representa a dependência no tempo do material, tanto no carregamento quanto no descarregamento. Os principais modelos observados na literatura são apresentados em síntese nas subseções seguintes.

3.4.6.1 Modelos com Molas e Amortecedores Lineares

3.4.6.1.1 Modelo de Maxwell

O modelo de Maxwell possui dois componentes básicos. Uma mola e um amortecedor, colocados em série conforme mostra a Figura 3.17. Portanto, a deformação total pode ser calculada apenas somando-se as deformações dos dois componentes do sistema. Esse modelo foi proposto por James Clerk Maxwell, em analogia aos modelos elétricos.

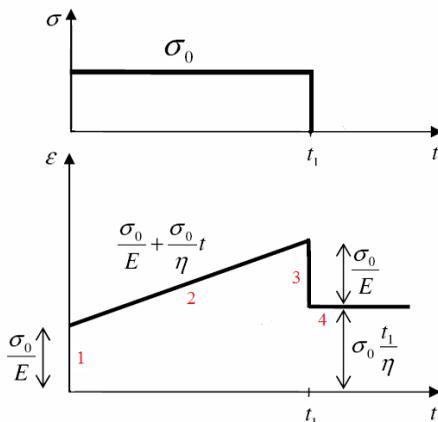
Figura 3.17 - Modelo de Maxwell.



Fonte: Adaptado de Santos (2008).

Neste modelo, ao aplicar uma tensão constante durante um intervalo de tempo, obtém-se uma deformação que é dependente das características da mola e do amortecedor. A curva resposta da deformação com o tempo é a soma do comportamento individual de cada um dos componentes. A mola responde instantaneamente e o amortecedor de forma linear com o tempo. A resposta ao teste de fluência para o elemento de Maxwell é apresentada na Figura 3.18 (SANTOS, 2008).

Figura 3.18 - Resposta ao teste de fluência para o modelo de Maxwell.



Fonte: Adaptado de Santos (2008).

Observando-se a Figura 3.18, é possível verificar que cada porção da curva ε versus t é a resposta de modo independente de cada elemento, podendo ser atribuída à (JÚNIOR, Canevarolo, 2006):

- Na região 1 tem-se: deformação elástica instantânea, referente à mola;
- Na região 2 tem-se: deformação plástica dependente do tempo, referente ao amortecedor;
- Na região 3 tem-se: recuperação elástica instantânea total, referente à mola; e,
- Na região 4 tem-se: deformação plástica residual irreversível, referente ao amortecedor.

De acordo com Christensen (1971), o modelo de Maxwell prevê que há um aumento ilimitado da deformação. Isto é uma característica de muitos fluidos e por isso, os materiais que podem ser modelados por este são conhecidos como fluidos de Maxwell.

Com base no modelo de Maxwell, as equações 3.27 e 3.28, exprimem a função fluência e a função relaxação (OLARD, 2003).

$$D(t) = \frac{1}{E} + \frac{t}{\eta} \quad (3.27)$$

$$E(t) = E \times e^{-\frac{t}{\tau}} \quad (3.28)$$

Onde:

$D(t)$ = função fluência;

$E(t)$ = função relaxação;

$\tau = \frac{\eta}{E}$ = tempo de relaxação;

E = rigidez do elemento elástico;

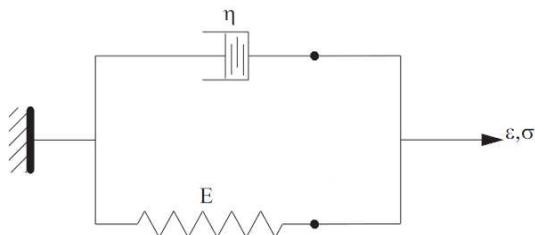
η = viscosidade, ou pseudoviscosidade do elemento viscoso; e,

t = tempo de carregamento.

3.4.6.1.2 Modelo de Kelvin-Voigt

De acordo com o modelo reológico proposto por Lord Kelvin, o efeito da viscoelasticidade pode ser representado pela combinação de um elemento viscoso e um elástico, ligados em paralelo, conforme Figura 3.19.

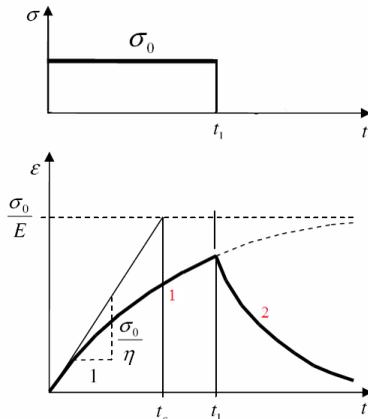
Figura 3.19 - Modelo de Kelvin-Voigt.



Fonte: Adaptado de Santos (2008).

No modelo de Kelvin-Voigt, ao aplicar uma tensão durante certo intervalo de tempo, obtém-se como resposta, uma curva da variação da deformação com o tempo. A resposta ao teste de fluência para o elemento de Kelvin-Voigt é apresentada na Figura 3.20 (SANTOS, 2008).

Figura 3.20 - Resposta ao teste de fluência para o modelo de Kelvin-Voigt.



Fonte: Adaptado de Santos (2008).

De acordo com a Figura 3.20, neste modelo a tensão total é iniciada no pistão, isto porque a mola não pode se deformar instantaneamente. Assim, sob influência da tensão constante, o pistão começa a fluir transferindo parte da carga para a mola. Retirada a tensão, a amostra retorna a sua forma original. Deste modo, a resposta da deformação desse elemento a uma tensão aplicada tem a seguinte interpretação (JÚNIOR, Canevarolo, 2006):

- Na região 1 tem-se: deformação elástica retardada por um componente viscoso; e,
- Na região 2 tem-se: recuperação elástica retardada pelo mesmo componente viscoso anterior. A recuperação total da deformação é possível, mas só acontece em um tempo muito longo, teoricamente infinito ($t = \infty$).

O comportamento do elemento de Kelvin-Voigt é típico de um sólido viscoelástico. Na literatura, podem-se destacar aplicações deste modelo no campo da engenharia geotécnica, geologia e indústria de alimentos.

As equações 3.29 e 3.30 descrevem a função fluência e a função relaxação para o modelo de Kelvin-Voigt (HENIA, 2005).

$$D(t) = \frac{1}{E} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right) \quad (3.29)$$

$$E(t) = E + \eta \delta(t) \quad (3.30)$$

Onde:

$D(t)$ = função fluência;

$E(t)$ = função relaxação;

$\delta(t)$ = função Dirac;

$\tau = \frac{\eta}{E}$ = tempo de relaxação;

E = rigidez do elemento elástico;

η = viscosidade, ou pseudoviscosidade do elemento viscoso; e,

t = tempo de carregamento.

Os modelos analógicos de Maxwell e de Kelvin-Voigt não conseguem descrever corretamente o comportamento complexo dos materiais asfálticos, mas podem constituir os elementos básicos para associações mais complexas. Como resultado, a maioria dos materiais viscoelásticos é modelada com uma combinação de Maxwell e Kelvin-Voigt.

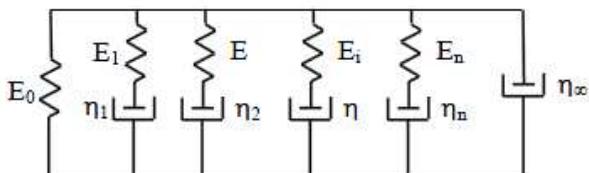
3.4.6.1.3 Modelo Generalizado de Maxwell

Como os modelos básicos de Maxwell e Kelvin-Voigt tem expressões simples para as funções de relaxamento e fluência, eles não são capazes de caracterizar o comportamento da maioria dos materiais.

As funções destes modelos básicos são expressas por um único tempo de relaxamento/retardamento. Materiais reais têm-se um espectro muito mais amplo de relaxamento/retardamento. Neste sentido, para descrever a resposta do comportamento de tais materiais, é necessário utilizar uma série de combinações de amortecedores e molas. Um dos modelos reológicos mais comuns obtidos através da colocação de uma série de elementos de Maxwell em paralelo é o modelo de Maxwell generalizado, também conhecido como série de Prony (WOLDEKIDAN, 2011; MINHOTO, 2005).

O modelo generalizado de Maxwell é constituído pela soma de modelos elementares de Maxwell, associados em paralelo, adicionando uma mola e um amortecedor também em paralelo, conforme a Figura 3.21.

Figura 3.21 - Modelo de generalizado de Maxwell.



Fonte: Minhoto (2005).

Esta associação de elementos de Maxwell em paralelo representa um espectro discreto de tempos de relaxação, podendo cada tempo de relaxação τ_i ser associado com uma resistência espectral $E_i \left(\tau_i = \frac{\eta_i}{E_i} \right)$. O módulo de relaxação deste modelo pode ser expresso de acordo com a equação 3.31.

$$E(t) = E_0 + \sum_{i=1}^n E_i e^{\frac{t}{\tau_i}} \quad (3.31)$$

Onde:

$E(t)$ = módulo de relaxação;

E_i = rigidez do elemento elástico i ;

E_0 = rigidez do elemento elástico em paralelo;

t = tempo de carregamento;

τ_i = tempo de relaxação associado a cada modelo elementar de Maxwell, i ; e,

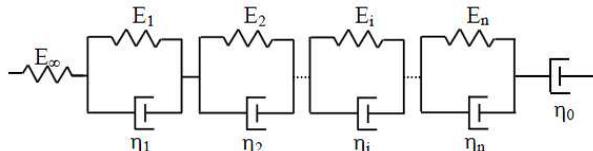
n = número de modelos elementares.

Para Minhoto (2005), o modelo que corresponde às equações apresentadas é caracterizado pelo “espectro de relaxação discreto”, ou seja, é constituído por um número discreto de elementos, e cada elemento apresentando um tempo de relaxação (τ_j) associado à resposta espectral (E_j). Se n tender para infinito, o comportamento passa a enquadrar-se no espectro contínuo.

3.4.6.1.4 Modelo Generalizado de Kelvin-Voigt

A generalização do modelo de Kelvin-Voigt é apresentada na Figura 3.22, e consiste num grupo de modelos elementares de Kelvin-Voigt, associados em série, com uma mola e/ou um amortecedor linear, ambos em série. A versão deste modelo com um elemento de Kelvin-Voigt único é chamado de modelo de Burgers. Este modelo é amplamente utilizado para a modelagem da resposta de ligantes asfálticos e misturas no campo da engenharia de pavimento (ABBAS *et al.*, 2007; MINHOTO, 2005; OLARD, 2003).

Figura 3.22 - Modelo de generalizado de Kelvin-Voigt.



Fonte: Minhoto (2005).

O módulo de relaxação deste modelo pode ser expresso de acordo com a equação 3.32.

$$D(t) = \frac{1}{E_\infty} + \frac{1}{\eta_0} + \sum_{j=1}^n \frac{1}{E_j} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau_j}} \right) \quad (3.32)$$

Onde:

$D(t)$ = função fluência;

E_j = rigidez do elemento elástico j ;

E_∞ = rigidez do elemento elástico em série;

η_0 = viscosidade, ou pseudoviscosidade do elemento viscoso em série;

n = número de modelos elementares;

τ_j = tempo de relaxação associado a cada modelo elementar de Kelvin-Voigt.

Para Olard (2003), se n tender para infinito, o comportamento passa a enquadrar-se no espectro contínuo. Os modelos de Maxwell e de Kelvin-Voigt generalizados permitem descrever satisfatoriamente o comportamento dos ligantes asfálticos e das misturas asfálticas quando se considera um número n suficiente de elementos.

3.4.6.2 Modelos Analógicos com Elementos Parabólicos

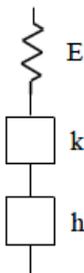
Para além do ajuste de expressões analíticas a dados experimentais, a abordagem no espectro contínuo contempla a adoção de modelos analógicos mais generalizados. Os modelos analógicos generalizados, com representação baseada em espectro contínuo (representados por um número infinito de modelos elementares de Kelvin-Voigt em série ou de modelos elementares de Maxwell em paralelo), apresentam uma boa representatividade física do comportamento dos materiais asfálticos, sendo considerados os mais pertinentes relativamente aos modelos discretos (HENIA, 2005; OLARD, 2003; MINHOTO, 2005; ROCHE, 1996).

Os elementos usados para representação do comportamento dos materiais e que constituem a base dos modelos generalizados é o elemento parabólico. O modelo de Huet é geralmente proposto para representar o comportamento dos ligantes asfálticos e o modelo de Huet-Sayegh para representar o comportamento das misturas asfálticas (PRONK, 2005).

3.4.6.2.1 Modelo Analógico de Huet e Huet-Sayegh

O modelo de Huet consiste de uma mola e dois elementos parabólicos colocados em série ($D_1(t) = at^h$ e $D_1(t) = bt^k$), como mostrado na Figura 3.23. Este modelo é também chamado de modelo da lei da potência (CHRISTENSEN, 1971; DAVE, 2009; MINHOTO, 2005).

Figura 3.23 - Modelo analógico de Huet.

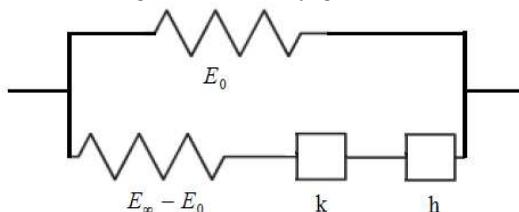


Fonte: Minhoto (2005).

Neste modelo, os amortecedores parabólicos têm respostas características diferentes, quando comparados com os amortecedores lineares. O amortecedor linear envolve relação constitutiva com equação diferencial de primeira ordem para relacionar a tensão aplicada à deformação. No caso do amortecedor parabólico a relação constitutiva envolve operadores diferenciais (PRONK, 2005; MINHOTO, 2005).

Quanto ao modelo Huet-Sayegh, esta é uma versão aprimorada por Sayegh (1965) em relação ao modelo de Huet (1963). Este modelo é otimizado para misturas asfálticas com a colocação de uma mola linear em paralelo ao modelo de Huet original. Semelhante à mola em paralelo na série de Prony, a mola em paralelo no modelo Huet-Sayegh representa o módulo elástico do material, isto é, representa o comportamento viscoelástico de material sólido. A representação física do modelo é dada na Figura 3.24 (PRONK, 2005).

Figura 3.24 - Modelo analógico de Huet-Sayegh.



Fonte: Pronk (2005).

No domínio do espectro contínuo, o modelo de Huet (Figura 3.23) pode ser representado por uma infinidade de modelos elementares de Kelvin-Voigt em série ou de modelos elementares de Maxwell em paralelo. Para este modelo, não existe expressão analítica da função

relaxação, somente da função fluência. No domínio da frequência, a equação 3.33 descreve a expressão para o módulo complexo (MINHOTO, 2005).

$$|E^*(i\omega\tau(\theta))| = \frac{E_\infty}{1 + \delta(i\omega\tau(\theta))^{-k} + (i\omega\tau(\theta))^{-h}} \quad (3.33)$$

No modelo de Huet-Sayegh, a expressão da função fluência no domínio do tempo não é trivial. No entanto, no domínio de frequência o módulo complexo pode ser facilmente derivado da expressão obtida no modelo de Huet. A expressão do módulo complexo é descrita na equação 3.34:

$$|E^*(i\omega\tau(\theta))| = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau(\theta))^{-k} + (i\omega\tau(\theta))^{-h}} \quad (3.34)$$

Onde:

$|E^*|$ = módulo complexo;

E_∞ = módulo complexo infinito. Quando $\omega\tau \rightarrow \infty$, para as elevadas frequências e para as baixas temperaturas;

E_0 = módulo estático;

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

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

ω = frequência angular da sollicitação $\omega = 2\pi f$;

f = frequência do carregamento;

k, h = parâmetros dos elementos parabólicos, os quais estão situados no intervalo entre $0 < k < h < 1$; e,

δ = constante adimensional, função da natureza do ligante asfáltico e da granulometria da mistura asfáltica.

O tempo de relaxação dos amortecedores é obtido conforme a equação 3.35, em função da temperatura e de três parâmetros escalares A_0 , A_1 e A_2 :

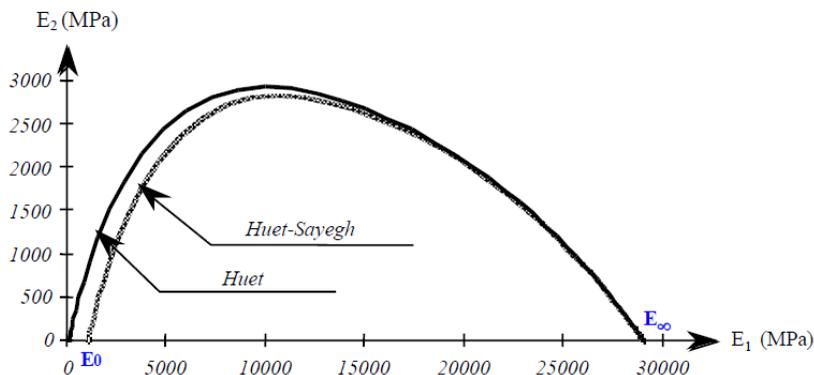
$$\tau(\theta) = e^{(A_0 + A_1\theta + A_2\theta^2)} \quad (3.35)$$

O modelo de Huet não se aproxima, com a precisão desejável, da resposta viscoelástica das misturas asfálticas a frequências muito baixas e/ou a temperaturas muito altas. Na equação apresentada, o módulo complexo tende para zero quando $\omega\tau$ tende também para zero (a baixas frequências e a altas temperaturas), enquanto que o módulo das misturas asfálticas se aproxima de um valor limite E_0 , chamado de módulo estático.

Segundo Olard (2003) & Minhoto (2005), o modelo de Huet-Sayegh insere-se no espectro contínuo e traduz o comportamento linear das misturas asfálticas no domínio das pequenas deformações e para qualquer faixa de temperatura e de frequência.

De acordo com Henia (2005), caso o módulo estático seja igual a zero, então os modelos Huet e Huet-Sayegh são idênticos, sobrepostos, como mostra a Figura 3.25.

Figura 3.25 - Modelo de Huet e Huet-Sayegh no plano complexo (Cole-Cole).



Fonte: Henia (2005).

3.5 PRINCIPAIS PONTOS DO CAPÍTULO

A seguir são elencados os pontos mais importantes abordados no capítulo.

- As misturas asfálticas não apresentam comportamento mecânico de sólido ideal ou fluido perfeito, mas sim intermediário, mais complexo, denominado de comportamento viscoelástico;
- Testes experimentais no domínio frequencial, extraem informações mais completas àquelas fornecidas por testes no

domínio temporal, ampliando a compreensão sobre a natureza viscoelástica dos materiais;

- Nos materiais asfálticos, a rigidez (módulo complexo) é dependente da temperatura e do tempo de carregamento. Neste sentido, para observar o comportamento reológico completo dos materiais asfálticos, os testes de rigidez precisam ser executados em múltiplas frequências de carregamento e temperaturas;
- A partir do Princípio de Superposição Frequência-Temperatura, é possível a construção de curvas capazes de demonstrar a dependência do módulo em função de frequências extremamente baixas e altas, sem a necessidade de ensaios, que no caso seriam impraticáveis;
- Diversos modelos físico-matemáticos foram desenvolvidos para descrever o comportamento complexo dos materiais viscoelásticos. Porém, muitos deles não são capazes de descrever corretamente o comportamento dos materiais asfálticos; e,
- O modelo analógico de Huet-Sayegh insere-se no espectro contínuo e descreve de forma mais precisa o comportamento linear das misturas asfálticas para qualquer faixa de temperatura e frequência de carregamento.

4 DESEMPENHO MECÂNICO E REOLÓGICO DE MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO

De maneira geral, o estudo do comportamento mecânico e reológico das misturas de concreto asfáltico é feito em laboratório, realizando-se ensaios que permitam determinar as suas propriedades. O conhecimento de tais propriedades mecânicas assume particular importância, quer em nível da sua formulação, quer em nível de dimensionamento da estrutura de pavimentos. Os concretos asfálticos apresentam comportamento complexo, que deve ser devidamente estudado e caracterizado para que se possam ter predições realistas, essenciais para o projeto e gerência de pavimentos.

Deste modo, este capítulo trata do módulo complexo, no que se refere à abordagem reológica no domínio frequencial. Também é descrito o fenômeno da fadiga e suas particularidades e abordagens. O capítulo é finalizado dispondo acerca do mecanismo de deformação permanente em misturas de concreto asfáltico.

4.1 PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFÁLTICO

4.1.1 Considerações Gerais

O pavimento flexível é considerado como um sistema em camadas, formado por várias camadas de espessuras constantes e diferentes materiais, apoiados numa fundação, constituída pelo terreno natural (maciço semi-infinito). Como requisitos principais, os pavimentos devem proporcionar condições de condução segura e confortável aos usuários (requisitos funcionais) e transmitir os esforços verticais e horizontais devidos ao tráfego para valores compatíveis com a fundação (requisitos estruturais), ao longo do período de vida útil (MEDINA, 1997).

As misturas de concreto asfáltico são compostas por ligante asfáltico e agregados, eventualmente com adição de aditivos ou produtos especiais, misturados de forma uniforme e em proporções adequadas, de modo a formar uma mistura homogênea. Estas misturas podem ser realizadas a frio ou a quente. A sua principal aplicação é em camadas superiores de pavimentos flexíveis e semi-rígidos, recebendo diretamente a ação do tráfego e do clima.

A camada de revestimento do pavimento, em concreto asfáltico, deve apresentar uma superfície regular, não derrapante, resistente ao desgaste contínuo do tráfego, garantir um valor de ruído mínimo e assegurar uma rápida eliminação da água do pavimento em dias de chuva,

conferindo as condições de segurança, conforto e economia aos usuários (MOMM, 1998).

Em nível estrutural, a camada de concreto asfáltico deve contribuir para a capacidade global do pavimento, distribuindo as tensões induzidas pelo tráfego e ser impermeável de modo que as camadas subjacentes fiquem protegidas de eventuais infiltrações. Em termos de desempenho, devem-se verificar as seguintes exigências da camada de revestimento (DUARTE, 2010):

- Resistência à deformação permanente;
- Resistência à fadiga;
- Resistência à reflexão de trincas;
- Resistência ao trincamento superficial;
- Resistência ao trincamento induzido por ações térmicas; e,
- Resistência ao envelhecimento.

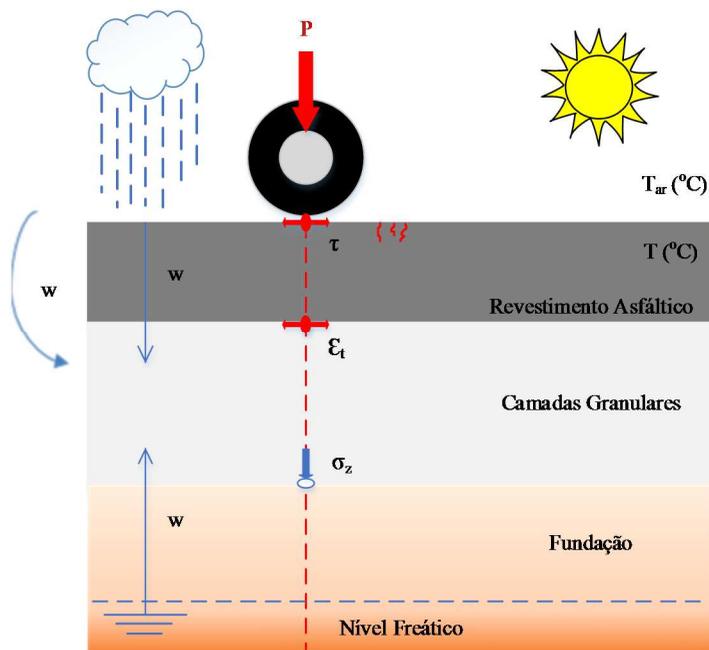
4.1.2 Solicitações em Pavimentos Flexíveis

A constituição do pavimento no que diz respeito ao número e espessura de camadas e tipos de materiais utilizados, para além de ser influenciada pelas características da fundação, sobretudo, depende das ações do tráfego e da temperatura que se exercem sobre o pavimento durante o seu período de vida. Estas solicitações têm um efeito fundamental no funcionamento mecânico do pavimento.

Os pavimentos na sua generalidade estão sujeitos a ações diretas e indiretas. Entende-se por ações diretas os esforços absorvidos diretamente pelo pavimento, resultantes de forças ou pressões aplicadas à estrutura. As ações indiretas estão relacionadas com as deformações impostas ao pavimento, sendo que estas ações podem ser devidas à retração, dilatação térmica e empenamento. Nas ações diretas estão presentes os esforços inerentes ao tráfego de veículos (ROBERTS *et al.*, 1996).

A Figura 4.1 ilustra as solicitações que originam a progressiva degradação de um pavimento flexível ao longo do seu período de vida.

Figura 4.1 - Esquema das solicitações em um pavimento flexível.



Legenda:

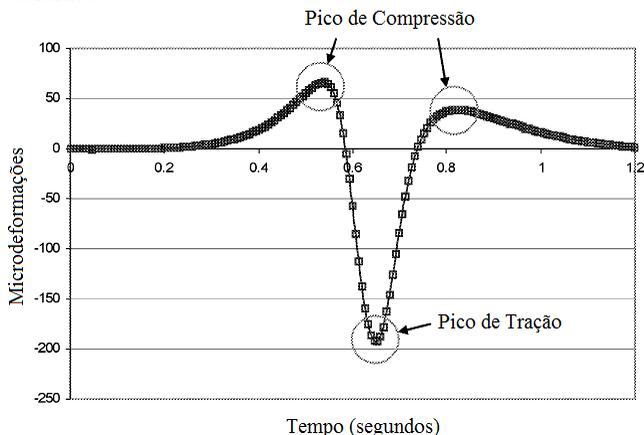
Ação dos veículos: P = carga da roda; τ = força tangencial; ϵ_t = deformação de tração; σ_z = tensão vertical. Ação dos agentes atmosféricos: T_{ar} = temperatura do ar; T = temperatura do revestimento asfáltico; w = água nas camadas granulares e fundação. Fonte: Adaptado de Branco *et al.* (2005 *apud* FONTES, 2009).

Conforme a Figura 4.1, quando submetida ao tráfego, a camada de concreto asfáltico está essencialmente submetida à flexão, devendo resistir aos esforços de tração (ϵ_t), nas fibras inferiores, os quais originam o trincamento por fadiga. Não obstante, também deve resistir aos trincamentos de cima para baixo. Esta camada está ainda submetida a esforços tangenciais (τ), a contrações e expansões térmicas (ΔT), a esforços de cisalhamento e compressão promovendo fenômenos de densificação por fluência que originam deformações permanentes.

Os esforços na fibra inferior da camada de concreto asfáltico foram avaliados, entre outros pesquisadores, por Perret (2003). O estudo obteve sinais da deformação longitudinal e transversal através de sensores colocados na fibra inferior da camada de concreto asfáltico, onde se verificou que os valores da deformação no momento da passagem do veículo são de dois tipos: tração e compressão. Evidenciou-se, ainda, que

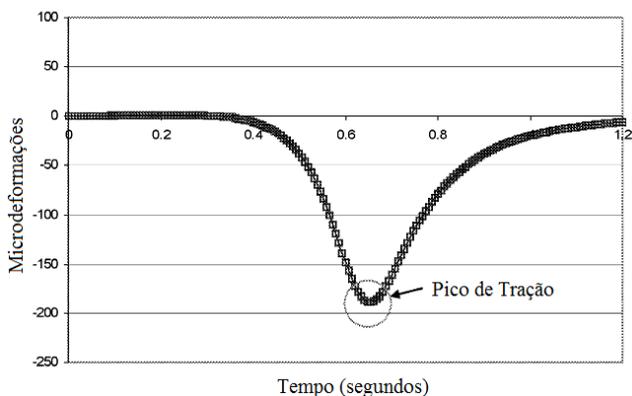
os sinais de deformações podem ser divididos em duas direções: longitudinal e transversal. Os sinais de deformação longitudinal e transversal diferenciam-se entre si quanto a sua forma e pelos picos de alternância. Quando da passagem da carga, a deformação longitudinal apresenta alternância de sinal entre compressão e tração (Figura 4.2), enquanto, que o sinal das deformações transversais não apresenta modificação (Figura 4.3).

Figura 4.2 - Sinal da deformação longitudinal nas fibras inferiores da camada de concreto asfáltico.



Fonte: Perret (2003).

Figura 4.3 - Sinal da deformação transversal nas fibras inferiores da camada de concreto asfáltico.



Fonte: Perret (2003).

Em síntese, o estudo desenvolvido por Perret (2003) mostrou uma alternância da deformação longitudinal em compressão-tração-compressão, durante a passagem do eixo solicitante, resultando em um sinal sinusoidal de deformação. Contudo, os picos de alternância (tração e compressão) não apresentam proporcionalidade em sua magnitude e dependem diretamente da espessura da camada de revestimento asfáltico e da estrutura do pavimento.

4.2 COMPORTAMENTO DO CONCRETO ASFÁLTICO NA ESTRUTURA DO PAVIMENTO

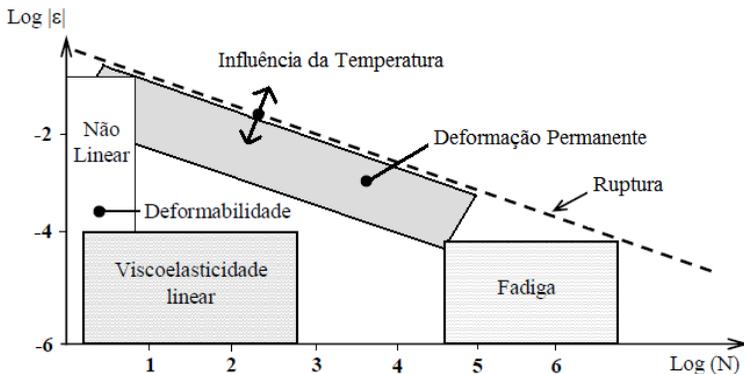
Os concretos asfálticos, devido à presença de ligantes asfálticos em sua formulação, adquirem um comportamento viscoelástico e termossuscetível. Devido à complexidade de toda a diversidade de variáveis que rege o comportamento dos concretos asfálticos, algumas propriedades são consideradas como hipóteses, isto é, assumidas como constantes, tais como: linearidade, homogeneidade e isotropia (DOMEC, 2005; HECK, 2001).

Para além das camadas superficiais muito finas, as diferentes camadas de concreto asfáltico têm um efeito estrutural no pavimento. Para caracterizar este efeito e sua evolução com o tempo, as propriedades mecânicas do concreto asfáltico devem ser modeladas considerando alguns aspectos, como:

- A rigidez e a evolução da rigidez com o tempo;
- A fadiga e a lei da evolução do dano;
- A deformação permanente e o acúmulo dessas deformações; e,
- A iniciação de trincas e a propagação dessas, em particular, a baixas temperaturas.

Estes quatro aspectos são de fundamental importância na modelagem estrutural do pavimento, e se manifestam para um dado domínio de carga, correspondendo a um tipo específico de comportamento. A Figura 4.4 destaca os domínios correspondentes aos diferentes aspectos introduzidos anteriormente e os tipos típicos de comportamento correspondente ao concreto asfáltico convencional de acordo com a amplitude de deformação e o número de cargas cíclicas aplicadas (KIM, 2009).

Figura 4.4 - Domínios típicos do comportamento de concretos asfálticos convencionais.



Fonte: Kim (2009); Di Benedetto (1990); Bodin (2002); Dongmo-Engeland (2005).

Conforme a Figura 4.4 para solicitações com carregamentos caracterizados por umas centenas de ciclos e por deformações pequenas ($< 10^{-4}$), o comportamento observado é viscoelástico linear. De forma contrária, para solicitações com pequeno número de carregamentos, altos valores de deformação ($> 10^{-4}$, em média) e altas temperaturas, o comportamento observado é altamente não linear. Sob solicitações com dezenas de milhares de ciclos de carregamento e valores baixos de deformações, o material apresenta o fenômeno de degradação designado por fadiga.

No comportamento não linear, onde ocorrem grandes deformações e com altas temperaturas, a possibilidade de se formarem deformações plásticas é grande. Normalmente, estas condições de carregamento conduzem a um comportamento associado à ocorrência de deformações permanentes.

A linha representativa da ruptura dos materiais trata-se de uma linha que se supõe dependente da temperatura, seja qual for o tipo de comportamento que se esteja a considerar. A ocorrência de variações de temperatura devem estar associadas leis de fadiga para diversas temperaturas, numa faixa de temperaturas estabelecida para as condições do estudo (DONGMO-ENGELAND, 2005).

A simulação do comportamento mecânico do pavimento perante a ação do tráfego deve assumir um carregamento de frequência alta, do tipo da fadiga, por se tratar de uma solicitação com tempo de carregamento

muito curto e, portanto, com frequência de carregamento alta a muito alta, a qual corresponde a condição $\text{Log}(N) \geq 4,5$ na Figura 4.4.

4.3 RIGIDEZ DO CONCRETO ASFÁLTICO

A rigidez do concreto asfáltico é uma propriedade do material. Precisamente, é a inclinação de curva de tensão-deformação. É uma propriedade única, sendo independente do dispositivo de teste, do tamanho da amostra ou geometria que é usada para o ensaio. Ao contrário disto, se um resultado de medição experimental depende do equipamento de ensaio ou do tamanho da amostra ou geometria, por efeito, esse resultado medido não é nem pode ser uma propriedade do material (KIM, 2009).

4.3.1 Fatores que Afetam a Rigidez do Concreto Asfáltico

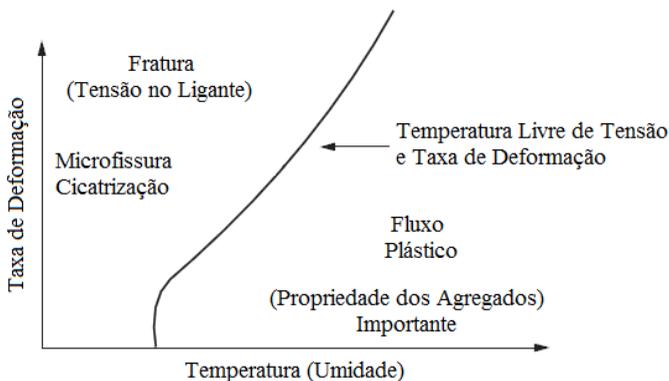
Diversos fatores afetam a rigidez do concreto asfáltico, entre eles: a taxa de deformação, a temperatura, o estado de tensão, as partículas do agregado, o tipo de ligante, a película de ligante asfáltico que envolve os agregados, os finos no mástique, a água em forma líquida ou vapor e sua localização na mistura asfáltica, os vazios na mistura asfáltica, a idade da mistura asfáltica, a reatividade com o oxigênio, os aditivos ou modificadores que foram adicionados ao concreto asfáltico, etc. (KIM, 2009). A seguir são discutidos os principais fatores que afetam a rigidez da mistura asfáltica.

4.3.1.1 Temperatura e Taxa de Carregamento

A rigidez do concreto asfáltico depende da temperatura e da taxa de deformação do carregamento. Por exemplo, a uma dada temperatura, o concreto asfáltico irá deformar-se lentamente e permanentemente se ele for carregado lentamente, enquanto se este for carregado rapidamente, apresentará maior rigidez e estará sujeito a fratura. Analogamente, a uma dada taxa de deformação de carregamento, há uma temperatura na qual o material irá relaxar rapidamente o suficiente para não acumular nenhuma tensão na amostra de teste. Estes dois fatos conhecidos, em geral, podem ser ilustrados em um gráfico qualitativo da taxa de deformação em função da temperatura, que indica: a temperatura livre de tensão e taxa de deformação, onde acima da qual, o material irá experimentar microfissuras e cicatrização, e abaixo da qual, o material irá ser submetido a um fluxo plástico onde as propriedades dos agregados da mistura serão

importantes para limitar o tamanho e forma dos padrões de fluxo. Este gráfico conceitual é mostrado na Figura 4.5 (KIM, 2009).

Figura 4.5 - Dano no concreto asfáltico.



Fonte: Kim (2009).

4.3.1.2 Natureza e Teor do Ligante Asfáltico

Sob as mesmas condições de temperatura e frequência, o módulo complexo é diretamente influenciado pela consistência do ligante, assim como por sua suscetibilidade térmica e cinética. Quanto maior a rigidez do ligante, maior o valor do módulo. Neste caso, a mistura torna-se menos sensível à temperatura e sua resistência mecânica se eleva. Contudo, existe um limite de fragilidade que não deve ser transpassado (RIVIERE, 1996).

O teor de ligante influencia na rigidez das misturas asfálticas já que interfere na compacidade da mistura obtida e, com isso, modifica seu módulo. De forma geral, o aumento do teor de ligante conduz ao aumento do módulo até um valor ótimo. Acima deste valor ótimo, o módulo diminui (ROCHE, 1996).

4.3.1.3 Umidade e Energias Superficiais

Existem dois componentes de danos provocados pela umidade na rigidez do concreto asfáltico: um por imersão e outro devido ao carregamento repetido abrir progressivamente zonas de interface ao longo da superfície dos agregados da mistura asfáltica. O dano de imersão depende da taxa de difusão da umidade e da quantidade de água que o filme de asfalto pode manter. A taxa de difusão da umidade depende da

pressão de vapor relativa na proximidade imediata de cada partícula de agregado e da espessura da película de mástique em torno do agregado. Cada asfalto tem uma única curva característica da água *versus* a pressão de vapor relativa. Alguns asfaltos mantêm mais água ao mesmo nível de pressão de vapor relativa do que outros. Com base em medições feitas atualmente, a curva característica da pressão de vapor é o elemento crucial para determinar quanto dano é realizado no concreto asfáltico por difusão de umidade. Asfaltos que mantêm mais umidade estarão susceptíveis a danos mais severos devido à imersão. Além disso, nas misturas asfálticas onde o efeito da água na fratura da interface é maior, serão as mais danificadas por cargas repetidas na presença de umidade (GOOD & VAN OSS, 1991).

4.3.1.4 Partículas dos Agregados

A principal razão para o aparecimento da formulação anisotrópica da rigidez do concreto asfáltico é pela forma das partículas dos agregados. Quando eles são compactados, por exemplo, as partículas retangulares resultam em um módulo que é maior em uma direção do que na outra direção. Para além da forma, a distribuição, o tamanho das partículas e a textura das partículas também tem um efeito sobre a rigidez direcional e o coeficiente de Poisson do concreto asfáltico. Quanto mais próxima for a distribuição do tamanho das partículas da linha de densidade máxima da distribuição, maior será a isotropia na mistura, logo, ao se afastar, apresentará maior grau de anisotropia (TUTUMLUER & SEYHAN, 2002).

4.3.1.5 Finos

Os finos da mistura asfáltica são todas as partículas menores que 0,075 mm. Elas compõem cerca da metade do volume do mástique. A rigidez da mistura é afetada de forma significativa por quão bem é a ligação dos finos com o aglutinante asfáltico, pela dispersão e dimensão dos finos no mástique e pela sua compatibilidade com a energia superficial do asfalto com ou sem a presença de água. Na matriz, os finos servem como bloqueio para microfissuras. As microfissuras começam como uma nuvem dispersas nas falhas do mástique, evoluindo com a energia de deformação proveniente de repetidas cargas até progredir a trincas na mistura. Contudo, quando as microfissuras encontram uma partícula fina bloqueando o seu caminho, a partícula irá funcionar como um supressor de fenda, dificultando a progressão das microtrincas. Assim,

se existirem partículas finas bem dispersas no mástique, muitas microfissuras serão bloqueadas (DANIEL & KIM, 1998).

Um dos principais efeitos da propagação das microfissuras na mistura asfáltica é redução progressiva da rigidez. De forma contrária, um dos principais efeitos da boa dispersão de finos na matriz é manter a rigidez, precisamente porque suas ações evitam as microfissuras. No entanto, para tal efeito, as partículas finas devem ligar-se bem ao asfalto, especialmente na presença de água. A força de ligação adesiva entre os dois é determinada pelas características de energia superficial de ambos os materiais. Neste mesmo sentido, para os aditivos incorporados com o intuito de melhorar a rigidez, resistência e ductilidade do concreto asfáltico, independente da sua composição, as partículas do aditivo devem ser pequenas, bem dispersas e apresentarem compatibilidade com o asfalto, a fim de melhorar as propriedades mecânicas da mistura asfáltica (DANIEL & KIM, 1998).

4.3.1.6 Compactação

O grau de compactação do concreto asfáltico é uma característica da mistura asfáltica, resultante de fatores de formulação e fatores de aplicação, exercendo influência sobre o módulo das misturas. A rigidez das misturas asfálticas aumenta com o grau de compactação. O aumento da compactação torna as misturas menos suscetíveis à temperatura. A rigidez tende a um valor máximo, e, conseqüentemente, quando a compactação ultrapassa esse máximo, a rigidez diminui (RIVIERE, 1996).

4.3.1.7 Vazios

Os vazios podem ser considerados como pequenas partículas com rigidez igual a zero. Vazios pequenos e bem dispersos na mistura asfáltica irão fornecer vários benefícios à mistura, evitando ainda a propagação de microtrincas e propiciando volumes bem dispersos para o asfalto expandir em altas temperaturas. Contudo, muitos vazios irão acelerar o crescimento de microfissuras, assim como, poucos vazios irão promover grandes deformações plásticas. Além disso, o excesso de vazios irá proporcionar o acesso rápido de ar e água no interior da camada asfáltica acelerando o seu envelhecimento e os danos provocados pela umidade. Tal como acontece com as partículas finas, os vazios de ar devem ser pequenos e bem dispersos, de modo a ter o efeito desejado sobre a rigidez da mistura (LYTTON, 2000).

4.3.2 Módulo Complexo do Concreto Asfáltico

O dimensionamento de pavimentos com base na teoria de camadas elásticas necessita de dois parâmetros elásticos para cada camada de material utilizado: o módulo de Young (rigidez) e o coeficiente de Poisson. Contudo, atualmente um dos parâmetros de rigidez mais amplamente utilizados para misturas asfálticas na concepção estrutural de pavimentos tem sido o módulo complexo ($|E^*|$).

O módulo complexo também foi selecionado para caracterizar as misturas asfálticas no novo guia da AASHTO (2002), designado para o projeto de estruturas de pavimento, pelo projeto NCHRP 1-37A da Universidade do Estado do Arizona (ASU). Neste sentido, o módulo complexo irá substituir o ensaio de módulo de resiliência utilizado atualmente para o dimensionamento de pavimentos.

O ensaio para avaliar o módulo complexo consiste em submeter o material a uma sequência de solicitações sinusoidais com frequência variável, que se válida somente quando efetuado no domínio das pequenas deformações. Com efeito, sob este domínio, o comportamento esperado é viscoelástico linear, onde uma solicitação sinusoidal aplicada desencadeia uma resposta também sinusoidal (HUET, 1963 *apud* ROCHE, 1996).

Como já visto, o módulo complexo pode ser definido pela relação entre a amplitude complexa da tensão sinusoidal da pulsação aplicada ao material e a amplitude complexa da deformação sinusoidal que resulta em regime estável. Em consideração à característica viscoelástica do material, a deformação apresenta uma defasagem com relação à tensão, o que é traduzido por um ângulo de fase entre os dois sinais. Isso fornece parâmetros indicativos da predominância viscosa ou elástica do material (RIVIERE, 1996).

4.3.2.1 Tipos de Ensaio Existentes

Todos os ensaios de módulo complexo são determinados a partir dos valores da força e da deformação aplicados nos corpos de prova e da defasagem existente entre os sinais da força e da deformação, aliados a dois fatores: o fator de forma e o fator de massa. O fator de forma (γ) depende das dimensões do corpo de prova e o fator de massa (μ) é uma função da massa da amostra (M) e da massa das partes móveis (m) que influenciam a força resultante pelos seus efeitos inerciais. Desta forma, as duas componentes do módulo complexo, podem ser calculadas conforme a equação 4.1 para a componente real (elástica) e de acordo com a equação 4.2 para a componente imaginária (viscosa).

$$E1 = \gamma \left(\frac{F}{z} \times \cos \delta + \frac{\mu}{10^3} \times \omega^2 \right) \quad (4.1)$$

$$E2 = \gamma \left(\frac{F}{z} \times \sin \delta \right) \quad (4.2)$$

Onde:

$E1 = E'$ = componente real;

$E2 = E''$ = componente viscosa;

γ = fator de forma;

μ = fator de massa;

δ = ângulo de fase;

F = força aplicada;

z = deslocamento; e,

ω = frequência angular da sollicitação $\omega = 2\pi f$.

Os fatores de forma e massa para diferentes corpos de prova e condições de carregamento são apresentados na Figura 4.6, conforme a norma europeia EN 12697-26 (2004).

Figura 4.6 - Fatores de forma e massa.

Tipo de Carregamento		Fator de Forma, γ L^{-1}	Fator de Massa, μ
4PB-PR		$\frac{L^2 A}{bh^3} \left(\frac{3}{4} \frac{A^2}{L^2} \right)^b$	$R(X) \left(\frac{M}{4} + \frac{m}{R(A)} \right)^b$
IT-CY		$\frac{1}{b} \times (\nu + 0,27)$	–
DTC-CY		$\frac{4h}{\pi D^2}$	$\frac{M}{2} + m$
DT-CY DT-PR		1	0
<p>^a Para dimensões usuais de corpos de prova</p> <p>^b $R(X) = \frac{12L}{A} \times \left[\frac{1}{(3XL - 3X^2/L^2 - A^2/L^2)} \right]$, $A = \frac{L-l}{2}$, X = coordenadas em que a deflexão é medida</p>			
Tipo de Carregamento		Fator de Forma, γ L^{-1}	Fator de Massa, μ
2PB-TR		$\frac{12L^3}{b(h_1 - h_2)^3} \left[\left(2 - \frac{h_2}{2h_1} \right) \frac{h_2}{h_1} - \frac{3}{2} - \ln \frac{h_2}{h_1} \right]$	$0,135 M + m^a$
2PB-PR		$\frac{4L^3}{bh^3}$	$\frac{M}{4} + m$
3PB-PR		$\frac{24L^3}{\pi^4 bh^3} = \frac{L^3}{4bh^3}$	$\frac{M+m}{2}$

Fonte: EN 12697-26 (2004).

4.4 RESISTÊNCIA À FADIGA DO CONCRETO ASFÁLTICO

O fenômeno de fadiga é o processo pelo qual o concreto asfáltico se deteriora quando submetido a um estado de tensões e de deformações repetidas, resultando em trincas ou ruptura completa, após um número suficiente de repetições de carregamento. As trincas de fadiga no pavimento asfáltico iniciam-se na parte inferior da camada de asfalto e propagam-se para a superfície, em inglês, “*Bottom-Up Fatigue Cracking*” (KHALID, 2000).

4.4.1 Trincas de Fadiga “*Bottom-Up*” - Trincas Tipo Couro de Jacaré

Este tipo de trincamento de fadiga é resultado da deflexão repetida da camada de concreto asfáltico no âmbito do tráfego. Basicamente, o pavimento flexiona sob o carregamento do tráfego gerando um estado de tensões e de deformações de tração na parte inferior da camada de concreto asfáltico. Com a deflexão repetida, as tensões e deformações de tração ocasionam microtrincas na parte inferior da camada de concreto asfáltico que eventualmente se propagam à superfície. Quanto maior a frequência de deflexões e/ou a amplitude, maiores serão as tensões e deformações de tração e menor o número de cargas repetidas necessárias para nucleação e propagação das trincas para superfície. A seguir são listados alguns fatores que propiciam elevados estados de tensão e deformação na parte inferior da camada concreto asfáltico (ABOJARADEH, 2003).

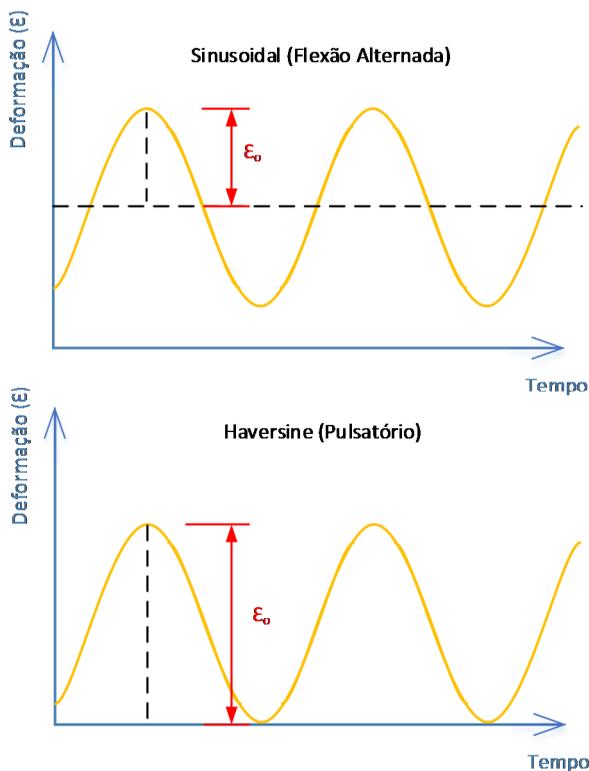
- Concreto asfáltico com espessura relativamente delgada para a magnitude das cargas das rodas;
- Elevado carregamento e pressão dos pneus;
- Dinâmica do carregamento (afetada pela irregularidade);
- Camada de base granular não cimentada;
- Solo do subleito de elevado grau de resiliência; e,
- Redução da rigidez das camadas de base/sub-base provocadas por um aumento no teor de umidade.

4.4.2 Modos de Carregamento nos Ensaios de Fadiga

Os ensaios de fadiga são realizados em dois modos diferentes de carregamento: deformação controlada (deslocamento) ou tensão

controlada (força). Uma variedade de padrões de carga, tais como sinusoidal, Haversine, quadrada e triangular em forma de ondas, com ou sem períodos de descanso têm sido utilizadas para simular os pulsos de carga do tráfego. Contudo, as formas de onda mais usadas na caracterização da mistura e no desenvolvimento de modelos de previsão de resistência à fadiga são a sinusoidal e Haversine, conforme a Figura 4.7 (HUANG, 2004).

Figura 4.7 - Formas de carregamentos utilizados em ensaios de fadiga.



Fonte: Adaptado de Said (1988 *apud* FONTES, 2009).

No ensaio de deformação controlada, a amplitude de deformação mantém-se constante e a força necessária à manutenção do nível de deformação inicial diminui gradualmente após a nucleação da trinca, na medida em que a rigidez de flexão da mistura é efetivamente reduzida. A falha, ou o ponto de terminação, é comumente selecionado com certa

redução na rigidez inicial comparada ao início do ensaio, geralmente de 50% (ZEIADA, 2012).

O modo de deformação controlada da carga simula condições de finas camadas de concreto asfáltico. Neste caso, a camada de concreto asfáltico não é o componente principal da transmissão da carga. A deformação na camada de concreto asfáltico é governada pelas camadas subjacentes e não é muito afetada pela alteração da sua rigidez. Esta situação é conceitualmente mais relacionada ao modo de deformação constante (MONISMITH, 1966).

No modo de carregamento sob tensão controlada, a amplitude da tensão é mantida constante. Devido à aplicação repetitiva da tensão, a amplitude da deformação aumenta, até atingir o dobro da amplitude inicial, quando então a rigidez de flexão é reduzida à metade da rigidez inicial e é constituída a falha. De acordo com Monismith (1966), o tipo de carregamento sob tensão controlada é geralmente considerado aplicável para camadas de concreto asfáltico de maiores espessuras. Neste tipo de estrutura, a espessura da camada de concreto asfáltico é o componente principal da transmissão da carga e do aumento da deformação. No entanto, com a redução da rigidez, por causa da espessura, as mudanças na tensão não são importantes e este fato conduz a uma situação de tensão constante.

O desempenho à fadiga de concretos asfálticos com menor rigidez à flexão é superior sob carregamento de deformação controlada que em testes de tensão controlada em semelhantes amplitudes iniciais de deformação. No modo de tensão controlada, misturas com uma maior rigidez à flexão têm mostrado uma resistência à fadiga maior, independentemente do teste ser conduzido por dois ou quatro pontos de flexão (PELL & COOPER, 1975).

Testes sob tensão controlada são mais severos que testes sob deformação controlada e a energia é absorvida mais rapidamente. A energia inicial dissipada por ciclo é elevada e a taxa de dissipação da energia é mais rápida no modo de carregamento sob tensão controlada. Nos testes de fadiga haverá variabilidade e dispersão nos resultados. No entanto, quando a tensão no teste de tensão controlada é convertida em deformação, e a deformação é representada graficamente em função do número de ciclos até à falha, então, a dispersão é consideravelmente reduzida. Isto sugere que os testes de deformação controlada reduzem a dispersão e variabilidade associada aos testes de fadiga. A variabilidade também está associada às dimensões da amostra de teste. Com maior tamanho da amostra, menor é a dispersão e variabilidade nos resultados do ensaio de fadiga (MONISMITH, 1966).

Como conclusão, a Tabela 4.1 mostra a diferença entre os ensaios de fadiga sob tensão ou deformação controlada, e a sua influência sobre as características medidas no ensaio (SOULIMAN, 2012).

Tabela 4.1 - Diferenças entre tensão controlada e deformação controlada em testes de fadiga.

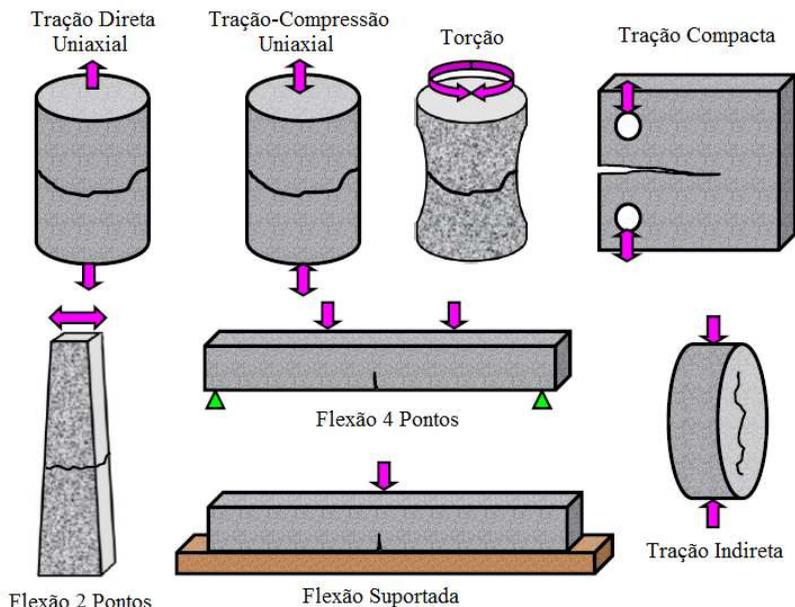
Variáveis	Tensão controlada	Deformação controlada
Espessura da camada de concreto asfáltico	Vinculada a camadas relativamente espessas	Vinculada a camadas mais finas
Definição de falha (número de ciclos)	Bem definida a partir de fraturas no corpo de prova	Arbitrária, o ensaio é interrompido quando o nível de carga foi reduzido, em certa proporção do seu valor inicial
Dispersão dos resultados	Maior dispersão	Menor dispersão
Número necessário de corpos de prova	Menor número	Maior número
Magnitude da vida à fadiga (N)	Vida geralmente menor	Vida geralmente maior
Efeito das variáveis da mistura	Mais sensível	Menos sensível
Taxa de dissipação de energia	Mais rápida	Mais lenta
Taxa de propagação de trincas	Mais rápido do que ocorre em campo	Mais representativos das condições de campo
Efeitos benéficos de períodos de repouso	Maiores efeitos benéficos	Menores efeitos benéficos

Fonte: Souliman (2012).

4.4.3 Tipos de Testes de Resistência à Fadiga

Diferentes metodologias de testes foram desenvolvidas ao longo das últimas décadas para obter o comportamento à fadiga de misturas de concreto de asfáltico. A qualidade de predição da resistência à fadiga utilizando qualquer um destes métodos de ensaio depende do grau de precisão em que o ensaio simula o estado de carregamento, os apoios, o estado de tensão e o meio ambiente. Além disso, a seleção de qualquer método de teste pode ser influenciada pela disponibilidade e custo do equipamento, para além da facilidade de utilização. A Figura 4.8 ilustra a maior parte dos testes disponíveis para a realização de ensaios de fadiga.

Figura 4.8 - Diferentes tipos de testes de fadiga.



Fonte: Zeiada (2012).

Segundo Zeiada (2012), é quase impossível que testes de fadiga no âmbito laboratorial simulem completamente as condições de campo, pois há muitas variáveis que não são consideradas, tais como: fabricação das amostras, carregamento composto, períodos aleatórios de descanso, ação do meio ambiente e multiestado de tensão. Portanto, há diferença na resistência à fadiga obtida com base em condições de campo e de laboratório. Para considerar esta diferença na resistência à fadiga, um fator é normalmente utilizado para transladar o desempenho laboratório para o campo. A magnitude do fator de desvio é variável e depende de muitos fatores, tais como: a espessura da camada de concreto asfáltico, as propriedades da mistura, o volume e a composição do tráfego, as condições ambientais, critério de falha à fadiga e do tipo de ensaio de fadiga.

Nos ensaios de flexão em 4 pontos, a dimensão das vigas podem variar de um laboratório para outro. A AASHTO T 321 (2003) e SHRP M-009, conforme seus protocolos de testes, exigem uma preparação de vigas de grandes dimensões que depois devem ser serradas para as

dimensões necessárias. As dimensões finais requeridas são 380 ± 6 mm de comprimento, 50 ± 6 mm de altura 63 ± 6 mm de largura. O procedimento não especifica um método único para a preparação.

O teste de flexão em 2 pontos tem sido utilizado principalmente na França. A dimensão maior do corpo de prova trapezoidal é fixa e a extremidade menor é submetida a um carregamento sinusoidal sob tensão ou deformação controlada. A forma trapezoidal dos corpos de prova estabelece a falha em cerca de meia altura, onde a tensão de flexão é maior do que na base onde as condições de contorno podem afetar a interpretação dos resultados. As amostras apresentam uma seção transversal de base 70 x 25 mm e uma seção transversal de topo 25 x 25 mm e uma altura 250 mm (VAN DIJK, 1975; BONNOT, 1986).

4.4.4 Fatores que Afetam a Resistência à Fadiga

Segundo Chiangmai (2010) os principais fatores que afetam a resposta à fadiga de misturas de concreto asfáltico em laboratório são:

- As variáveis da mistura, como: tipo e origem do ligante asfáltico, composição granulométrica, tipo e origem dos agregados, forma e textura dos agregados, volume de vazios da mistura, teor de ligante asfáltico;
- As variáveis ambientais, como: temperatura, gradiente de temperatura, umidade;
- Os fatores de carga, como: magnitude do carregamento, tipo de carregamento (tensão ou deformação controlada), forma do carregamento, frequência de ensaio e a existência de períodos de descanso; e,
- Outros fatores, como: fabricação dos corpos de prova, processo de preparação da mistura, método de compactação e o envelhecimento do ligante asfáltico.

Monismith *et al.* (1971 *apud* FONTES, 2009) relatam a influência de algumas variáveis da mistura na resistência à fadiga, de acordo com a Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Influência de variáveis na resistência à fadiga do concreto asfáltico.

Variável	Evolução da variável	Efeito na resistência à fadiga	
		Tensão controlada	Deformação controlada
Viscosidade do ligante	Maior	Maior	Menor
Teor de ligante	Maior	Maior	Maior
Granulometria	Aberta-fechada	Maior	Menor
Volume de vazios	Menor	Maior	Maior
Temperatura	Menor	Maior	Menor

Fonte: Monismith *et al.* (1971 *apud* FONTES, 2009).

São apresentados, a seguir, os resultados de alguns estudos relacionados aos fatores supracitados.

Harvey & Tsai (1996), em uma simulação numérica, ao usar os modelos de fadiga obtidos a partir dos resultados de laboratório, verificaram um aumento na predição à fadiga quando utilizado o revestimento com maior teor de ligante asfáltico e menor volume de vazios.

Um estudo realizado por Sousa *et al.* (1998) avaliou o efeito da composição granulométrica sobre o desempenho à fadiga de misturas de concreto asfáltico. O estudo concluiu que as composições granulométricas finas, que passam por cima ou na zona de restrição da especificação Superpave, apresentam um melhor desempenho à fadiga do que as composições granulométricas que passam abaixo da zona de restrição. Tal fato é explicado pela necessidade de maiores teores de ligante asfáltico para as composições granulométricas finas.

Kim *et al.* (1992) avaliaram no ensaio de compressão diametral, os efeitos do tipo de agregado na resistência à fadiga de misturas asfálticas. Foi observado um aumento na resistência à fadiga com agregados de textura mais áspera e rugosa, devido a maior resistência na interface agregado-ligante asfáltico.

Os efeitos da segregação da mistura de concreto asfáltico na resistência à fadiga foram avaliados por Khedaywi & White (1996). Eles verificaram que a resistência à fadiga diminuiu significativamente com o aumento da segregação.

Van Dijk & Visser (1977), investigaram o efeito de período de descanso na resistência à fadiga da mistura asfáltica. Verificaram que o aumento do tempo de repouso pode aumentar a resistência à fadiga em até 10 vezes.

Raithby & Sterling (1970), realizaram testes cíclicos de tração uniaxial sob tensão controlada em duas frequências de carga (2,5 Hz e 25

Hz), duas temperaturas (10 °C e 25 °C) e utilizando pulso de carga sinusoidal sem e com períodos de descanso (40 μs a 800 μs). Os resultados mostraram que os períodos de repouso promoveram maior resistência à fadiga, na ordem de cinco ou mais vezes quando comparado ao carregamento contínuo.

Castro *et al.* (2006), realizaram testes de fadiga em vigas submetidas à flexão, com e sem períodos de descanso. Um período de 1 segundo de repouso após cada 0,1 segundos de carregamento foi aplicado ao teste. As curvas de fadiga mostraram que os períodos de repouso podem aumentar a resistência à fadiga em até 10 vezes em relação ao carregamento contínuo.

4.4.5 Caracterização do Comportamento à Fadiga do Concreto Asfáltico: Métodos de Análise

Vários métodos têm sido utilizados para a análise da resposta à fadiga das misturas asfálticas. Os principais métodos incluem: abordagens fenomenológicas relativas à tensão ou deformação aplicada e o número de ciclos até a falha; modelos contínuos constitutivos relacionados com as propriedades dos materiais; análise com base na mecânica da fratura; e análise de energia e energia dissipada, entre outros.

4.4.5.1 Abordagem Fenomenológica: Modelos Gerais de Fadiga

Os resultados de testes de fadiga são geralmente interpretados em termos de uma relação entre a tensão aplicada, ou deformação, e a resistência à fadiga. Para a abordagem em termos de deformação, tal como recomendado pelo SHRP, isto resulta em uma relação da seguinte forma, conforme a equação 4.3 (Pell, 1967):

$$N_f = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{k_2} \quad (4.3)$$

Onde:

N_f = resistência à fadiga;

ε_t = deformação de tração inicial; e,

k_1 , k_2 = coeficientes determinados experimentalmente (IRWIN & GALLAWAY, 1974; MATTHEWS & MONISMITH, 1993; VAN DIJK & VISSER, 1977).

Monismith *et al.* (1985) verificaram que os concretos asfálticos mais rígidos geralmente têm menor resistência à fadiga em testes laboratoriais sob deformação controlada. Deste modo, um parâmetro adicional foi introduzido no modelo geral de fadiga para contabilizar variações no material (equação 4.4):

$$N_f = A_f k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{k_2} \left(\frac{1}{E_0}\right)^{k_3} = A_f k_1 (\varepsilon_t)^{-k_2} (E_0)^{-k_3} \quad (4.4)$$

Onde:

N_f = resistência à fadiga;

ε_t = deformação de tração;

E_0 = rigidez inicial do material;

A_f = fator de ajuste laboratório campo; e,

k_1, k_2, k_3 = coeficientes determinados experimentalmente.

No entanto, Harvey & Tsai (1996), com base em resultados conflitantes encontrados quando o efeito de rigidez é levado em conta nas equações, ressaltam que a rigidez não deve ser incluída em modelos de resistência à fadiga.

Embora amplamente utilizada, a abordagem fenomenológica é essencialmente uma abordagem empírica e não proporciona uma relação entre a carga e qualquer forma de acumulação de danos no concreto asfáltico. A abordagem também não pode ser diretamente aplicada aos cenários de carregamento complexo, tais como aqueles normalmente observados em campo. Além disso, a relação resistência à fadiga e deformação é tratada de forma linear, a qual tem sido considerada inadequada para níveis de tensões baixas. Como resultado, tem sido aplicado as abordagens mais fundamentais, tais como: a mecânica do dano contínuo, a mecânica da fratura e a abordagem da energia dissipada. Estas abordagens procuram mais a fundo capturar as respostas complexas envolvidas na resistência à fadiga (CARPENTER *et al.*, 2003).

4.4.5.2 Abordagem Mecanicista

4.4.5.2.1 Abordagem da Mecânica da Fratura

Considerando a fadiga como um processo de dano acumulativo, os princípios da mecânica da fratura foram utilizados por diversos pesquisadores para investigar o trincamento de pavimentos de concreto

asfáltico. Nesta abordagem, o trincamento por fadiga foi caracterizado em três etapas: nucleação da trinca, propagação estável da trinca e propagação instável da trinca. É geralmente assumido que a propagação estável da trinca consome a maior parte da resistência à fadiga. A previsão de vida à propagação da trinca usando a mecânica da fratura pode ser descrita pela lei de Paris, na equação 4.5 (MAJIDZADEH *et al.*, 1971).

$$\frac{dc}{dN} = A(\Delta K)^n \quad (4.5)$$

Onde:

dc/dN = taxa de propagação da trinca por ciclo de carga;

N = número de repetições do carregamento;

C = comprimento da trinca;

ΔK = fator de intensidade de tensão durante a carga e descarga; e,

A, n = parâmetros do material.

O fator de intensidade de tensão é dependente da configuração do corpo de prova, condições de contorno, temperatura (para materiais viscoelásticos) e efeitos de carga. O fator de intensidade de tensão é normalmente avaliado a partir de testes de tenacidade à fratura.

A partir da integração da equação de Paris entre o comprimento inicial da trinca (c_0) e comprimento de trinca crítico (c_f), é obtida a previsão de resistência à fadiga pela equação 4.6 (LIANG & ZHOU, 1997).

$$N_f = \int_{c_0}^{c_f} \frac{dc}{A(\Delta K)^n} \quad (4.6)$$

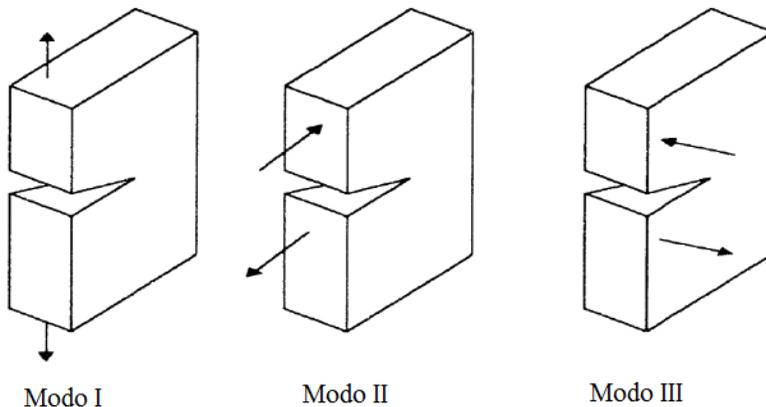
Onde:

c_0 = comprimento inicial da trinca; e,

c_f = comprimento de trinca crítica.

De acordo com a teoria da mecânica de fratura, três modos possíveis de fratura podem ser identificados. Estes modos são: modo I, sob tração, modo II, sob cisalhamento e modo III, sob torção, conforme a Figura 4.9. Para o trincamento térmico de materiais de pavimentação, normalmente o modo I, é predominante. Para trincamento por fadiga induzido por cargas de tráfego, normalmente, o modo I e II podem ser considerados.

Figura 4.9 - Três modos de carregamento para descrever o crescimento de trinca.



Fonte: Adaptado de Anderson (1995).

Jacobs *et al.* (1996), investigaram a aplicabilidade da mecânica da fratura para o concreto asfáltico e mostraram que a trinca no concreto asfáltico cresce de forma descontínua, indicando uma limitação da abordagem da mecânica da fratura para o concreto asfáltico (na mecânica da fratura elástico linear, a fenda se propaga continuamente). Segundo os autores a propagação descontínua da trinca pode ser devido à falta de homogeneidade do concreto asfáltico. Ainda assim, o crescimento descontínuo da trinca medido foi tratado como uma fenda única contínua, no caso, a comparação foi baseada nas tensões máximas normais que ocorrem durante o processo de fratura. Desta forma, o princípio da mecânica da fratura foi aplicado para descrever o processo de crescimento da trinca. Com a análise de elementos finitos, Jacobs *et al.* (1996) encontraram uma relação entre o valor de A e n pela equação 4.6:

$$\log A = a + bn \quad (4.6)$$

Onde:

a, b = parâmetros da regressão.

Para Diefenderfer (2009), embora a abordagem da mecânica da fratura mostre a promessa de explorar os mecanismos da fadiga e da cicatrização, existem deficiências. O teste associado com esta abordagem é geralmente muito extenso para a rotina do projeto e análise de misturas asfálticas. Além disso, os modelos mecânicos de fratura requerem a

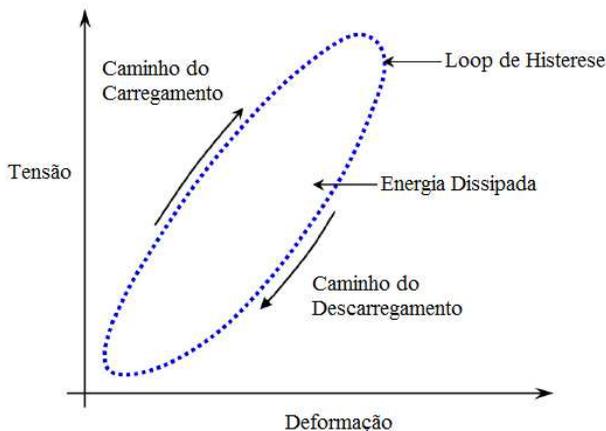
suposição de trincas ou falhas inerentes, por isso não descreve o início da trinca e apenas abordam o estágio II de propagação estável da trinca.

4.4.5.2.2 Abordagem da Energia Dissipada

Outro método de avaliação da fadiga em materiais viscoelásticos utiliza o conceito de energia dissipada. A energia dissipada no material durante o carregamento externo é determinada pela área sob a curva de tensão-deformação (Figura 4.10). Para materiais não puramente elásticos, o processo de carga e descarga está associado à dissipação de energia, uma vez que os caminhos de carga e descarga não se sobrepõem, caracterizando um fenômeno chamado de histerese. A energia dissipada para cada ciclo de carga e descarga pode ser definida como a área no interior do loop de histerese tensão-deformação. Os danos por fadiga estão relacionados com a energia que é dissipada na amostra durante o ensaio (DIEFENDERFER, 2009).

Uma desvantagem da simplicidade aparente desta abordagem é a presença de amortecimento viscoelástico. Materiais viscoelásticos podem tanto armazenar e dissipar a energia mecânica. Durante o carregamento, a energia pode ser dissipada como energia térmica através do processo de amortecimento e, assim, reduzir os danos de fadiga do material. Uma vez que esta energia não está disponível para a propagação de trincas de fadiga, não deve ser considerada como parte da energia dissipada utilizada para determinar a falha por fadiga. Contudo, as atuais aplicações por energia dissipada para descrever o comportamento à fadiga assumem que toda a energia dissipada colabora ao dano no material (GHUZLAN, 2001).

Figura 4.10 - Curva tensão-deformação de materiais viscoelásticos.



Fonte: Zeiada (2012).

De modo geral, a abordagem da energia dissipada é considerada adequada para concretos asfálticos, tal como a energia dissipada pode ser usada para explicar a diminuição das propriedades mecânicas durante o teste (redução da rigidez, por exemplo). A energia dissipada por unidade de volume por ciclo é determinada de acordo com a equação 4.7, e pode ser calculada em termos de tensão ou deformação controlada, conforme as equações 4.8 e 4.9, respectivamente.

$$W_i = \pi \sigma_i \varepsilon_i \sin \delta_i \quad (4.7)$$

No caso de tensão controlada, tem-se: $\sigma_i = \sigma_o$ e $\varepsilon_i = \frac{\sigma_o}{E^*}$. Logo:

$$W_i = \pi \sigma_i \varepsilon_i \sin \delta_i \rightarrow W_i = \pi \sigma_o^2 \left(\frac{1}{|E_i^*| \sin \delta_i} \right) \quad (4.8)$$

No caso de deformação controlada, tem-se: $\varepsilon_i = \varepsilon_o$ e $\sigma_i = \varepsilon_o E^*$. Logo:

$$W_i = \pi \sigma_i \varepsilon_i \sin \delta_i \rightarrow W_i = \pi \varepsilon_o^2 |E_i^*| \sin \delta_i \quad (4.9)$$

Onde:

W_i = energia dissipada no ciclo de carga, i ;

σ_i = amplitude da tensão no ciclo de carga, i ;

σ_o = amplitude da tensão inicial (constante);
 ε_i = amplitude da deformação no ciclo de carga, i ;
 ε_o = amplitude da deformação inicial (constante);
 δ_i = ângulo de fase entre os sinais de tensão e deformação no ciclo de carga, i ; e,
 $|E_i^*|$ = módulo complexo no ciclo de carga, i .

Cabe ressaltar que este conceito de energia dissipada também é utilizado pela especificação Superpave de ligantes asfálticos. Deste modo, nos ensaios em ligantes asfálticos com o reômetro de cisalhamento dinâmico, o módulo complexo obtido é de cisalhamento (G^*), e os parâmetro de desempenho são $G^*/\text{sen } \delta$ e $G^*\text{sen } \delta$.

Com base em estudos anteriores de energia dissipada na resistência à fadiga de concretos asfálticos, várias representações e aplicações foram propostas, como indicado a seguir:

Abordagem da Energia Inicial Dissipada:

A energia inicial dissipada é medida em um número definido de ciclos de carga inicial. Tipicamente, os primeiros 50 ciclos são considerados como os ciclos de condicionamento e a energia dissipada no ciclo de carregamento 50 é determinada como sendo a energia inicial dissipada.

Rowe (1993), observou que a energia inicial dissipada pode ser um bom indicador do desempenho à fadiga para tipos de concretos asfálticos semelhantes.

Um modelo referente a energia inicial dissipada foi introduzido no estudo SHRP A-404 (1994) quanto à resistência à fadiga com base em 44 misturas asfálticas diferentes. O modelo é apresentado na equação 4.10.

$$N_f = 2,365 e^{0,069 VCB} (w_0)^{-1,882} \quad (4.10)$$

Onde:

N_f = número de ciclos para falha;

VCB = porcentagem de vazios cheios de betume; e,

w_0 = energia inicial dissipada.

A desvantagem da abordagem pela energia inicial dissipada é que esta não é adequada para toda gama de carregamento. Shen & Carpenter (2005) verificaram que não há boas correlações quando se trata de testes

de fadiga a baixos níveis de deformação. Além disso, esta abordagem não dispõe de meios para introduzir os efeitos de cicatrização.

Abordagem da Energia Acumulada Dissipada:

A energia acumulada dissipada é a soma de todas as energias dissipadas em cada ciclo, sendo definida pela equação 4.11.

$$W_f = \sum_{i=1}^n w_i = \sum_{i=1}^n \pi \sigma_i \varepsilon_i \sin \delta_i \quad (4.11)$$

Onde:

W_f = energia acumulada na falha.

A energia acumulada dissipada pode ser relacionada com a resistência à fadiga, de acordo com a equação 4.12 (VAN DIJK, 1975):

$$W_f = A(N_f)^z \quad (4.12)$$

Onde:

W_f = energia acumulada na falha;

N_f = número de ciclos para falha; e

A, z = coeficientes determinados experimentalmente.

A relação não é afetada pelo modo de carregamento, efeitos da frequência (entre 10 Hz e 50 Hz), temperatura (entre 10 °C e 40 °C) ou a ocorrência de períodos de repouso. No entanto, verificou-se ser altamente dependente da formulação da mistura (TAYEBALI *et al.*, 1992; VAN DIJK, 1975; VAN DIJK & VISSER, 1977).

Pronk & Hopman (1991) propuseram que a energia dissipada por ciclo é responsável por danos à fadiga. Uma equação foi desenvolvida usando a energia total dissipada combinada com a curva Wöhler para modelação da fadiga, conforme a equação 4.13.

$$N'_t = \frac{N_0}{3} \left(\frac{3}{\beta} \right)^{\frac{b}{2}} \quad (4.13)$$

Onde:

N'_t = predição de resistência à fadiga;

N_0 = resistência à fadiga de acordo com a curva de Wöhler para a máxima amplitude de deformação;
 β = energia relativa dissipada; e
 b = coeficiente da curva de Wöhler.

Abordagem da Proporção de Trabalho:

A abordagem da proporção de trabalho foi introduzida pela primeira vez por Van Dijk & Visser (1977), na qual um parâmetro Ψ é introduzido como a razão entre a energia total dissipada calculada e a energia total dissipada verdadeira por volume, conforme a equação 4.14.

$$\Psi = \frac{W_0}{W_f}, \text{ sendo } W_0 = \pi N_f \sigma_0 \varepsilon_0 \sin \delta_0 \quad (4.14)$$

Onde:

Ψ = fator de proporção de energia;

W_0 = energia total dissipada calculada com base nos valores iniciais de tensão, deformação e ângulo fase;

W_f = energia total dissipada por volume;

σ_0 = tensão inicial;

ε_0 = deformação inicial; e,

δ_0 = ângulo de fase inicial.

Rowe (1993), realizou teste sob tensão e deformação controlada com carga sinusoidal utilizando amostras trapezoidais. Verificou que a proporção de trabalho pode ser utilizada de forma eficaz para prever a nucleação da trinca na fadiga pelas equações 4.15 e 4.16.

$$N_i = 205 V_b^{6,44} W_0^{-2,01} \Psi_i^{1,64} \quad (4.15)$$

$$\Psi_i = \frac{N_i W_0}{W_i} \quad (4.16)$$

Onde:

N_i = número de ciclos de carga para iniciação da trinca;

Ψ_i = fator de proporção de energia;

W_0 = energia inicial dissipada;

W_i = energia acumulada dissipada na nucleação da trinca; e,

V_b = volume de asfalto, %.

Abordagem da Proporção de Mudança da Energia Dissipada:

Esta abordagem inicialmente considera a proporção de energia dissipada como um parâmetro para avaliar a resistência à fadiga. Ela postula que nem toda a energia dissipada é responsável por danos no material. A energia devido ao trabalho mecânico do material e outras influências ambientais permanecem praticamente constantes. Esta abordagem foi examinada e aperfeiçoada por Ghuzlan & Carpenter (2000), Ghuzlan (2001) e Carpenter *et al.* (2003).

A abordagem da proporção de mudança da energia dissipada foi estudada por Shen (2006), sendo definida como a variação média de energia dissipada entre dois ciclos, dividido pela energia dissipada do primeiro dos dois ciclos, conforme a equação 4.15 (NCHRP 9-44, 2008).

$$RDEC = \frac{(DE_{n+1} - DE_n)}{DE_n} \quad (4.17)$$

Onde:

$RDEC$ = proporção de mudança da energia dissipada;

DE_{n+1} = energia dissipada produzida no ciclo de carga $n + 1$; e,

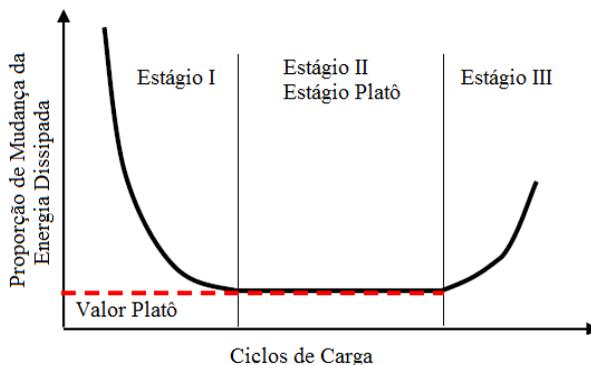
DE_n = energia dissipada produzida no ciclo de carga n ;

De acordo com Diefenderfer (2009) a abordagem da proporção de mudança da energia dissipada é considerada uma abordagem fundamental e demonstrou eficácia para diferentes métodos de ensaio, tais como: os ensaios de flexão de viga (GHUZLAN & CARPENTER, 2000; GHUZLAN, 2001; CARPENTER *et al.*, 2003; SHEN & CARPENTER, 2005; SHEN, 2006) e testes de tensão uniaxial (DANIEL *et al.*, 2004), bem como para vários materiais, tais como: concretos asfálticos e concretos de cimento Portland (DANIEL & BISIRRI, 2005).

A determinação da curva representada pela proporção de mudança da energia dissipada *versus* o ciclo de carga produz uma curva característica de dano, conforme Figura 4.11. Esta curva pode ser dividida em três fases distintas, das quais a fase de platô indica um período durante o qual uma porção constante de energia está transformando-se em dano. Este valor constante (valor platô) é proposto como um fundamental parâmetro de dano exclusivamente relacionado com a falha e dependente das propriedades da mistura, do nível de tensão aplicada, bem como da duração dos períodos de repouso. Os valores de platô diminuem com a diminuição da deformação aplicada e aumentam com a duração dos

períodos de repouso (CARPENTER & SHEN, 2006; CARPENTER *et al.*, 2003).

Figura 4.11 - Características do gráfico da proporção de mudança da energia dissipada.



Fonte: Diefenderfer (2009).

Outros trabalhos de Shen (2006) desenvolveram uma relação entre o valor *RDEC*, o valor platô e a predição de limite de resistência à fadiga. Também foi investigado o uso do *RDEC* e do valor platô para avaliar o papel da cicatrização na fadiga.

A peculiaridade da abordagem da proporção de mudança da energia dissipada é a relação entre o parâmetro de energia, o valor platô (*PV*) e a resistência à fadiga (N_f). Esta relação, apresentada na equação 4.18, é única para todas as misturas asfálticas, todos os modos de carregamento (tensão ou deformação controlada), todos os níveis de carga, e para as variadas condições de testes (frequência, períodos de repouso, etc.) (SHEN, 2006).

$$N_f = 0,4801 (PV)^{-0,9007} \quad (4.18)$$

Onde:

N_f = número de ciclos para falha, resistência à fadiga;

PV = valor platô.

4.4.5.2.3 Abordagem do Dano Contínuo

A teoria do dano contínuo ignora o comportamento em microescala e caracteriza o material usando observações em macroescala. Os dois

parâmetros essenciais que a teoria do dano contínuo procura quantificar são a rigidez efetiva e os danos (HOU, 2009).

A rigidez efetiva, que representa a integridade estrutural do material, pode ser facilmente avaliada sob a forma do módulo secante instantâneo, enquanto que o dano, é difícil de quantificar. Uma das teorias empregadas é a teoria potencial de trabalho desenvolvida por Schapery (1990) para os materiais elásticos, com crescimento do dano baseado na termodinâmica de processo irreversível (HOU, 2009).

Na teoria de Schapery, os danos são quantificados por uma variável de estado interno (*ISV - Internal State Variable*) que é responsável por alterações microestruturais no material. Ao utilizar o princípio de correspondência, a teoria potencial de trabalho pode então ser estendida para meios viscoelásticos (SHEN & CARPENTER, 2007; HOU, 2009).

Neste princípio, Schapery (1984) sugeriu que as equações constitutivas para meios elásticos e meios viscoelásticos têm formas idênticas, exceto que, para o meio viscoelástico, essas condições de tensão e deformação, não necessariamente possuem significados físicos. Em vez disso, elas são definidas como pseudo variáveis sob a forma de integrais de convolução. De acordo com este princípio de correspondência, os problemas viscoelásticos podem ser resolvidos com soluções elásticas quando a tensão física (ou deformação) é substituída pela pseudo tensão (ou deformação). A formulação da pseudo deformação é mostrada conforme a equação 4.19:

$$\varepsilon^R = \frac{1}{E_R} \int_0^t E(t - \tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\tau \quad (4.19)$$

Onde:

ε^R = pseudo deformação;

ε = deformação real;

$D(t - \tau)$ = função fluência;

E_R = módulo de referência que é uma constante arbitrária; e,

$E(t)$ = módulo de relaxação.

A partir da substituição da equação 4.19 na equação 4.20, obtêm-se a equação 4.21.

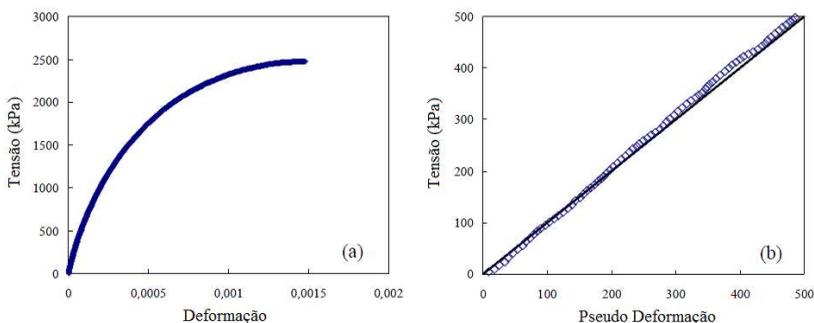
$$\sigma = \int_0^t E(t - \tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\tau \quad (4.20)$$

$$\sigma = E_R \varepsilon^R \quad (4.21)$$

É bastante óbvio que a equação 4.21 tem uma forma semelhante a lei de Hooke para meios elásticos, e uma correspondência pode ser encontrada entre as relações constitutivas de tensão-deformação para meios elásticos e viscoelásticos.

Além disso, uma implicação muito importante da pseudo deformação é que esta é igual à tensão correspondente quando definido $E_R = 1$. Esta propriedade pode ser facilmente visualizada no gráfico tensão *versus* pseudo deformação para um teste monotônico, como mostrado na Figura 4.12.

Figura 4.12 - Resultado de um teste monotônico: (a) curva tensão-deformação e (b) curva tensão-pseudo deformação.



Fonte: Hou (2009).

No gráfico da tensão *versus* deformação, Figura 4.12 (a), o comportamento não linear começa no início do ensaio, o que indica que o dano ocorre na fase precoce. No entanto, na realidade, esta não linearidade está relacionada apenas com o efeito do tempo, o que pode ser comprovado no gráfico tensão *versus* pseudo deformação, em que o efeito do tempo é removido. A curva linear na Figura 4.12 (b) sugere que nenhum dano ocorre, pelo menos até que a tensão chegue a 500 kPa.

Em resumo, a teoria do dano contínuo viscoelástico é composto de três equações básicas (equações 4.22, 4.23 e 4.24) (HOU, 2009):

1) Densidade de energia da pseudo deformação:

$$W^R = f(\varepsilon^R, S) \quad (4.22)$$

2) Relação tensão pseudo deformação:

$$\sigma = \frac{\partial W^R}{\partial \varepsilon^R} \quad (4.23)$$

3) Lei da evolução do dano:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \left(-\frac{\partial W^R}{\partial S} \right)^\alpha \quad (4.24)$$

Onde:

W^R = densidade de energia da pseudo deformação;

ε^R = pseudo deformação;

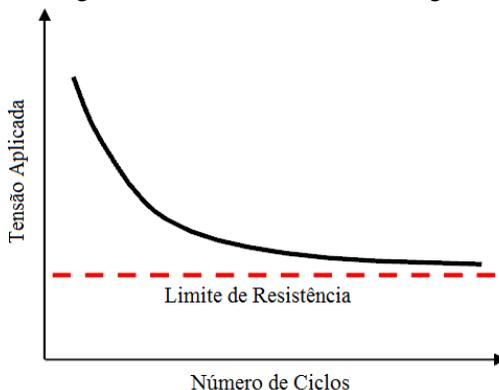
S = parâmetro de dano (variável de estado interno); e,

α = taxa de evolução do dano.

4.4.6 Limite de Resistência à Fadiga: Critérios de Falha

O conceito de limite de resistência à fadiga foi proposto pela primeira vez por Wöhler para materiais metálicos. O limite de resistência à fadiga é considerado quando a tensão aplicada está abaixo da qual o material não continuará a acumular danos por fadiga, proporcionando, assim, essencialmente, uma vida infinita. Neste caso, a curva número de ciclos para falha *versus* a tensão aplicada assume uma forma hiperbólica tendo uma assíntota paralela ao eixo dos ciclos para fadiga, o que implica que existe uma carga aplicada na qual o material não incorre em dano permanente na fadiga. Conforme a Figura 4.13, esta assíntota representa o limite de resistência à fadiga (DIEFENDERFER, 2009).

Figura 4.13 - Conceito geral de limite de resistência à fadiga.



Fonte: Diefenderfer (2009).

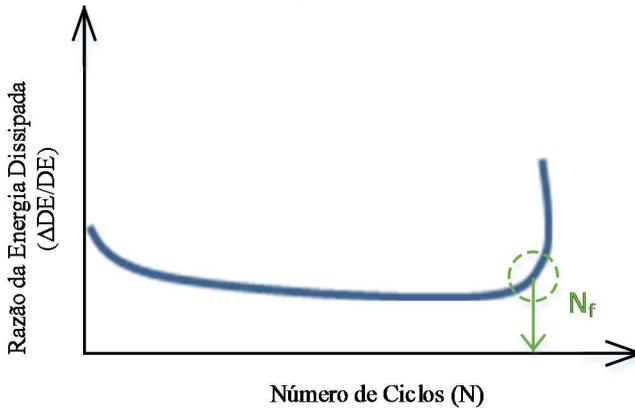
No domínio do concreto asfáltico, uma grande diversidade de critérios quanto à identificação do ponto de falha por fadiga (N_f) são encontrados na literatura. Contudo, todos os critérios são definidos em conceitos de energia dissipada ou degradação da rigidez e com base no modo de carregamento do teste de fadiga (deformação ou tensão controlada).

4.4.6.1 Métodos Baseados na Energia Dissipada

Quando se aplicada uma carga num material, este irá apresentar alguma deformação induzida pelo estado de tensão. A área sob a curva tensão-deformação representa o consumo de energia do material. Uma vez removido o carregamento, a tensão é removida e a deformação é recuperada. Se as curvas de carga e descarga coincidem, toda a energia do material é recuperada (material puramente elástico). Entretanto, se as duas curvas não coincidem, há perda de energia no material. Esta energia é transformada, por meio do trabalho mecânico, na geração de calor ou danos no material, de forma que não pode ser utilizada para retornar o material para a sua forma original. Esta diferença de energia é a energia dissipada do material causada pelo ciclo de carga. Portanto, a energia dissipada pode ser definida como a energia de perda por ciclo de carga em qualquer teste repetido ou dinâmico. Muitos pesquisadores, têm implementado o conceito de energia dissipada na definição de falha por fadiga, dentre eles: Carpenter *et al.* (2003), Pronk (1997) e Hopman & Pronk (1990) (SOULIMAN *et al.*, 2012).

Carpenter *et al.* (2003), definiram a falha como variação da energia dissipada entre os ciclos n_i e n_{i+1} (ΔDE) dividida pela energia dissipada do ciclo de carga n_i (DE). A razão da energia ($\Delta DE/DE$) foi representada graficamente em função dos ciclos de carga, caracterizando uma curva que diminui rapidamente durante a primeira porção de ciclos, em seguida, permanece constante para um número longo de ciclos e, finalmente, aumenta rapidamente. O ponto de falha (N_f) é definido como o número de ciclos de carga na qual a razão da energia começa a aumentar rapidamente como mostrado na Figura 4.14.

Figura 4.14 - Critérios de falha à fadiga de Carpenter.



Fonte: Adaptado de Carpenter *et al.* (2003).

Hopman & Pronk (1990) definiram a razão da energia conforme a equação 4.25.

$$ER = n_i \times w_0/w_n \quad (4.25)$$

Onde:

ER = razão da energia dissipada;

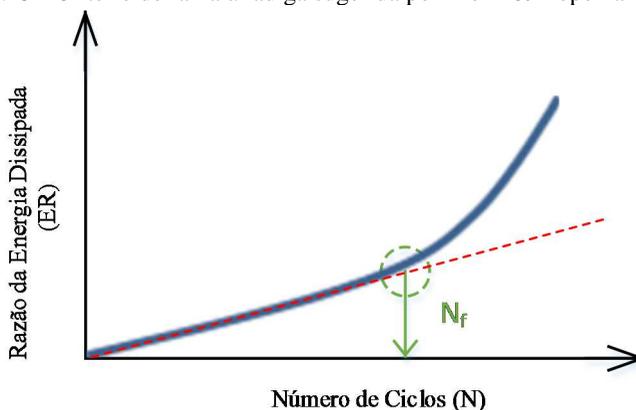
n_i = ciclo de carga;

w_0 = energia inicial dissipada; e,

w_i = energia dissipada no ciclo de carga n_i .

Através da representação gráfica da razão da energia em função do número de ciclos de carga sob deformação controlada, o ponto de falha (N_f) é definido como o número de ciclos de carga em que a razão da energia desvia de uma linha reta tangente ao início da curva, conforme a Figura 4.15.

Figura 4.15 - Critério de falha à fadiga sugerida por Pronk & Hopeman.



Fonte: Adaptado de Hopman & Pronk (1990).

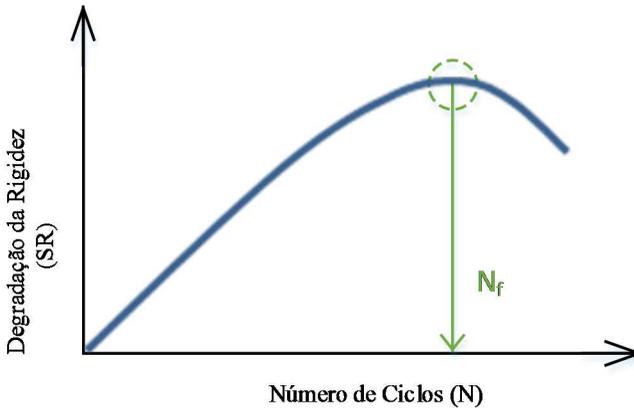
4.4.6.2 Métodos Baseados na Degradação da Rigidez

Este conceito utiliza a redução da rigidez ao longo do tempo como a principal indicação de falha por fadiga. Três métodos principais utilizam esse conceito para definir o ponto de falha por fadiga: Rowe, ASU e Franken, descritos a seguir.

A definição de falha recomendada pelo método do Hopman foi ainda melhorada por Rowe (2003). Este identificou o N_f traçando o número de ciclos de carga (N_i) em relação ao ciclo de carga multiplicado pela rigidez à flexão (S_i) ou seja, o índice de degradação da rigidez ($SR = N_i \times S_i$). O ponto de falha por fadiga foi definido para os testes à força e deslocamento controlado como o ponto que produz um valor de pico, conforme a Figura 4.16.

O método ASU (*Arizona State University*) foi desenvolvido sobre a definição de falha Rowe. Assim, o índice de degradação da rigidez de Rowe foi normalizado, dividindo-o pela rigidez inicial, ou seja, obtendo-se um novo índice de degradação da rigidez, $SR = N_i \times S_i/S_0$, onde a rigidez inicial é extraída no ciclo de número 50. Da mesma maneira, o critério de ruptura à fadiga foi definido como o pico da curva. Os resultados do método conduzem como melhor valor para o critério de falha 50% da rigidez inicial (ABOJARADEH *et al.*, 2007).

Figura 4.16 - Critérios de falha à fadiga de Rowe e ASU.



Fonte: Adaptado de Rowe (2003).

O modelo de Franken é descrito de acordo com a equação 4.26.

$$Y = 1 - [AXB + C(\exp^{DX} - 1)] \quad (4.26)$$

Onde:

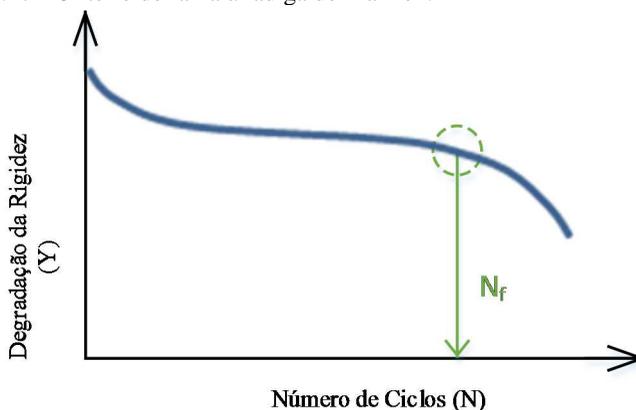
Y = rigidez;

X = número de ciclos de carga; e,

$A, B, C, e D$ = constante de regressão.

O modelo de Franken é uma composição de uma função de potência, juntamente com uma exponencial, que é capaz de ajustar as três fases (inicial, secundária e terciária) dos dados de teste de fadiga como mostrado na Figura 4.17 (SOULIMAN *et al.*, 2012).

Figura 4.17 - Critério de falha à fadiga de Franken.



Fonte: Adaptado de Souliman *et al.* (2012).

Kim *et al.* (1997), introduziram a 50% de redução da pseudo rigidez como o ponto de falha no teste de fadiga, independentemente do modo de carregamento.

4.5 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Um dos defeitos estruturais mais comumente encontrados nos pavimentos asfálticos é a deformação permanente em trilha de roda, em inglês “*rutting*”, também chamada de afundamento de trilha de roda. Pode ser definida como uma depressão nas trilhas das rodas com possível ocorrência de uma elevação ao longo das bordas dessa depressão. A deformação permanente pode ser originada principalmente pela instabilidade do concreto asfáltico ocasionada pela fluência excessiva da mistura, agravada por temperaturas elevadas (ALI, 2006).

A deformação permanente é um defeito que leva à formação de desníveis na superfície do pavimento, aumentando a irregularidade e o desconforto ao rolamento, além de poder ocasionar perda de dirigibilidade. Em dias de chuva, o acúmulo de água nas trilhas de roda pode causar acidentes motivados pelo fenômeno conhecido como hidroplanagem, que ocorre quando os veículos perdem a aderência pneu/pavimento necessária para manutenção de sua estabilidade.

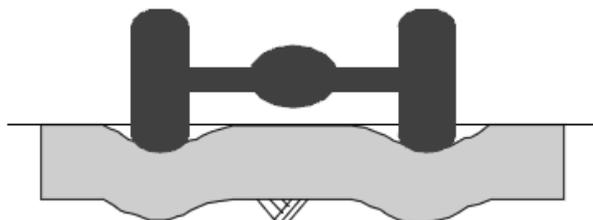
4.5.1 Mecanismo de Deformação Permanente

As irregularidades superficiais causadas por deformação permanente em trilha de roda podem ser traduzidas em três mecanismos, podendo estes atuar isoladamente ou em conjunto (DNIT-PRO 008, 2003; U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2010):

1) Deformação permanente estrutural

A deformação permanente estrutural é resultado do subdimensionamento das camadas do pavimento face à ação do tráfego ou quando o pavimento é submetido a cargas superiores àquelas para as quais foi projetado. Pode também estar relacionada a falhas no processo construtivo do pavimento, como também a problemas de drenagem e de falta de suporte do subleito. Neste sentido, a deformação permanente nas camadas granulares de base, torna-se mais susceptível aos afundamentos em épocas chuvosas (Figura 4.18).

Figura 4.18 - Ilustração da deformação permanente estrutural.

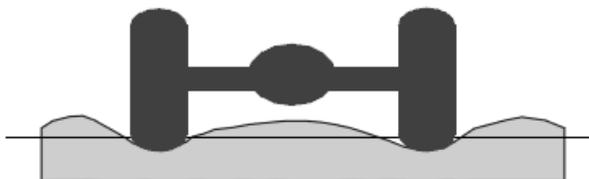


Fonte: Adaptado de U.S. Department of Transportation (2010).

2) Deformação permanente causada por fluência

A deformação permanente causada por fluência distingue-se por ser problema de formulação da mistura asfáltica, características dos diversos constituintes e da execução da mistura. Este mecanismo de deformação, normalmente ocorre durante o verão, sob temperaturas mais elevadas do pavimento (Figura 4.19).

Figura 4.19 - Ilustração da deformação permanente por fluência.



Fonte: Adaptado de U.S. Department of Transportation (2010).

3) Deformação permanente ocasionada pelo uso

A deformação permanente ocasionada pelo uso trata-se de um defeito causado pelo desgaste provocado por pneus providos de correntes para melhorar a aderência. Este é característico de países com regiões frias em que os pavimentos, devido à neve, são recobertos por uma camada de gelo.

No contexto desta tese, será tratada a deformação permanente advinda da camada asfáltica e não de outras camadas do pavimento que também contribuem para os afundamentos que aparecem na superfície.

4.5.2 Deformação Permanente da Mistura de Concreto Asfáltico

A deformação permanente da mistura asfáltica pode ser considerada como a ocorrência simultânea da deformação viscosa do ligante asfáltico e da deformação plástica da estrutura mineral da mistura asfáltica. Nesta perspectiva, ambos, o ligante asfáltico e o agregado exercem papel fundamental no comportamento mecânico da mistura asfáltica. O ligante, como resultado de sua consistência e reologia e o agregado, com as forças de fricção interna entre suas partículas (JOLIET & MALOT, 2000).

Segundo Roberts *et al.* (1996), uma das causas da deformação permanente no revestimento asfáltico está associada à dosagem imprópria da mistura asfáltica. Neste caso, o emprego de quantidades excessivas de ligante asfáltico é um dos grandes causadores do afundamento de trilha de roda. Isto se deve ao fato de que o maior volume de asfalto irá agir como lubrificante e reduzir o atrito interno e o intertravamento do esqueleto pétreo da mistura asfáltica. Os autores ainda complementam, que as propriedades dos agregados e a granulometria da mistura asfáltica também desempenham papel importante na resistência à deformação permanente. Nesta perspectiva, misturas asfálticas projetadas com quantidades elevadas de areias naturais ou agregados não britados (seixo

rolado, por exemplo) têm baixa estabilidade e são susceptíveis a grandes deformações.

De acordo com Hunter (2000), uma maneira de assegurar que o ligante asfáltico forneça sua parcela de resistência à deformação permanente é a utilização de um ligante asfáltico não só mais rígido mas, também, que se comporte como um sólido elástico no pavimento a elevadas temperaturas. Assim, quando a carga é aplicada na mistura asfáltica, o ligante tende a comportar-se mais como uma borracha, retornando a sua posição original e não acumulando deformações.

Para Stakston (2002), uma forma de aumentar a resistência à deformação permanente da mistura asfáltica é através da seleção de agregados, onde, estes devem ter alto grau de atrito interno. Este fator pode ser otimizado com a seleção de agregados com formato cúbico, granulometria, superfície e textura rugosa.

Mahmoud & Bahia (2004), apresentaram um resumo dos principais fatores que podem afetar o desempenho de misturas asfálticas quanto à deformação permanente, conforme a Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Influência de diversos fatores na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas.

Fator		Varição do fator	Resistência à deformação permanente
Agregado	Textura superficial	Lisa para rugosa	Aumento
	Granulometria	Aberta para contínua	Aumento
	Forma	Redonda para angulosa	Aumento
	Tamanho	Aumento do tamanho máximo	Aumento
Ligante	Rigidez	Aumento	Aumento
Mistura	% de ligante	Aumento	Redução
	Volume de vazios	Aumento	Redução
	VAM	Aumento	Redução
	Energia de comp.	Aumento	Aumento
Condições de Ensaio	Temperatura	Aumento	Redução
	Estado de Tensão/Deformação	Aumento da pressão dos pneus	Redução
	Repetição do Carregamento	Aumento	Redução
	Água	Seco para molhado	Redução se a mistura for sensível à água

Fonte: Mahmoud & Bahia (2004).

4.6 PRINCIPAIS PONTOS DO CAPÍTULO

A seguir são elencados os pontos mais importantes abordados no capítulo.

- Em termos de desempenho mecânico, a camada de revestimento asfáltico na estrutura do pavimento, deve apresentar resistência à deformação permanente, fadiga, trincamento térmico e superficial, reflexão de trincas e ao envelhecimento;
- Quando sob ação do tráfego, a camada de concreto asfáltico está submetida essencialmente aos esforços de tração nas fibras inferiores da camada, os quais originam o trincamento por fadiga;
- Quando da passagem do tráfego, a deformação longitudinal na fibra inferior da camada de revestimento asfáltico, apresenta alternância de sinal entre tração e compressão;
- Atualmente o parâmetro de rigidez da mistura asfáltica mais adequado para a concepção estrutural de pavimentos é o módulo complexo (dinâmico), obtido na região da viscoelasticidade linear;
- O fenômeno de fadiga é o processo pelo qual o concreto asfáltico se deteriora quando submetido a um estado de tensões ou deformações repetidas;
- Os ensaios de fadiga são realizados em dois modos diferentes de carregamento: tensão ou deformação controlada, sob uma gama de formas de ondas de carregamento que tentam simular as condições reais do tráfego;
- Os principais fatores que afetam a resistência à fadiga das misturas asfálticas são: temperatura, frequência de ensaio, magnitude e modo de carregamento, períodos de repouso, natureza e teor de ligante asfáltico, granulometria e vazios da mistura asfáltica e as propriedades dos agregados;
- As principais abordagens que têm sido utilizadas na análise da resposta à fadiga são: a fenomenológica, a da mecânica da fratura, a da energia dissipada e a do dano contínuo;
- Os principais critérios de falha por fadiga propostos para o concreto asfáltico são definidos em conceitos de energia dissipada e degradação da rigidez, com base no modo de carregamento (tensão ou deformação controlada);

- A deformação permanente da mistura asfáltica é simultaneamente a deformação viscosa do ligante asfáltico e a deformação plástica da estrutura mineral da mistura asfáltica;
- Tanto a granulometria da mistura asfáltica como a classe e o teor de ligante asfáltico exercem papel fundamental no comportamento da mistura asfáltica à deformação permanente;
- e,
- Uma das principais causas da deformação permanente no revestimento asfáltico, está associada à dosagem imprópria da mistura asfáltica.

5 MÉTODO DA PESQUISA

Visando alcançar os objetivos propostos neste estudo, a pesquisa foi desenvolvida nas seguintes etapas:

Etapa 1 - Caracterização dos agregados e composição granulométrica: Esta etapa visou a caracterização dos agregados segundo a metodologia Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavements*). Nesta etapa, também foi definida a composição granulométrica para a formulação das misturas de concretos asfálticos. A curva granulométrica utilizada foi de um trecho experimental em estudo, localizado na Rodovia BR 101-Sul, em conformidade com os critérios Superpave para um tamanho nominal máximo de 19 mm.

Etapa 2 - Caracterização dos nanomateriais e produção dos nanocompósitos asfálticos: O objetivo desta etapa foi obter as informações estruturais e químicas dos materiais nanométricos utilizados na pesquisa, bem como, nanomodificar o ligante asfáltico convencional 50-70 (referência) com a incorporação de diferentes tipos e porcentagens de nanomateriais.

Etapa 3 - Avaliação das propriedades reológicas e empíricas dos nanocompósitos asfálticos e do ligante asfáltico de referência: Nesta fase foi realizada a caracterização Superpave dos nanocompósitos asfálticos e do ligante asfáltico de referência, com o intuito de obter os parâmetros reológicos de desempenho desses materiais, e, por conseguinte, selecionar dois nanocompósitos asfálticos para a formulação de misturas de concreto asfáltico.

Etapa 4 - Dosagem das misturas de concreto asfáltico: Essa etapa destinou-se a formulação de misturas densas de concreto asfáltico para os nanocompósitos selecionados na etapa anterior e para o ligante asfáltico de referência (CAP 50-70). A produção das misturas seguiu os requisitos da metodologia Superpave de dosagem.

Etapa 5 - Moldagem e caracterização superficial das placas de concreto asfáltico: Esse estágio da investigação teve como finalidade produzir placas e corpos de prova prismáticos de concreto asfáltico com as características das misturas formuladas na etapa anterior, a fim da realização dos ensaios de desempenho mecânico e comportamento reológico. Além disso, nesta etapa foram obtidas as características superficiais da mistura de concreto asfáltico projetado, no tocante à macrot textura.

Etapa 6 - Avaliação do desempenho mecânico e comportamento reológico das misturas de concreto asfáltico: O propósito desta etapa do estudo, foi obter para as misturas de concreto

asfáltico produzidas, a suscetibilidade à deformação permanente, o comportamento reológico e a resistência à fadiga.

Etapa 7 - Modelização da estrutura do pavimento asfáltico:

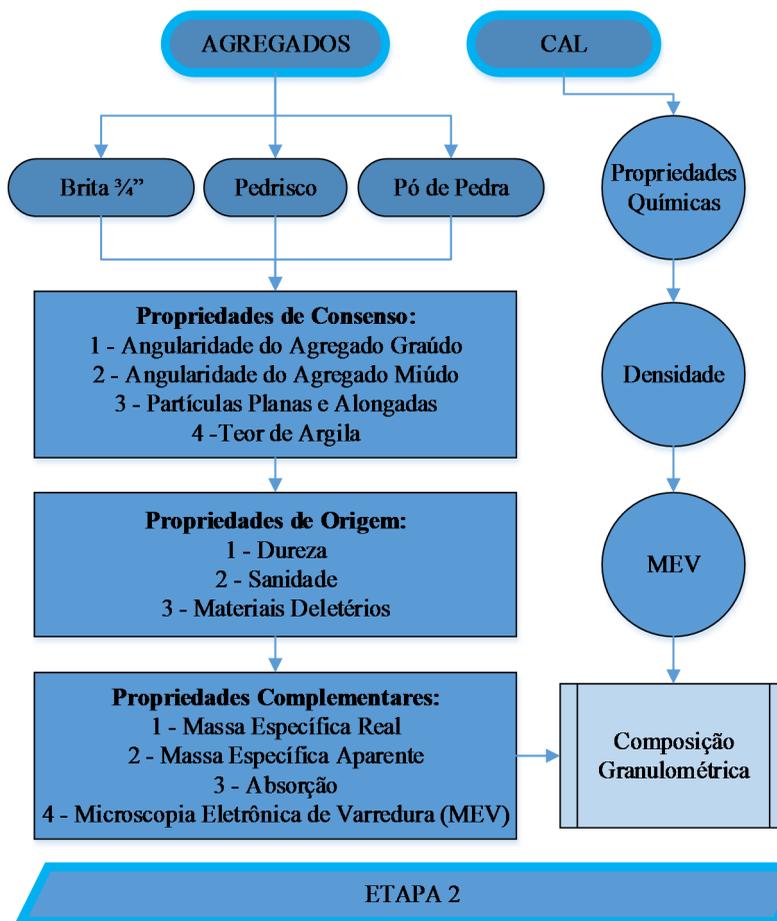
Nesta etapa final da pesquisa, a partir das curvas de fadiga obtidas e do ajuste do modelo reológico de Huet-Sayegh aos dados reológicos experimentais, realizou-se, com um software que considera as propriedades viscoelásticas dos materiais, o dimensionamento da estrutura de um pavimento, simulando a camada de revestimento asfáltico com os diferentes concretos asfálticos estudados. Esta etapa teve como objetivo quantificar os efeitos da utilização dos nanocompósitos na estimativa da vida útil do pavimento, no tocante à ruptura por fadiga.

A seguir é descrito detalhadamente o método utilizado, ou seja, as técnicas laboratoriais selecionadas para atingir os objetivos de cada uma das etapas pré-estruturadas para pesquisa. Cabe aqui ressaltar, que a premissa básica é o desenvolvimento de misturas de concreto asfáltico nanomodificado para um volume de tráfego pesado.

5.1 ETAPA 1: CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS E COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Nesta primeira fase, buscou-se estudar as propriedades dos agregados utilizados na pesquisa. Com base na metodologia Superpave, a Figura 5.1 apresenta o fatorial de ensaios realizados para a determinação e caracterização das propriedades dos agregados.

Figura 5.1 - Estrutura da primeira etapa do programa experimental.



5.1.1 Propriedades dos Agregados

As características dos agregados (brita ¾", pedrisco e pó de pedra) foram determinadas obedecendo as prescrições das seguintes normas:

- **Angularidade do agregado graúdo:** *ASTM D 5821 - Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate*;

- **Angularidade do agregado miúdo:** *ASTM C 1252 - Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate;*
- **Partículas planas e alongadas:** *ABNT NBR 6954 - Lastro-padrão: Determinação da Forma do Material;*
- **Teor de argila:** *AASHTO T 176 - Plastic Fines in Graded Aggregates and Soils by Use of the Sand Equivalent Test;*
- **Dureza:** *ASTM C 131 - Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine;*
- **Sanidade:** *ASTM C 88 - Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate;*
- **Materiais deletérios:** *AASHTO T 112 - Clay Lumps and Friable Particles in Aggregates;*
- **Massa específica real, aparente e absorção do agregado graúdo:** *ASTM C 127 - Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate;*
- **Massa específica real do agregado miúdo:** *DNER-ME 084 - Agregado Miúdo: Determinação da Densidade Real; e,*
- **Massa específica real do material pulverulento:** *DNER-ME 085 - Material Finamente Pulverizado: Determinação da Massa Específica Real.*

5.1.2 Composição Granulométrica de Agregados

No que se refere a composição granulométrica, optou-se por utilizar a mesma curva granulométrica de um trecho experimental em estudo, localizado na Rodovia BR 101-Sul, lote 29, compreendido entre os quilômetros 409 e 437. A curva granulométrica foi formulada a partir da combinação dos agregados (brita $\frac{3}{4}$ ", pedrisco e pó de pedra) e do fíler (cal hidratada) em conformidade com os critérios Superpave para um tamanho nominal máximo de 19 mm, conforme a especificação da Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Especificação granulométrica Superpave para tamanho nominal máximo de 19 mm.

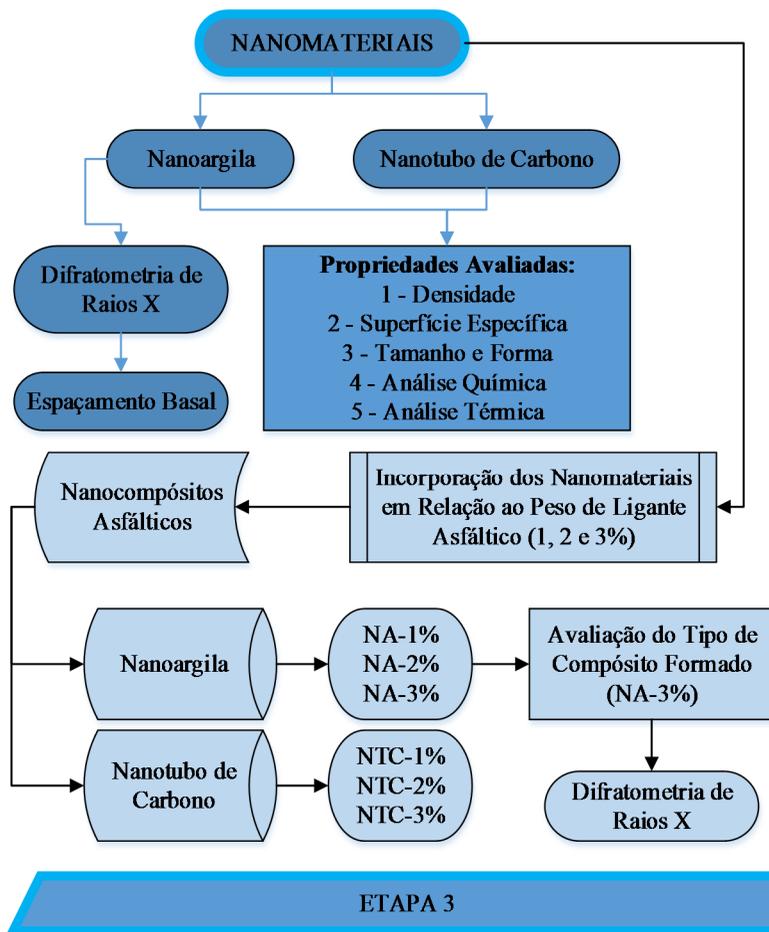
Peneiras (mm)	Pontos de controle		Limites da zona de restrição	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
25	100	100	-	-
19	90	100	-	-
12,5	-	90	-	-
9,5	-	-	-	-
4,75	-	-	-	-
2,36	23	49	34,6	34,6
1,18	-	-	22,3	28,3
0,6	-	-	16,7	20,7
0,3	-	-	13,7	13,7
0,15	-	-	-	-
0,075	2	8	-	-

Fonte: U.S. Department of Transportation (2010).

5.2 ETAPA 2: CARACTERIZAÇÃO DOS NANOMATERIAIS E PRODUÇÃO DOS NANOCOMPÓSITOS ASFÁLTICOS

Esta etapa da pesquisa foi estruturada segundo o fluxograma apresentado na Figura 5.2 e destinou-se a obtenção das características físicas e químicas dos materiais nanométricos, assim como a produção dos nanocompósitos estudados na pesquisa. As técnicas de caracterização são abordadas a seguir.

Figura 5.2 - Estrutura da segunda etapa do programa experimental.



5.2.1 Características Gerais dos Nanomateriais

As características de densidade, superfície específica, tamanho e forma dos nanomateriais foram obtidas via fabricante. Assim como as características do modificador orgânico (surfactante) da nanoargila organofílica utilizada. As outras análises realizadas nos pós de nanomateriais são abordadas a seguir.

Com o intuito da avaliação da pureza dos nanomateriais empregados na matriz asfáltica foi realizado o ensaio de fluorescência de

raios X. A técnica permitiu a determinação da composição química dos nanomateriais. Os ensaios foram realizados no Laboratório Valores/UFSC utilizando um espectrômetro de fluorescência de raios X por energia dispersiva (EDX-700 Shimadzu) e seguindo o método da pastilha prensada. A Figura 5.3 apresenta o equipamento utilizado e as pastilhas de nanomateriais produzidas para as análises.

Figura 5.3 - (a) Espectrômetro de fluorescência de raios X e (b) pastilhas prensadas de NTC e nanoargila.



Fonte: Autor (2014).

5.2.2 Análise Térmica

A incorporação de modificadores (nanomateriais) no ligante asfáltico é realizada em altas temperaturas ($\approx 150\text{ }^{\circ}\text{C}$), assim como a produção da mistura asfáltica na usina e a compactação em campo. Neste sentido, torna-se impreterível conhecer as alterações que o aquecimento pode provocar nas nanopartículas, permitindo estabelecer a faixa de temperatura em que elas adquirem composição química, fixa, definida e constante, e a temperatura em que começam a se decompor e perder suas propriedades.

Para esta análise, foi realizado o ensaio de termogravimetria (TGA) na qual a variação da massa da amostra (perda ou ganho) é determinada em função do aumento da temperatura, enquanto a amostra é submetida a uma programação controlada de temperatura.

As análises térmicas foram realizadas no Labmat/UFSC e Nanotec/UFSC em 2 etapas de aquecimento: a primeira de $25\text{ }^{\circ}\text{C}$ até $150\text{ }^{\circ}\text{C}$, seguido de um patamar de 1h40min a $150\text{ }^{\circ}\text{C}$, e a segunda etapa de $150\text{ }^{\circ}\text{C}$ até $500\text{ }^{\circ}\text{C}$. A taxa de aquecimento foi definida em $10\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{min}$, em atmosfera de nitrogênio, com vazão de $100\text{ ml}/\text{min}$.

O tipo de atmosfera introduzida na análise termogravimétrica foi definida em função do processo investigado. Assim, na avaliação da

decomposição térmica foi utilizado um gás inerte (N_2), para somente verificar o efeito da temperatura sobre os nanomateriais.

No ensaio, procurou-se estabelecer um patamar de 1h40min a 150 °C, para simular o tempo e temperatura no qual foram incorporados os nanomateriais na matriz asfáltica.

5.2.3 Difratometria de Raios X (DRX)

A técnica de difratometria de raios X foi utilizada para a caracterização dos pós de nanoargila (espaçamento basal) e posteriormente para a avaliação do tipo de compósito formado (microcompósito, nanocompósito intercalado, misto ou esfoliado) na incorporação de 3% de nanoargila.

Para esta investigação foi utilizado o difratômetro de raios X do Laboratório de Caracterização Microestrutural/UFSC (modelo X-Pert) com radiação $k\alpha$ de Cu. As análises foram conduzidas com varreduras de 1° a 90° (2θ), com taxa de 0,02°/min. Para a interpretação dos resultados foi utilizada a lei de Bragg conforme a equação 5.1.

$$n\lambda = 2d \sin \theta \quad (5.1)$$

Onde:

n = ordem da difração;

λ = corresponde ao comprimento de onda da radiação de raios X usado no experimento (1,5418 Å);

d = espaçamento entre os planos de rede difracional; e,

θ = ângulo de difração medido.

5.2.4 Nanomodificação do Ligante Asfáltico (CAP 50-70)

Com base na revisão bibliográfica (YOU *et al.*, 2009; GOH *et al.*, 2011; ZARE-SHAHABADI *et al.*, 2010; SANTAGATA *et al.*, 2012) definiu-se o método e as porcentagens de incorporação (1%, 2% e 3%) dos nanomateriais na matriz asfáltica, com o objetivo de obter a dispersão completa dos nanomateriais na matriz e o esfoliamento no caso da nanoargila. Para tanto, os nanocompósitos foram preparados com um misturador de alto cisalhamento, Modelo L5M-A Silverson, equipado com controle de temperatura, cuba térmica e hélice cisalhante, conforme a Figura 5.4.

Figura 5.4 - Misturador de alto cisalhamento.



Fonte: Autor (2014).

A temperatura de incorporação dos nanomateriais na matriz de ligante asfáltico (CAP 50-70) foi de 150 °C, sob nível de cisalhamento de 5.000 rpm com período de compatibilização de 1h40min. Foram produzidos os nanocompósitos conforme a Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Matriz fatorial de nanocompósitos.

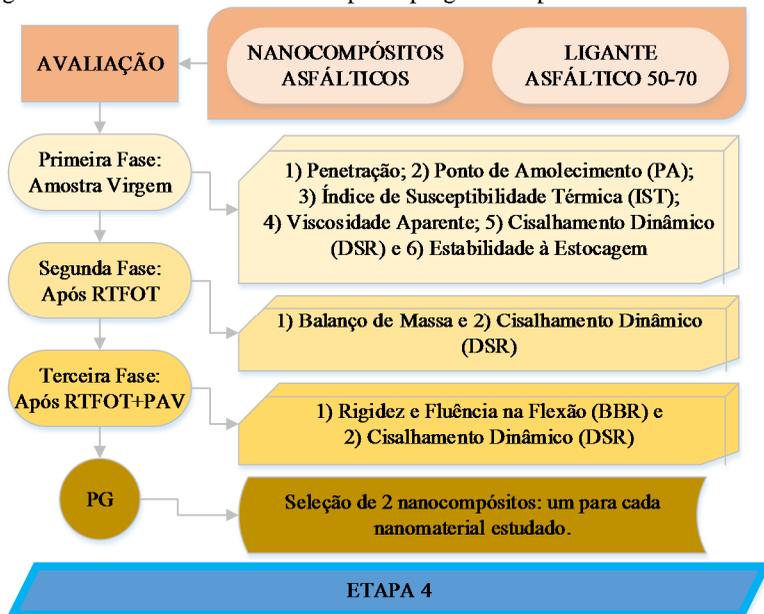
Nanomaterial	Incorporação (% peso de ligante)	Nanocompósito asfáltico
Nanoargila	1 %	NA-1%
	2%	NA-2%
	3%	NA-3%
Nanotubo de Carbono	1%	NTC-1%
	2%	NTC-2%
	3%	NTC-3%

5.3 ETAPA 3: AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES REOLÓGICAS E EMPÍRICAS DOS NANOCOMPÓSITOS ASFÁLTICOS E DO LIGANTE ASFÁLTICO DE REFERÊNCIA

Para avaliação e caracterização dos nanocompósitos asfálticos produzidos e do ligante asfáltico 50-70 (referência), foi realizado um fatorial de ensaios laboratoriais. A determinação das principais propriedades de engenharia e caracterização do comportamento reológico dessas matrizes asfálticas foi executada sob temperaturas altas, intermediárias e baixas. O objetivo foi selecionar um nanocompósito asfáltico por material nanométrico estudado para a formulação de misturas de concreto asfáltico. Foram realizados os ensaios tradicionais da especificação brasileira e também ensaios estabelecidos pela metodologia Superpave.

Através dos ensaios reológicos, também foi determinado para os nanocompósitos e para o ligante asfáltico 50-70 (referência) o grau de desempenho PG (*“Performance Grade”*). A Figura 5.5 estrutura esta etapa da pesquisa.

Figura 5.5 - Estrutura da terceira etapa do programa experimental.



Conforme a Figura 5.5, o estudo das matrizes asfálticas foi conduzido em três fases:

A primeira fase de avaliação foi realizada a partir dos materiais asfálticos virgens, sem o envelhecimento. Nestas amostras, foi verificada a estabilidade à estocagem e determinadas as propriedades empíricas: penetração e ponto de amolecimento. Quanto às propriedades reológicas, determinou-se a viscosidade aparente nas temperaturas de 135 °C, 150 °C e 175 °C; e o módulo complexo e ângulo de fase nas temperaturas de 52 °C, 58 °C, 64 °C, 70 °C e 76 °C, sob tensão controlada de 120 Pa e frequência de 10 rad/s (1,59 Hz).

A segunda fase de avaliação foi estabelecida sobre amostras envelhecidas a curto prazo (RTFOT). Sobre essas amostras foi verificado o balanço de massa, e através do reômetro de cisalhamento dinâmico, o módulo complexo e o ângulo de fase nas temperaturas de 52 °C e 58 °C, sob tensão controlada de 220 Pa, e nas temperaturas de 64 °C, 70 °C e 76 °C, sob tensão controlada de 120 Pa. Os testes foram conduzidos com frequência de 10 rad/s (1,59 Hz).

A terceira fase de avaliação foi estabelecida sobre amostras envelhecidas a longo prazo (RTFOT+PAV). Para estas amostras, foram obtidos o módulo complexo e ângulo de fase nas temperaturas intermediárias de 40 °C, 34 °C, 28 °C e 22 °C com frequência de 10 rad/s (1,59 Hz). Também foi realizada a caracterização dos resíduos (RTFOT+PAV) a baixas temperaturas (-12 °C e -18 °C), onde definiu-se, o módulo de rigidez e a taxa de relaxação.

Com base nestas avaliações, determinou-se o PG de cada material asfáltico estudado.

As avaliações reológicas (cisalhamento dinâmico e a rigidez e fluência na flexão) e o envelhecimento das amostras foram realizados no Departamento de Engenharia de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos - EESC/USP.

As amostras de ligantes asfálticos foram envelhecidas e avaliadas de acordo com as normas elencadas abaixo:

- **Envelhecimento a curto prazo (RTFOT - Rolling Thin Film Oven Test) e balanço de massa:** ASTM D 2872 - Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt - Rolling Thin-film Oven Test;
- **Envelhecimento a longo prazo (PAV - Pressurized Aging Vassel):** ASTM D 6521 - Standard Practice for Accelerated

Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel – PAV;

- **Viscosidade aparente:** *ASTM D 4402 - Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer;*
- **Penetração:** *ASTM D 5 - Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials;*
- **Ponto de amolecimento:** *ASTM D 36 - Standard Test Method for Softening Point of Bitumen: Ring-an-ball Apparatus;*
- **Estabilidade à estocagem:** *ABNT NBR 15166 - Asfalto Modificado: Ensaio de Separação de Fase;*
- **Cisalhamento dinâmico:** *ASTM D 7175 - Standard Test Method for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer; e,*
- **Rigidez e fluência na flexão:** *ASTM D 6648 - Standard Test Method for Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer - BBR.*

5.3.1 Diretrizes Utilizadas na Análise dos Resultados

Os ensaios realizados nos ligantes asfálticos basearam-se nas premissas da metodologia Superpave. Esta, fundamenta-se no desempenho e tenta abordar os principais defeitos encontrados nos pavimentos asfálticos: deformação permanente, trincamento por fadiga e de origem térmica. O módulo de cisalhamento complexo (G^*) e o ângulo de fase (δ) dos ligantes asfálticos, são atualmente utilizados como indicadores que ajudam a prever o potencial à resistência à deformação permanente e a fadiga dos ligantes asfálticos. Neste mesmo sentido, o módulo de rigidez ($S(60)$) e a taxa de relaxação ($m(60)$) são indicadores da resistência ao trincamento térmico.

A seguir, à luz da metodologia Superpave, são especificadas as diretrizes utilizadas na análise dos resultados dos ensaios realizados. Na sequência, os parâmetros abordados estão associados, segundo a metodologia Superpave, aos principais defeitos encontrados nos pavimentos asfálticos.

- **Parâmetro associado à deformação permanente ($G^*/sen \delta$):**

A especificação Superpave utiliza o parâmetro $G^*/sen \delta$ para especificar os ligantes de acordo com a suscetibilidade à deformação permanente em temperaturas elevadas. Este parâmetro é baseado no conceito de energia dissipada, proveniente da equação 4.8, conforme

abordado na seção 4.4.5.2.2. O parâmetro é avaliado em amostras virgens e envelhecidas a curto prazo (RTFOT). Nas altas temperaturas, o PG contínuo é a temperatura que proporciona um $G^*/\text{sen } \delta$ de 1,0 kPa para a amostra virgem e 2,2 kPa para a amostra envelhecida.

Neste caso, em termos de resistência à deformação permanente, tratando-se de $G^*/\text{sen } \delta$, se quer um ligante asfáltico rígido e elástico. Assim, valores altos de módulo complexo (G^*) são favoráveis, porque representam alta resistência à deformação, bem como valores baixos de ângulo de fase (δ), pois refletem uma maior componente elástica da deformação total.

Em linhas gerias, a deformação permanente é considerada um fenômeno sob tensão controlada e quanto maior o parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$ na equação 4.8, menor é a energia dissipada na forma de deformação permanente e calor.

- **Parâmetro associado à resistência à fadiga ($G^* \text{sen } \delta$):**

No que diz respeito à resistência à fadiga, a especificação Superpave emprega o parâmetro $G^* \text{sen } \delta$. Tal parâmetro também é baseado no conceito de energia dissipada, proveniente da equação 4.9, conforme abordado na seção 4.4.5.2.2. Neste caso, a avaliação é realizada em amostras envelhecidas a longo prazo (RTFOT+PAV) com limitação no valor do parâmetro de 5000 kPa. Desta maneira, pretende-se assegurar um adequado desempenho à fadiga do ligante. Assim, é desejável um ligante asfáltico macio e elástico. Em síntese, valores baixos de módulo complexo (G^*) e ângulo de fase (δ).

Em linhas gerias, a fadiga é considerada um fenômeno sob deformação controlada em revestimentos delgados, e quanto menor o parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ na equação 4.9, menor é a energia dissipada e menor o dano no material.

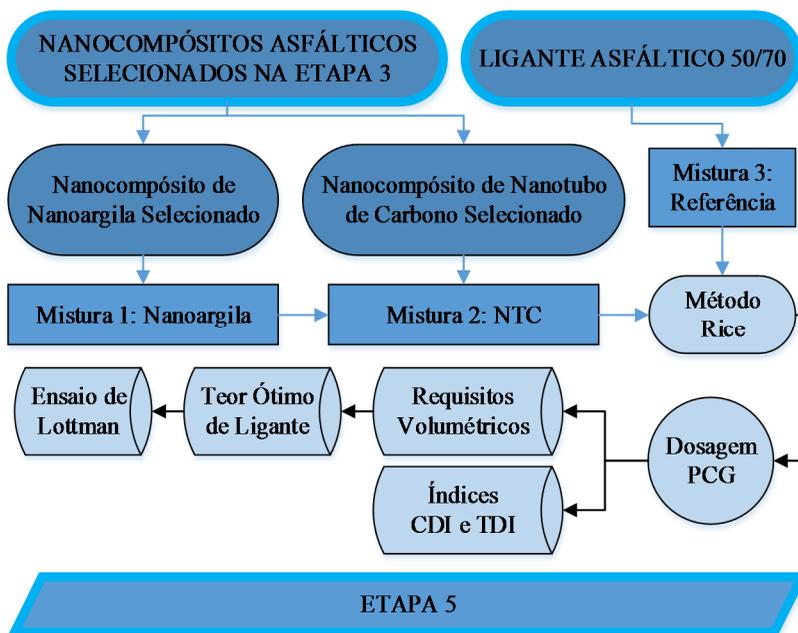
- **Parâmetros associados à resistência ao trincamento térmico:**

Quanto à formação de trincas por contração térmica, a rigidez do ligante asfáltico é diretamente proporcional a G^* e a taxa de relaxação está diretamente relacionada a δ . Logo, uma menor rigidez e uma maior taxa de relaxação são favoráveis à resistência à formação de trincas de origem térmica. A especificação Superpave procura garantir um adequado comportamento a baixas temperaturas, limitando o módulo de rigidez ($S(60)$) em 300 MPa e a taxa de relaxação ($m(60)$) deve ser maior que 0,3 para 60 segundos. Ambos os critérios são empregados e o PG a baixas temperaturas do ligante asfáltico corresponde ao menor PG obtido em ambos os critérios.

5.4 ETAPA 4: DOSAGEM DAS MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO

O procedimento de dosagem das misturas asfálticas atendeu aos critérios da metodologia Superpave. A metodologia Superpave de projeto de misturas asfálticas contempla requisitos volumétricos da mistura, teor de fíler e sensibilidade à água (resistência ao dano pela umidade induzida). De forma geral, a estrutura dessa etapa é ilustrada no fluxograma da Figura 5.6.

Figura 5.6 - Estrutura da quarta etapa do programa experimental.



De acordo com a Figura 5.6, o estudo de dosagem foi estabelecido para três misturas: a mistura de referência (CAP 50-70), uma mistura de nanoargila e uma mistura de NTC. As duas últimas misturas, modificadas por nanocompósitos são as selecionadas na Etapa 3 (anterior).

5.4.1 Produção das Misturas de Concreto Asfáltico

A produção de todas as misturas de concreto asfáltico desenvolvidas na pesquisa, para os mais diversos ensaios realizados (dosagem, Lottman, deformação permanente, fadiga, etc.) foram realizadas conforme preconiza a norma *AASHTO R 30 - Mixture Conditioning of Hot-Mix Asphalt*.

Para a preparação das misturas, os agregados foram fracionados em oito peneiras para compor a curva granulométrica de forma precisa, com o objetivo de obter uma baixa dispersão dos resultados experimentais e eliminar fatores que não são objetos de investigação na pesquisa. A Tabela 5.3 apresenta as frações de peneiras utilizadas na pesquisa para estabelecer a curva granulométrica.

Tabela 5.3 - Fracionamento dos agregados para a composição granulométrica das misturas asfálticas.

Fração passante	Fração retida
# 3/4"	# 1/2"
# 1/2"	# 3/8"
# 3/8"	# N° 4
# N° 4	# N° 10
# N° 10	# N° 16
# N° 16	# N° 50
# N° 50	# N° 200
# N° 200	Fundo

Todas as misturas foram preparadas através de um misturador mecânico, com prévio aquecimento dos materiais em estufa. O ligante asfáltico foi aquecido até obter-se uma viscosidade aparente de 0,17 Pa.s (conforme a curva viscosidade *versus* temperatura) e os agregados sob uma temperatura de 15 °C acima da temperatura do ligante asfáltico. Após a homogeneização mecânica da mistura, e antes da compactação, estas foram condicionadas durante 2 horas em estufa, na temperatura de compactação, a qual o ligante asfáltico apresenta viscosidade de 0,28 Pa.s.

5.4.2 Dosagem Superpave - PCG

No estudo de dosagem das misturas de concreto asfáltico foi utilizado o compactador giratório Superpave em inglês "*Superpave Gyrotory Compaction (SGP)*". O equipamento utilizado é da marca IPC Global® Servopac, conforme a Figura 5.7.

Figura 5.7 - Compactador giratório.



Fonte: Autor (2014).

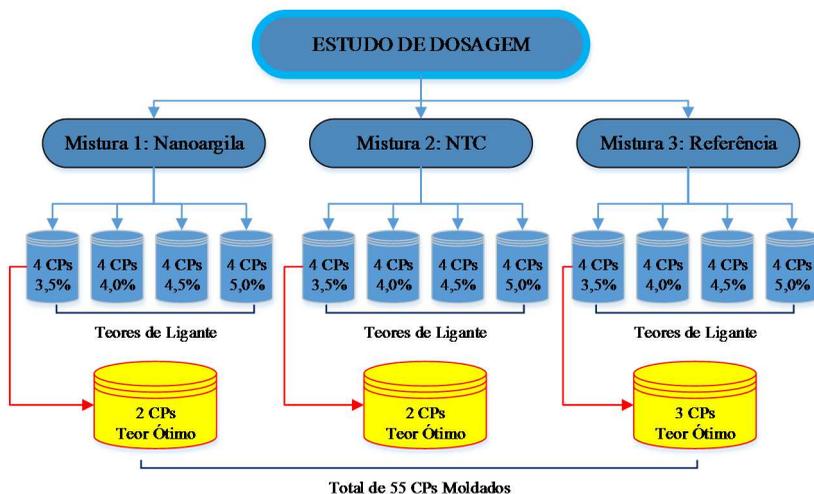
Os procedimentos adotados na dosagem, seguiram as recomendações das normas *AASHTO M 323 - Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design* e *AASHTO R 35 - Standard Practice for Superpave Volumetric Design for Hot-Mix Asphalt (HMA)*. Foram fixados três parâmetros na moldagem: ângulo de compactação de $1,25^\circ$, pressão de compactação de 0,6 MPa e velocidade de giro de 30 rpm. Todos os corpos de prova foram moldados com diâmetro de 150 mm e altura de aproximadamente 110 mm.

O estudo das dosagens das misturas foi conduzido moldando-se os corpos de prova com 125 giros (N_{projeto}), o qual é aplicado para alto volume de tráfego, com N_{inicial} de 9 giros e $N_{\text{máximo}}$ de 205 giros. Durante a dosagem, os corpos de prova foram moldados somente até o N_{projeto} . Após a definição do teor ótimo de ligante, foram moldados corpos de prova até o $N_{\text{máximo}}$ de 205 giros para a verificação de todos critérios exigidos na especificação.

Para o estudo das dosagens, primeiramente estimou-se, a partir de um cálculo com base em fórmulas empíricas, o teor de ligante inicial. Em posse do teor inicial, procedeu-se à moldagem de corpos de prova no teor

inicial (4,0%) e em teores de ligante de -0,5%, +0,5% e +1,0% em relação ao teor inicial. Para cada teor de ligante, foram moldados 4 corpos de prova, conforme diagrama da Figura 5.8.

Figura 5.8 - Fatorial do estudo de dosagem das misturas asfálticas.



A massa específica aparente (G_{mb}) dos corpos de prova foi determinada segundo a *ASTM D 2726 - Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures*. A determinação da massa específica máxima medida (G_{mm}) foi realizada segundo o método de Rice, preconizado conforme a *AASHTO T 209 - Standard Method of Test for Theoretical Maximum Specific Gravity (G_{mm}) and Density of Hot-Mix Asphalt (HMA)*.

A massa específica máxima medida (G_{mm}) foi determinada no teor de 4,5% de ligante para cada mistura do estudo de dosagem. Assim, com o valor da G_{mm} e da densidade do ligante asfáltico, calculou-se o valor da massa específica efetiva da granulometria dos agregados (G_{se}) e, conseqüentemente, a G_{mm} para os outros teores de ligante, conforme as equações 5.2 e 5.3, respectivamente.

$$G_{se} = \frac{100 - P_l}{\frac{100}{G_{mm}} - \frac{P_l}{g_l}} \quad (5.2)$$

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{P_{ag}}{G_{se}} + \frac{P_l}{G_l}} \quad (5.3)$$

Onde:

G_{se} = massa específica efetiva da composição de agregados, g/cm³;

G_{mm} = massa específica máxima medida, g/cm³;

P_l = teor de ligante asfáltico, %;

P_{ag} = percentual de agregados na mistura, %; e,

G_l = massa específica do ligante, g/cm³.

Com as propriedades físicas dos agregados e das misturas asfálticas, foram calculados, respectivamente, pelas equações 5.4 a 5.7, os seguintes parâmetros volumétricos dos corpos de prova: vazios da mistura (% Vv); vazios do agregado mineral (% VAM); relação betume/vazios (% RBV); e proporção pó/betume efetivo (RPB).

$$Vv = 100 - \%G_{mm}@N_{projeto} \quad (5.4)$$

$$VAM = 100 - \left(\frac{\%G_{mm}@N_{projeto} \times G_{mm} \times P_{ag}}{G_{sb}} \right) \quad (5.5)$$

$$RBV = 100 \times \left(\frac{VAM - Vv}{VAM} \right) \quad (5.6)$$

$$RPB = \frac{\% Passante \# N^{\circ} 200}{P_{le}} \quad (5.7)$$

Onde:

Vv = volume de vazios, %;

VAM = vazios do agregado mineral, %;

RBV = relação betume/vazios, %;

RPB = proporção pó/betume efetivo, adimensional;

G_{mm} = massa específica máxima medida, g/cm³;

G_{sb} = massa específica aparente da composição de agregados, g/cm³;

$\%G_{mm}@N_{projeto}$ = porcentagem da massa específica máxima no $N_{projeto}$, %;

P_{ag} = percentual de agregados na mistura, dado por $(1 - P_l)$;

P_l = teor de ligante asfáltico, em decimal; e,

P_{le} = teor de ligante efetivo, %.

O teor ótimo de ligante asfáltico foi definido como aquele que atendeu aos seguintes critérios: porcentagem de vazios no $N_{\text{inicial}} > 11\%$, no $N_{\text{projeto}} = 4\%$ e no $N_{\text{máximo}} > 2\%$; VAM $\geq 13\%$; RBV entre 65% e 75%; e RPB entre 0,8 e 1,6. Tais parâmetros são definidos segundo a metodologia Superpave para um tamanho nominal máximo de 19 mm e alto volume de tráfego.

Cabe ressaltar que atualmente na especificação Superpave o critério da proporção pó/betume efetivo (RPB) para composições granulométricas que passam por baixo da zona de restrição é de 0,8 a 1,6.

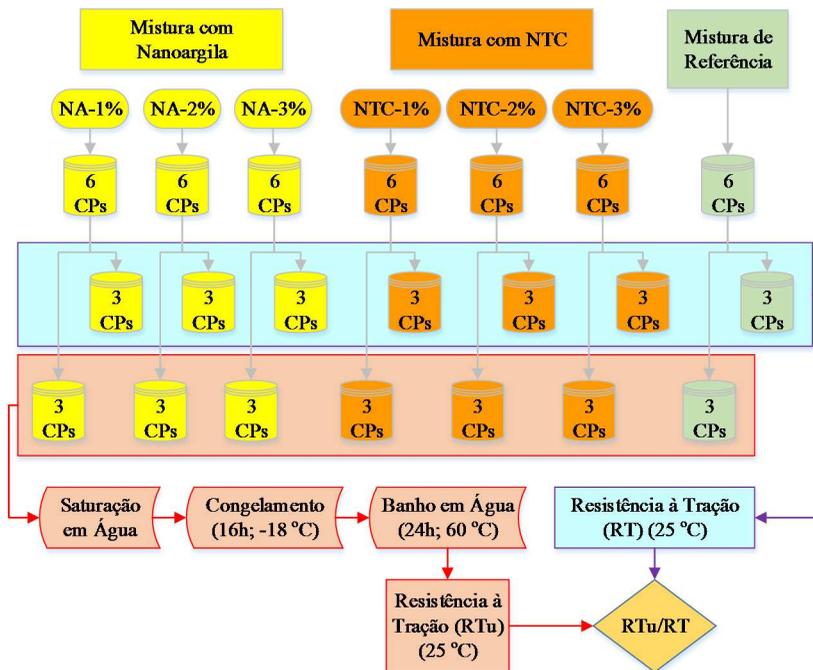
Além dos requisitos volumétricos, a partir das curvas de densificação dos corpos de prova, foram calculados os seguintes índices: *Construction Densification Index* (CDI) e *Traffic Densification Index* (TDI) (MAHMOUD & BAHIA, 2004; BAHIA & FAHEEM, 2007; NASCIMENTO, 2008; MOURA, 2010). Nesta pesquisa, estes índices foram calculados através de uma integral definida a partir da modelação matemática das curvas de densificação.

5.4.3 Dano Por Umidade Induzida

Para avaliar a resistência das misturas ao efeito destrutivo da ação da água, empregou-se o ensaio de Lottman modificado, segundo a norma *AASHTO T 283 - Standard Method of Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage*.

Esta avaliação foi realizada para a mistura de referência (CAP 50-70) e para as misturas nanomodificadas pelos seguintes nanocompósitos: NA-1%, NA-2%, NA-3%, NTC-1%, NTC-2% e NTC-3%. Para cada mistura estudada foram moldados no compactador giratório um total de 6 corpos de prova com diâmetro de 100 mm, vazios entre 6,5% e 7,5% e teor de ligante definido no estudo de dosagem. Destes 6 corpos de prova, 3 foram submetidos ao condicionamento conforme a norma (saturação dos vazios de 70% a 80% de água; congelamento (-18 °C) por 16 horas; e banho em água a 60 °C pelo período de 24 horas). Em seguida, para todos os corpos de prova foram determinadas a resistência à tração indireta estática na temperatura de 25 °C, conforme o esquema da Figura 5.9.

Figura 5.9 - Esquema de avaliação do dano por umidade induzida.



A sensibilidade à água foi definida como a relação entre a resistência à tração do subgrupo condicionado e a resistência à tração do subgrupo de controle. O resultado deve ser maior que 70%, ou seja, que apresentem um dano máximo de 30%. A resistência à tração estática por compressão diametral foi calculada conforme equação 5.8.

$$RT = \frac{2F}{100\pi Dh} \quad (5.8)$$

Onde:

RT = resistência a tração, MPa;

F = carga de ruptura, N;

D = diâmetro do corpo de prova, cm;

h = altura do corpo de prova, cm.

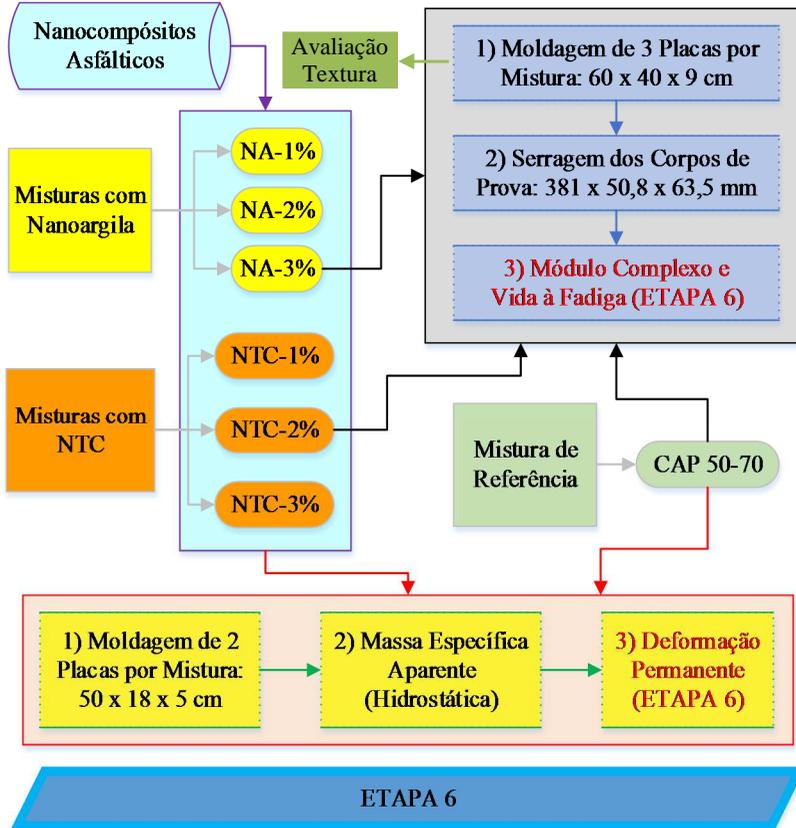
5.5 ETAPA 5: MOLDAGEM E CARACTERIZAÇÃO SUPERFICIAL DAS PLACAS DE CONCRETO ASFÁLTICO

Nesta fase da pesquisa foram moldadas placas de concreto asfáltico para os ensaios de deformação permanente, módulo complexo e resistência à fadiga.

Para verificação da susceptibilidade à deformação permanente, foram moldadas 2 placas (50 x 18 x 5 cm) por mistura investigada. Foram testadas 7 misturas: a mistura de referência e as misturas nanomodificadas por todos os nanocompósitos produzidos (NA-1%, NA-2%, NA-3%, NTC-1%, NTC-2% e NTC-3%), totalizando 14 placas de deformação permanente.

Quanto ao módulo complexo e fadiga, foram estudadas 3 misturas, a mistura de referência (CAP 50-70) e duas misturas nanomodificadas por nanocompósitos selecionados na Etapa 3. Para cada mistura, foram compactadas 3 placas de concreto asfáltico (60 x 40 x 9 cm), na qual, passaram por uma etapa de caracterização da textura (ensaio de mancha de areia e drenabilidade). Posteriormente, as placas com dimensões de 60 x 40 x 9 cm foram serradas para a obtenção dos corpos de prova prismáticos (5,08 x 6,35 x 38,1 cm). A estrutura dessa etapa é apresentada na Figura 5.10

Figura 5.10 - Estrutura da quinta etapa do programa experimental.



5.5.1 Moldagem das Placas de Concreto Asfáltico

Para a moldagem das placas destinadas ao ensaio de deformação permanente, módulo complexo e fadiga foi utilizada a mesa compactadora LCPC desenvolvida na França pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*. Este equipamento procura simular em laboratório o processo de compactação da mistura asfáltica em campo. O equipamento de compactação é ilustrado na Figura 5.11.

Figura 5.11 - Mesa compactadora LCPC.



Fonte: Otto (2009).

A compactação das placas seguiu alguns aspectos da especificação francesa *AFNOR NF P 98-250-2 - Essais Relatifs Aux Chaussées, Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 2: Compactage des Plaques*. A norma francesa especifica para rodovias de tráfego pesado a compactação forte “*tipo 2 bis*” para placas de 60 x 40 x 9 cm (fadiga) e compactação forte “*tipo 2*” para placas de concreto asfáltico de 50 x 18 x 5 cm (deformação permanente).

Acerca do procedimento de compactação, com o objetivo de obter placas com características volumétricas mais próximas possíveis do estudo de dosagem, empregou-se o seguinte procedimento: partindo-se da massa específica aparente da mistura (G_{mb}), que configura 4% de vazios, obtida na dosagem Superpave, juntamente com o volume de material necessário para cada placa (deformação permanente ou fadiga), foi definida a massa total de concreto asfáltico a ser compactada. Desta forma, a compactação foi realizada até atingir-se a massa específica aparente obtida na dosagem, correspondendo a uma porcentagem de volume de vazios de 4%.

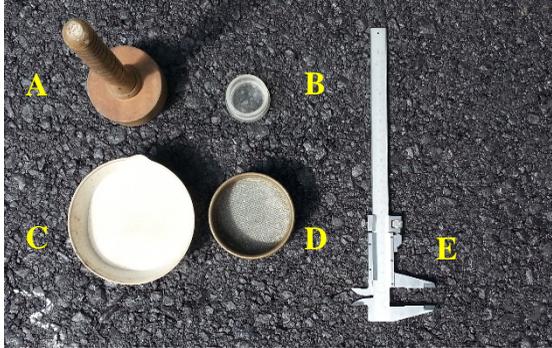
5.5.2 Caracterização Superficial das Placas de Concreto Asfáltico

As placas de concreto asfáltico (60 x 40 x 9 cm) foram caracterizadas quanto à macrotextura da superfície por dois métodos: a mancha de areia e a drenabilidade.

O ensaio de mancha de areia (Figura 5.12) foi conduzido segundo a *ASTM E 965 - Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth Using a Volumetric Technique*. Após o espalhamento da areia, foram feitas quatro medidas do diâmetro da

mancha (defasadas por 45 graus) com um paquímetro e tirada a média para cálculo da área da mancha de areia.

Figura 5.12 - Aparatos utilizados no ensaio de mancha de areia: (a) soquete com base de borracha, (b) cápsula com volume determinado (25.000 mm³), (c) areia peneirada, (d) peneira e (e) paquímetro.



Fonte: Autor (2014).

Os resultados do ensaio são expressos em altura de areia, que é igual ao volume de areia espalhado dividido pela área coberta, conforme a equação 5.9.

$$HS = \frac{4V}{\pi D^2} \quad (5.9)$$

Onde:

HS = altura de areia, mm;

V = volume padrão, mm³; e

D = diâmetro médio da mancha, mm.

Outro método utilizado para a determinação da macrotextura foi o ensaio de drenabilidade, sendo esta uma medida indireta da macrotextura. O método de ensaio utilizado permite caracterizar a textura do revestimento por meio da avaliação da capacidade de escoamento da água superficial por entre os canais da rugosidade do concreto asfáltico. O aparelho de drenabilidade utilizado na pesquisa apresenta características similares ao drenômetro do *Institute for Highways, Railroads and Rock Engineering* (ISETH) de Zurique na Suíça e pode ser visto na Figura 5.13.

Figura 5.13 - Drenômetro utilizado na pesquisa.



Fonte: Autor (2014).

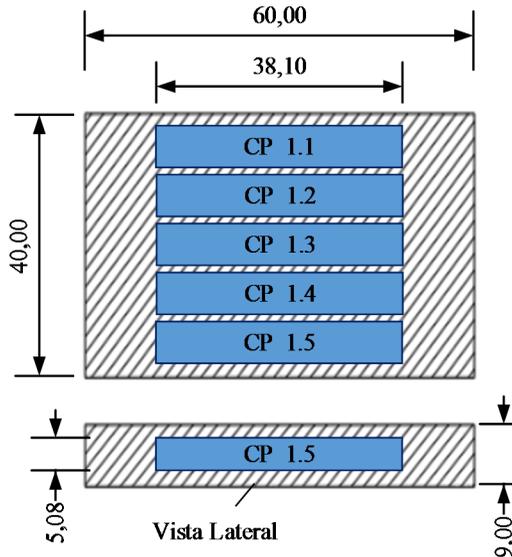
O ensaio consiste em medir o tempo de escoamento de um volume de 0,71 litros de água, contida em um cilindro de plástico transparente, acoplado a um fundo que contém um anel de borracha rígida com um orifício de 5,0 cm de diâmetro em contato com a superfície do pavimento previamente molhada. O tempo de escoamento para um volume de água, medido com um cronômetro, representa uma medida indireta da textura, pois são as características da macrotextura do revestimento asfáltico que determinam a vazão da água.

5.5.3 Obtenção dos Corpos de Prova Para Ensaio de Fadiga

Para a obtenção dos corpos de prova prismáticos para os ensaios de módulo complexo e fadiga, as placas de concreto asfáltico moldadas com as dimensões de 60 x 40 x 9 cm foram serradas após um período de cura de 15 dias.

A Figura 5.14 apresenta o plano de serragem das placas definido para obtenção dos corpos de prova prismáticos com dimensões de 5,08 x 6,35 x 38,1 cm. Conforme a figura, para cada placa moldada foram obtidos um conjunto de 5 corpos de prova prismáticos (serrados no sentido de passagem das rodas de compactação), obtendo-se assim 15 corpos de prova para cada mistura asfáltica estudada.

Figura 5.14 - Projecção dos corpos de prova prismáticos sobre a placa de concreto asfáltico e vista lateral da placa (dimensões em cm).



Fonte: Autor (2014).

Em seguida, os corpos de prova foram caracterizados segundo a geometria e massas específicas.

Para a caracterização geométrica, foram medidos 6 valores em cada uma das dimensões dos corpos de prova conforme preconiza a norma europeia *EN 12697-29 - Bituminous Mixtures, Test methods for Hot Mix Asphalt - Part 29: Determination of the Dimensions of a Bituminous Specimen*.

No que se refere as massas específicas, elas foram determinadas segundo a norma europeia *EN 12697-6 - Bituminous Mixtures, Test Methods for Hot Mix Asphalt - Part 6: Determination of Bulk Density of Bituminous Specimens*. Segundo a normatização, calcula-se a massa específica aparente e a massa específica máxima dos corpos de prova prismáticos conforme as equações 5.10 e 5.11, respectivamente.

$$\gamma_{aparente} = \frac{M_{seca}}{B \times H \times L} \quad (5.10)$$

Onde:

$\gamma_{aparente}$ = massa específica aparente do corpo de prova;

M_{seca} = massa seca medida na temperatura ambiente;
 B = largura média do corpo de prova;
 H = altura média do corpo de prova; e,
 L = comprimento médio do corpo de prova.

$$\gamma_{m\acute{a}xima} = \rho_{\acute{a}gua} \times \frac{M_{seca}}{M_{sm} - M_{im}} \quad (5.11)$$

Onde:

$\gamma_{m\acute{a}xima}$ = massa específica máxima do corpo de prova;

$\rho_{\acute{a}gua}$ = peso específico da água à temperatura do teste;

M_{seca} = massa seca do corpo de prova;

M_{im} = massa do corpo de prova imerso em água. O prisma é introduzido num tanque com água e deixado lá uns minutos (até sair o ar que estiver internamente). Nessa altura, anota-se o valor da massa; e,

M_{sm} = massa com superfície saturada seca do corpo de prova. Tira-se o prisma do tanque e, com ajuda de um pano, seca-se a superfície. Em seguida, anota-se o valor da massa do prisma.

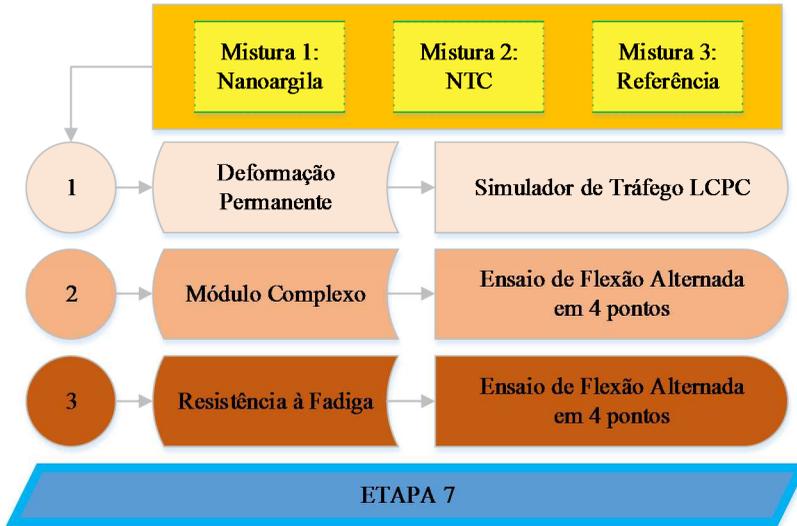
Realizada a caracterização, os corpos de prova permaneceram por um período de descanso de 15 dias para então serem submetidos ao ensaio de módulo complexo e resistência à fadiga.

Do agrupamento dos corpos de prova, arranjou-se conjuntos de prismas o mais homogêneo possível. Cada um desses conjuntos formados, foram submetidos ao ensaio de fadiga a um nível de deformação pré-definido. Em paralelo, um conjunto de dois corpos de prova também foi formado, estes para a realização do ensaio de módulo complexo. Todavia, após o estudo reológico, estes prismas foram testados também à fadiga, uma vez que o nível de deformação utilizado no ensaio de módulo complexo não acarretava danos ao material.

5.6 ETAPA 6: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO MECÂNICO E COMPORTAMENTO REOLÓGICO DAS MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO

A Figura 5.15 apresenta os três níveis de desempenho em que foram avaliadas as três misturas de concreto asfáltico produzidas.

Figura 5.15 - Estrutura da sexta etapa do programa experimental.



5.6.1 Desempenho Quanto à Deformação Permanente

Na concepção do método Superpave de dosagem de misturas asfálticas, previa-se um procedimento da medida do desempenho das misturas de concreto asfáltico quanto à formação da trilha de roda. Entretanto, esse aspecto não evoluiu, não sendo definido um equipamento e procedimento para esta avaliação.

Nesta pesquisa, o desempenho das misturas de concreto asfáltico quanto à formação da trilha de roda foi avaliado com o equipamento francês *Orniéreur*. Este procedimento seguiu a norma francesa *AFNOR NF P 98-253-1 - Essais Relatifs Aux Chaussées, Déformation Permanente des Mélanges Hydrocarbonés*.

Para alcançar o objetivo, conforme detalhado na seção anterior, foram moldadas 2 placas de 50 x 18 x 5 cm para cada mistura de concreto asfáltico, sendo estas, submetidas ao ensaio de deformação permanente após um período de 15 dias da compactação.

Na Figura 5.16 é apresentado o equipamento utilizado para a avaliação das misturas de concreto asfáltico quanto ao desempenho de deformação permanente. O equipamento testa duas placas simultaneamente com a passagem de um eixo simples de roda simples.

Figura 5.16 - Equipamento *Omiéreur*.

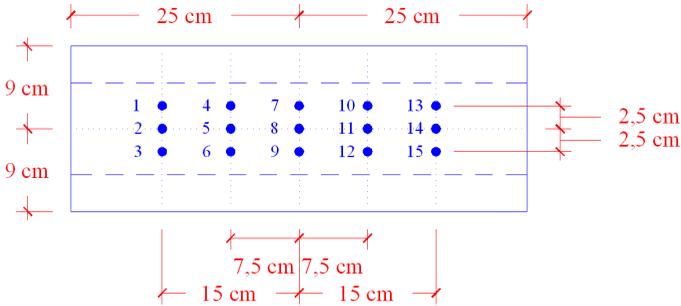


Fonte: Autor (2014).

No que se refere ao ensaio, o eixo percorre a superfície das placas em ciclos com frequência de 1 Hz, sempre na mesma trilha de roda. O carregamento aplicado é de 5 kN com a pressão de insuflagem dos pneus de 0,6 MPa. A cada duas passagens (ida e volta) do eixo resulta em um ciclo. Antes do início do ensaio, são realizados dois condicionamentos: o primeiro diz respeito à acomodação da placa no molde de ensaio, sendo a placa submetida a 1.000 ciclos em uma temperatura de 15 a 25 °C. O segundo é referente a temperatura de ensaio. As placas são submetidas a um condicionamento de temperatura até atingir 60 °C no interior do concreto asfáltico. Para isto, é gasto um tempo de 8 a 12 horas.

Ainda, antes do início do ensaio (ciclo zero), são feitas as leituras iniciais da superfície da placa em relação a um plano de referência. Estas leituras servem de referencial para se definir a evolução da medida da trilha de roda durante o ensaio. Nesta pesquisa, foram realizadas medidas no ciclo 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000, em 15 pontos distintos, conforme a Figura 5.17.

Figura 5.17 - Pontos de leitura das deformações na placa asfáltica.



Fonte: Adaptado da AFNOR NF P 98-253-1 (1993).

A profundidade da deformação permanente em cada ciclo definido foi calculada pela média das profundidades medidas nos 15 pontos (Figura 5.17) sobre a superfície da placa em relação ao referencial do ciclo zero, através da equação 5.12.

$$P_i \% = 100 \times \frac{\sum j (m_{ij} - m_{0j})}{15 \times ES} \quad (5.12)$$

Onde:

P_i % = porcentagem média de afundamento na superfície da placa no ciclo i ;

j = ponto de leitura da deformação permanente na placa, varia de 1 a 15;

m_{ij} = medida da profundidade no ciclo i do ponto j ;

m_{0j} = medida da profundidade inicial no ciclo 0 do ponto j ; e,

ES = espessura da placa.

Após o término do ensaio, com os valores da porcentagem do afundamento médio da superfície da placa nos ciclos pré-determinados, plotou-se a curva da evolução da profundidade de afundamento *versus* o número de ciclos, em escala logarítmica.

Segundo as especificações francesas, o valor obtido no ensaio a 30.000 ciclos, tem sido limitado em 10%, como sendo o limite aceitável para camadas de concreto asfáltico utilizadas como revestimentos (MANUEL LPC, 2007). No entanto, cabe aqui enfatizar, que estes percentuais admissíveis de deformação permanente são definidos na classificação e quantificação da frota de veículos nas rodovias francesas, onde o eixo padrão de solitação é de 130 kN. No Brasil, o eixo padrão

normalizado para o dimensionamento de pavimentos é de 82 kN e carga legal de 100 kN, retratando uma condição menos severa que a considerada na França.

Há ainda diretrizes de dimensionamento europeias do Grupo COST 333 que limitam as deformações permanentes em 5% no caso de misturas asfálticas densas, utilizadas como revestimento para tráfego pesado (acima de 2000 veículos comerciais diários e com eixo traseiro carregado de no mínimo 5 toneladas).

5.6.2 Equipamento Para Ensaio de Módulo Complexo e Fadiga

O equipamento utilizado nesta pesquisa para a determinação do módulo complexo e resistência à fadiga tem origem australiana, produzido pela IPC Global®. O aparato de teste possui a designação inglesa de “*Pneumatic 4 Point Bending Apparatus*” ou fadiga a 4 pontos. O equipamento é apresentado na Figura 5.18.

Figura 5.18 - Aparato de teste 4 pontos para ensaio de módulo complexo e resistência à fadiga.

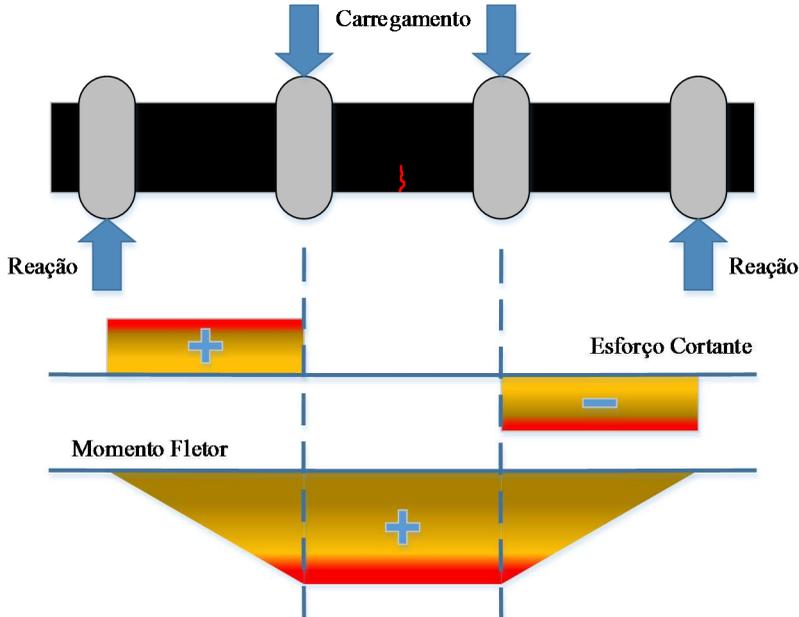


Fonte: Autor (2014).

Trata-se de um aparato servopneumático capaz de aplicar cargas sinusoidais (tração/compressão) com frequência variável de 0,01 a 30 Hz. O equipamento aplica um carregamento composto por duas cargas verticais afastadas entre si por um terço do vão da viga, promovendo a flexão do corpo de prova prismático quer no sentido descendente quer no sentido ascendente, medindo a força máxima aplicada e o deslocamento

máximo no meio do vão da viga. A configuração da aplicação do carregamento e os esforços internos gerados no corpo de prova são demonstrados na Figura 5.19.

Figura 5.19 - Esforços internos no corpo de prova provenientes da configuração do carregamento.



Fonte: Autor (2014).

Conforme a Figura 5.19, a configuração do carregamento impõe maiores deslocamentos e momentos fletores no terço médio do corpo de prova. Desta forma, as maiores deformações de tração também ocorrem no terço médio, sendo este o mais susceptível a nucleação e propagação de microfissuras. Quando da fratura do corpo de prova no vão central da viga (ensaio de fadiga), a 45° das braçadeiras, é garantida a ruptura por decorrência somente do momento fletor sem influência das braçadeiras e esforços cortantes.

5.6.3 Avaliação do Comportamento Reológico

Para caracterização do comportamento reológico das misturas de concreto asfáltico produzidas, foi conduzido o ensaio de módulo

complexo a diversas frequências e temperaturas de teste. O ensaio seguiu as diretrizes da norma europeia *EN 12697-26 - Bituminous Mixtures, Test Methods for Hot Mix Asphalt - Part 26: Stiffness*. Para cada mistura de concreto asfáltico foram testados 2 corpos de prova, sendo o resultado apresentado como a média dos valores obtidos.

No que diz respeito à frequência de carregamento, a rigidez das misturas de concreto asfáltico foi determinada nas seguintes frequências: 0,1 Hz, 0,2 Hz, 0,5 Hz, 1 Hz, 2 Hz, 5 Hz, 10 Hz, 20 Hz e 0,1 Hz novamente. A frequência de 0,1 Hz foi retomada ao final da varredura para verificar se o corpo de prova não foi danificado no decorrer dos carregamentos às diversas frequências. Neste caso, o valor da rigidez do corpo de prova na primeira e última medida à mesma frequência, não pode diferir mais que 3% segundo a norma. Se isso acontecer, o ensaio com esse corpo de prova deverá ser excluído e não fazer parte da média. O número de ciclos de carga definido para cada frequência foi igual a 100.

Quanto às temperaturas de teste, os ensaios foram repetidos para as temperaturas de 0 °C, 5 °C, 10 °C, 15 °C, 20 °C, 25 °C e 30 °C.

Os ensaios foram conduzidos sob deformação controlada com carregamento sinusoidal alternado. Neste sentido, a amplitude da deformação foi definida de tal forma a não ocasionar dano no corpo de prova. Nesta perspectiva, para além de certos níveis de deformação, o comportamento não linear pode ser exibido pelo material. Em tal caso, a proporcionalidade entre tensão e deformação não é mais válida e o conceito definido de módulo complexo já não caracteriza o fenômeno. Este limite depende do material, mas também varia com a temperatura para um dado material. Como se trata de ensaios não destrutivos por se realizarem no âmbito das pequenas deformações, foi aplicada uma amplitude máxima de deformação por flexão de 50 µm/m, compatível com o que é indicado na norma EN 12697-26.

A partir dos ensaios, foram obtidos para cada frequência e temperatura experimentada, o módulo complexo, o ângulo de fase, a energia dissipada por ciclo, assim como a energia dissipada acumulada. Estas propriedades do material foram calculadas conforme as equações de 5.13 a 5.23.

Frequência circular (rad/s):

$$\omega_0 = 2\pi \times f_0 \quad (5.13)$$

Função de massa (adimensional):

$$R(x) = \frac{12L^3}{A \times (3Lx - 3x^2 - A^2)} \quad (5.14)$$

Equivalente de massa (kg):

$$M_{eq} = \frac{R(x_s)}{\pi^4} \times M_{beam} + \frac{R(x_s)}{R(A)} \times M_{clamp} + M_{sensor} \quad (5.15)$$

Função da inércia (adimensional):

$$I(x_s) = M_{eq} \times \frac{Z(x_s)}{F_0} \times \omega_0^2 \times 10^{-3} \quad (5.16)$$

Ângulo de fase (graus):

$$\tan\left(\delta \times \frac{\pi}{180}\right) = \frac{\text{sen}\left(\delta^*(x_s) \times \frac{\pi}{180}\right) - J(x_s)}{\text{cos}\left(\delta^*(x_s) \times \frac{\pi}{180}\right) + I(x_s)} \quad (5.17)$$

Módulo complexo (MPa):

$$|E^*| = \frac{12F_0 \times L^3}{Z(x_s) \times R(x_s) \times B \times H^3} \times \sqrt{1 + 2[\text{cos}(\delta^*(x_s)) \times I(x_s) - \text{sen}(\delta^*(x_s)) \times J(x_s)] + [I^2(x_s) + J^2(x_s)]} \quad (5.18)$$

Constante relativa à máxima deformação (mm⁻¹):

$$K(x_s) = \frac{H \times A}{4L^3} \times R(x_s) \quad (5.19)$$

Amplitude da deformação (μm/m):

$$\varepsilon = K(x_s) \times Z(x_s) \times 10^6 \quad (5.20)$$

Amplitude da tensão (MPa):

$$\sigma = |E^*| \times \varepsilon \quad (5.21)$$

Energia dissipada por ciclo (kJ/m³):

$$\Delta W_{dissipada} = \pi \times \varepsilon \times \sigma \times \text{sen}\left(\delta(x_s) \times \frac{\pi}{180}\right) \quad (5.22)$$

Energia dissipada acumulada (kJ/m³):

$$W_{dissipada\ acumulada} = \sum_{i=1}^n \Delta W_{dissipada, i} \quad (5.23)$$

Onde:

f_0 = frequência do carregamento sinusoidal, Hz;

A = distância entre a braçadeira esquerda externa ($x = 0$) e a braçadeira esquerda interna ($x = A$) do aparato, igual a 118,5 mm;

B = largura do corpo de prova prismático, mm;

H = altura do corpo de prova prismático, mm;

L = distância entre as duas braçadeiras externas do aparato, igual a 355,5 mm;

x_s = coordenada x (distância) aonde a deflexão é medida no espécime, igual a 177,8 mm;

M_{beam} = massa do corpo de prova, kg;

M_{clamp} = massa do conjunto de braçadeiras internas do aparato, igual a 7,6 kg;

M_{sensor} = massa das partes moveis (LVDT), igual a 0,0029 kg;

$Z(x_s)$ = amplitude da deflexão medida no corpo de prova na coordenada x_s , mm;

F_0 = amplitude total da força, N;

$\delta^*(x_s)$ = ângulo de fase medido, em graus; e,

$J(x_s)$ = função de amortecimento, igual a zero neste caso.

5.6.4 Resistência à Fadiga

Para os ensaios de resistência à fadiga das misturas de concreto asfáltico, seguiu-se as diretrizes da norma européia *EN 12697-24 - Bituminous Mixtures, Test Methods for Hot Mix Asphalt - Part 24: Resistance to Fatigue*.

Neste sentido, para a obtenção da curva de fadiga das misturas de concreto asfáltico, foi utilizado o aparato 4 pontos, mesmo equipamento utilizado na condução dos ensaios de módulo complexo. Porém, neste caso, por se tratar de um ensaio destrutivo, definem-se diferentes valores de amplitude da deformação a serem ensaiados, e a temperatura e frequência de ensaio são constantes em todos os níveis de deformação experimentados. Para este ensaio, há também a necessidade de definir-se um critério para o fim do teste. Assim, as condições de ensaio são parâmetros a serem definidos, deve-se determinar: a temperatura, a frequência, os níveis de deformação e o critério de ruptura para o ensaio.

No que se refere às condições de ensaio, determinou-se para esta pesquisa os seguintes delineamentos:

- Ensaios conduzidos sob carregamento sinusoidal contínuo e deformação controlada;
- Critério de ruptura sendo a redução de 50% do módulo complexo inicial, com módulo inicial determinado no centésimo ciclo;
- Temperatura do ensaio definida com base no comportamento reológico das misturas de concreto asfáltico, segundo o plano

complexo (Cole-Cole), em termos de maior dissipação de energia; e,

- Frequência de teste de 10 Hz, equivalente a velocidade de 72 km/h (CHABOT *et al.*, 2009).

Para cada mistura de concreto asfáltico foi obtida a equação característica da curva de fadiga conforme a abordagem fenomenológica, dada pela equação 5.24.

$$N = a \times \varepsilon^b \quad (5.24)$$

Onde:

N = número de aplicações da sollicitação até a redução de 50% do módulo complexo inicial;

ε = deformação específica de tração (microdeformação); e

a e b = constantes.

Ainda, determinou-se estatisticamente com um nível de confiança de 95% a deformação para um milhão de ciclos, de acordo com as equações de 5.25 a 5.28.

$$\Delta\varepsilon_6 = 0,5\varepsilon_6 \times (10^{-2b \times S_0} - 10^{2b \times S_0}) \quad (5.25)$$

$$S_0 = S_N \sqrt{\left[\frac{1}{n} + \frac{(\lg(\varepsilon_6) - \lg(\varepsilon))^2}{(n-1) \times S_{\lg(\varepsilon)}^2} \right]} \quad (5.26)$$

$$S_N = S_{\lg(N)} \times \sqrt{\frac{(1-r_z^2) \times (n-1)}{(n-2)}} \quad (5.27)$$

$$\varepsilon_6 = 10^{b \times (6-a)} \quad (5.28)$$

Onde:

$\Delta\varepsilon_6$ = intervalo de confiança de 95% ($\alpha=0,05$) sobre a deformação relativa a um milhão de ciclos;

S_N = desvio padrão dos resíduos;

ε_6 = deformação específica de tração para um milhão de ciclos;

a = constante da equação de fadiga;

b = inclinação da equação de fadiga;

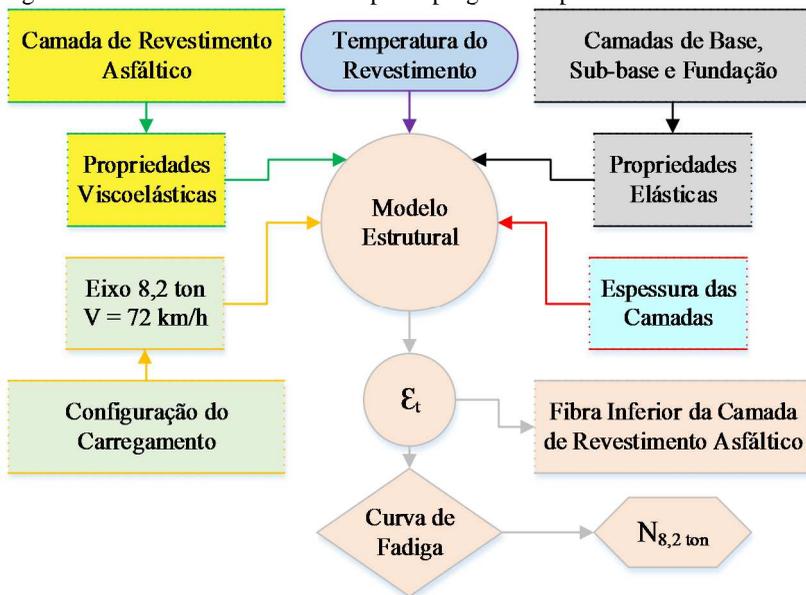
n = tamanho da amostra; e

r_2 = coeficiente de correlação da regressão.

5.7 ETAPA 7: MODELIZAÇÃO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO ASFÁLTICO

Para evidenciar as diferenças do comportamento mecânico e reológico das misturas de concreto asfáltico estudadas com e sem incorporação de nanomateriais, foi realizado o dimensionamento de uma estrutura de pavimento, conforme é apresentado no fluxograma da Figura 5.20.

Figura 5.20 - Estrutura da sétima etapa do programa experimental.



A aplicação numérica foi conduzida com o Software ViscoRoute (desenvolvido pelo IFSTTAR/França), levando em conta o comportamento viscoelástico do revestimento asfáltico. Este programa considera a velocidade do carregamento e a temperatura da mistura asfáltica na modelação, através do modelo reológico de Huet-Sayegh. Neste sentido, foram determinados para todas as misturas asfálticas os parâmetros reológicos de Huet-Sayegh, ajustados aos dados experimentais segundo as equações de 5.29 a 5.33.

$$E1 = E_0 + \frac{D1}{D1^2 + D2^2} \quad (5.29)$$

$$E2 = \frac{D2}{D1^2 + D2^2} \quad (5.30)$$

$$D1 = \frac{1 + \delta(i\omega\tau(\theta))^{-k} \cos\left(k\frac{\pi}{2}\right) + (i\omega\tau(\theta))^{-h} \cos\left(h\frac{\pi}{2}\right)}{E_\infty - E_0} \quad (5.31)$$

$$D2 = \frac{\delta(i\omega\tau(\theta))^{-k} \sin\left(k\frac{\pi}{2}\right) + (i\omega\tau(\theta))^{-h} \sin\left(h\frac{\pi}{2}\right)}{E_\infty - E_0} \quad (5.32)$$

$$\tau(\theta) = e^{(A_0 + A_1\theta + A_2\theta^2)} \quad (5.33)$$

Onde:

$E1$ = componente real (armazenamento ou elástica);

$E2$ = componente imaginária (perda ou viscosa);

E_∞ = módulo complexo infinito. Quando $\omega\tau \rightarrow \infty$, para as elevadas frequências e para as baixas temperaturas;

E_0 = módulo estático;

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

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

ω = frequência angular da solitação $\omega = 2\pi f$;

f = frequência do carregamento;

k, h = parâmetros dos elementos parabólicos, os quais estão situados no intervalo entre $0 < k < h < 1$;

δ = constante adimensional, função da natureza do ligante asfáltico e da granulometria da mistura asfáltica; e,

A_0, A_1, A_2 = parâmetros escalares.

O dimensionamento dinâmico foi realizado em função dos parâmetros dos ensaios de fadiga, ou seja, com o revestimento na temperatura em que os ensaios de fadiga foram realizados e com a passagem de eixo padrão de 8,2 ton na velocidade de 72 km/h (equivalente a 10 Hz nos ensaios laboratoriais).

A estrutura de pavimento definida para a simulação numérica é a de um dos segmentos que estão sendo monitorados¹ na BR-101, no Lote 29, contorno de Araranguá-SC.

Na análise numérica, foram simuladas três situações de constituição da plataforma do pavimento, diferenciadas pelo tipo de mistura asfáltica do revestimento. Na primeira situação, foi utilizado como revestimento a mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e nas outras duas situações foram utilizadas as misturas asfálticas nanomodificadas pelos nanocompósitos selecionados na Etapa 3. Para cada uma das situações foram obtidas as deformações de tração na fibra inferior da camada de concreto asfáltico, e por conseguinte, a partir das curvas de fadiga obtidas em laboratório, foi estimado o número de solicitações do eixo padrão de 8,2 toneladas necessárias para a ruptura por fadiga do revestimento asfáltico.

¹ Pesquisa: Desenvolvimento de Método de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos. Fase I: Trechos Experimentais e Materiais de Pavimentação. Coordenado pela Rede Temática de Tecnologia do Asfalto.

6 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A seguir são apresentados, confrontados e discutidos os resultados obtidos em cada etapa da pesquisa.

6.1 ETAPA 1: CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS E COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Os agregados utilizados no estudo, foram os mesmos utilizados na execução do lote 29 da Rodovia BR 101-Sul no estado de Santa Catarina. A pedra se encontra no município de Sombrio-SC, instalada sobre basaltos, encaixados em arenitos Botucatu, distando cerca de 3 km a oeste da referida cidade.

6.1.1 Propriedades dos Agregados

Na Tabela 6.1 são apresentados os resultados das propriedades mais importantes relacionadas aos agregados, utilizadas para a aceitação ou rejeição do material na formulação de misturas asfálticas. Os critérios Superpave a serem obedecidos dizem respeito a um volume de tráfego pesado. O agregado graúdo corresponde à fração passante na # 3/4" e retido na # N° 4, o agregado miúdo representa a fração passante na # N° 4 e retido na # N° 200 e o material pulverulento é o material passante na # N° 200.

Tabela 6.1 - Resultado da caracterização dos agregados.

Propriedades dos agregados	Resultados	Critérios Superpave
Massa específica real do agregado graúdo	2,953 g/cm ³	n/a
Massa específica aparente do agregado graúdo	2,880 g/cm ³	n/a
Absorção do agregado graúdo	0,849%	n/a
Massa específica real do agregado miúdo	2,974 g/cm ³	n/a
Massa específica real do material pulverulento	2,804 g/cm ³	n/a
Angularidade do agregado graúdo	100%/100%	*100%/100% min.
Angularidade do agregado miúdo	49,18%	45% min.
Partículas planas e alongadas	9,59%	10% máx.
Teor de argila (Equivalente de areia)	61,2%	50% min.
Dureza (Abrasão Los Angeles)	11,58%	35-45% máx.
Sanidade	2,14%	10-20% máx.
Materiais deletérios	0%	0,2-10% máx.

*Ex.: 85%/80%, significa que 85% do agregado graúdo tem uma ou mais faces fraturadas e 80% tem duas ou mais faces fraturadas.

Conforme a Tabela 6.1 os valores de angularidade do agregado graúdo e miúdo apresentam-se adequados. O agregado graúdo apresenta-se totalmente fraturado, resultado do processo de britagem, assegurando um alto grau de atrito interno entre as partículas. O agregado miúdo mostra elevado valor de vazios no estado solto, 49,18%, particularmente pela angularidade e rugosidade das partículas, pois quando estas caem livremente umas sobre as outras, suas arestas e cantos agudos fazem com que fiquem mais distantes umas das outras, aumentando o volume de vazios no estado solto. Já as partículas menos angulares (arredondadas) e com textura superficial lisa, ao caírem livremente umas sobre as outras, acomodam-se com mais facilidade, diminuindo assim o volume de vazios existentes entre partículas, proporcionando valores de vazios no estado solto menores. Tais características dos agregados incorrem em melhor resistência à deformação permanente.

A avaliação da forma das partículas apresentou-se perto do limite tolerável. Nas amostras verificadas, em média, 9,59% das partículas são alongadas, lamelares ou alongadas-lamelar e 90,41% cúbicas. Tal resultado, garante a trabalhabilidade da mistura, evita um elevado consumo de ligante asfáltico e baixa ocorrência de quebras de partículas durante a compactação.

O ensaio de equivalente de areia (teor de argila) apresentou resultado satisfatório quanto à presença de argilominerais na superfície dos granulares. A pequena parcela de argilominerais fixada sobre as partículas não compromete a mistura, evitando vários tipos de problemas, dentre eles: a desagregação do agregado da mistura em decorrência do descolamento da película de asfalto.

Os agregados também apresentaram baixo valor de abrasão Los Angeles, 11,58%, mostrando-se resistentes a vários processos de manipulação, como: britagem, armazenamento, produção da mistura, compactação e esforços do tráfego.

No ensaio de sanidade, os agregados apresentaram perda de massa de 2,14%, após 5 ciclos, expressando elevada resistência à ação das intempéries, ou seja, durabilidade diante da ação do tempo. Também não foi evidenciada a presença de materiais friáveis junto aos granulares rochosos.

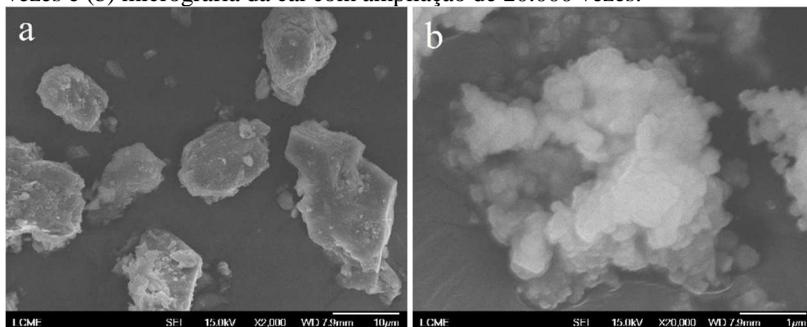
No tocante à cal hidratada utilizada na pesquisa, está foi fabricada no Paraná pela Pinocal Indústria e Comércio de Cal Ltda. Trata-se de uma cal tipo CH-1 dolomítica. Na Tabela 6.2 são apresentadas as características deste material.

Tabela 6.2 - Características químicas e físicas da cal hidratada.

Propriedades da cal hidratada	Valor
Perda ao fogo	18,6%
Resíduo insolúvel	1,9%
Anidrido carbônico (CO ₂)	2,5%
Óxido de cálcio (CaO)	45,1%
Óxido de magnésio (MgO)	33,5%
Óxidos totais não voláteis (CaO + MgO)	96,5%
Óxido totais não hidratados	27,6%
Óxidos de CaO não hidratados	0,0%
Cálcio (Ca)	32,2%
Magnésio (Mg)	20,2%
Densidade	3,0 g/cm ³

Quanto aos aspectos morfológicos dos grãos de pó de pedra e cal, estes foram avaliados através de microscopia eletrônica de varredura. As imagens capturadas são apresentadas na Figura 6.1.

Figura 6.1 - (a) Micrografia dos grãos de pó de pedra com ampliação de 2.000 vezes e (b) micrografia da cal com ampliação de 20.000 vezes.



Pelas imagens obtidas, é possível constatar a forma cúbica, com arestas vivas e textura rugosa nas partículas de pó de pedra. No caso da cal, verifica-se aglomerados de pequenas partículas de forma não esférica e aparentemente com elevada porosidade. Tais aspectos evidenciados, atuando em conjunto, conduzem para uma boa ancoragem ao ligante asfáltico.

Em síntese, as propriedades avaliadas dos agregados, indicam a adequabilidade para produzir misturas de concreto asfáltico com desempenho satisfatório.

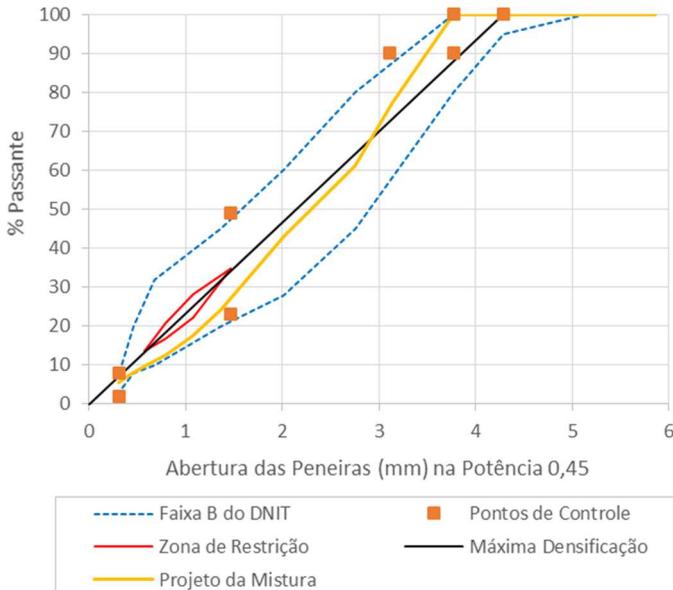
6.1.2 Composição Granulométrica de Agregados

A concepção da curva granulométrica seguiu a especificação Superpave, atendendo aos critérios de pontos de controle e zona de restrição (recomendação). A partir do estudo granulométrico dos agregados (brita 3/4", pedrisco, pó de pedra e filer (cal hidratada)) foi estabelecida a curva apresentada na Figura 6.2, com porcentagem passante em cada peneira conforme a Tabela 6.3.

Tabela 6.3 - Composição granulométrica: porcentagem passante em cada peneira.

Peneiras - Série ASTM	% Passante
3/4"	100,0
1/2"	77,5
3/8"	61,3
Nº 4	43,3
Nº 10	24,3
Nº 16	17,4
Nº 30	12,6
Nº 50	9,8
Nº 100	7,6
Nº 200	5,4

Figura 6.2 - Composição granulométrica da mistura de agregados.



A curva adotada é composta de 43% de brita 3/4", 15,5% de pedrisco, 40% de pó de pedra e 1,5% de cal. Em outra perspectiva, a curva é constituída de 56,7% de agregado graúdo (passante na # 3/4" e retido na # N° 4), 37,9% de agregado miúdo (passante na # N° 4 e retido na # N° 200) e 5,4% de material pulverulento (passante na # N° 200 e retido no fundo).

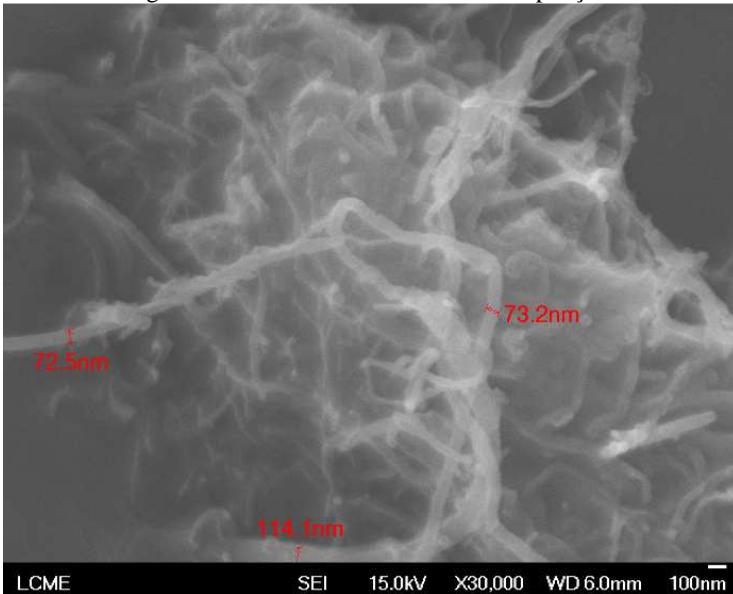
Como resultado, obteve-se uma curva cuja fração graúda fica acima da linha de densidade máxima e na fração fina fica abaixo. A sua fração miúda está próxima ao limite inferior da faixa B do DNIT, passando abaixo da zona de restrição. Como pode-se verificar, a curva projetada atende também aos limites da Faixa B do DNIT, com tamanho nominal máximo de 19 mm (definição de TMN conforme Superpave).

6.2 ETAPA 2: CARACTERIZAÇÃO DOS NANOMATERIAIS E PRODUÇÃO DOS NANOCOMPÓSITOS ASFÁLTICOS

6.2.1 Características Gerais dos Nanomateriais

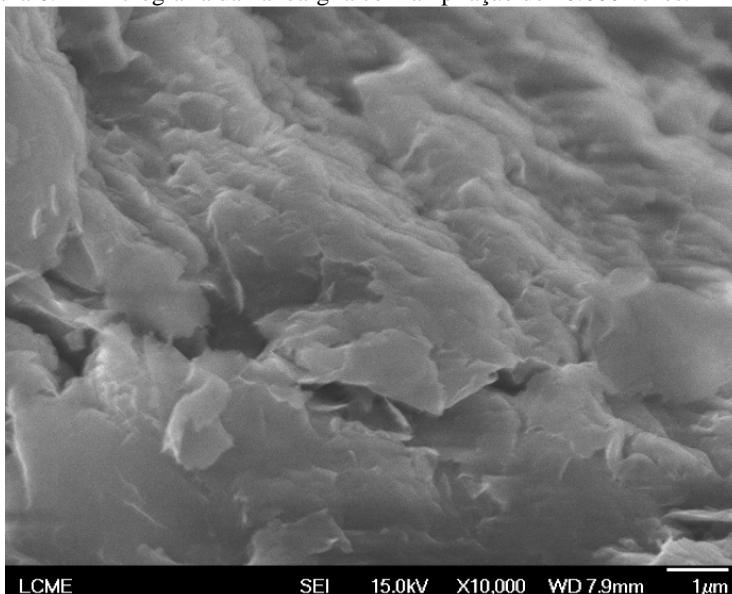
O nanotubo de carbono foi obtido diretamente da Nanostructured & Amorphous Materials, Inc. As principais propriedades deste nanoproduto são: múltiplas camadas, diâmetro externo de 50-80 nm, diâmetro interno de 5-15 nm, comprimento de 10-20 μm , densidade de 2,1 g/cm^3 e superfície específica de 60-80 m^2/g . O resultado de fluorescência de raios X identificou como principais constituintes: carbono (97,37%), níquel (1,86%), ferro (0,55%), cloro (0,20%) e enxofre (0,02%). Os resultados indicam o alto grau de pureza do NTC. Na Figura 6.3 é possível observar a micrografia desse nanomaterial.

Figura 6.3 - Micrografia do nanotubo de carbono com ampliação de 30.000 vezes.



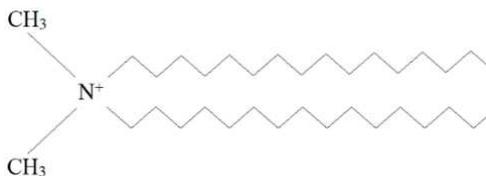
A nanoargila modificada foi obtida da Laviosa Chimica Mineraria S.p.A. O nome comercial do nanoproduto é Dellite 67G. As principais características são: tamanho da partícula (seco) de 7-9 μm , tamanho da partícula após a dispersão de 1x500 nm e densidade de 1,7 g/cm^3 . Os componentes químicos da nanoargila, obtidos na fluorescência de raios X, foram: carbono (45,5%), silício (33,42%), alumínio (16,08%), ferro (3,60%), cloro (0,80%), titânio (0,31%), potássio (0,27%) e estrôncio (0,02%). A análise química indica a ausência do elemento químico magnésio (Mg), estabelecendo o entendimento que a estrutura cristalina da nanoargila é constituída predominantemente por camadas de tetraedros de sílica e octaedros de alumínio, apresentando estas últimas camadas estrutura dioctaédrica. O aspecto morfológico das camadas de silicatos da nanoargila é apresentado na micrografia da Figura 6.4.

Figura 6.4 - Micrografia da nanoargila com ampliação de 10.000 vezes.



A nanoargila utilizada é derivada do argilomineral montmorilonita e modificada com elevadas porcentagens de sais quaternários de amônio. O cátion orgânico utilizado na preparação da nanoargila organofílica é o dimetil amônio com duas cadeias alquilas. Este sal é tensoativo, ou seja, possui em uma extremidade, cadeias alquilas de características hidrofóbica, apolar e com afinidade ao óleo, e na outra extremidade, características hidrofílica, polar e com afinidade pela água. A representação do sal é apresentada na Figura 6.5.

Figura 6.5 - Dimetil amônio com duas cadeias alquilas (Dellite 67G).



Fonte: Arioli (2009).

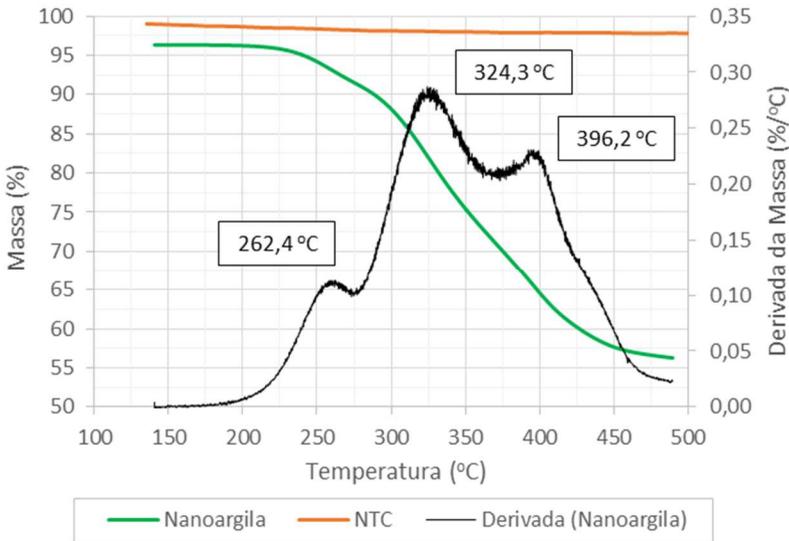
Conforme a Figura 6.5, o sal quaternário de amônio empregado no tratamento da argila é um cátion orgânico de alquil amônio de cadeia longa. Estas cadeias longas, propiciam grandes espaços entre as camadas

interfoliares das argilas (espaçamento basal). Este espaçamento tem destacada importância, uma vez que é neste espaço que a matriz asfáltica precisa ingressar e desta forma possibilitar a obtenção do nanocompósito esfoliado.

6.2.2 Análise Térmica

Os resultados da técnica termoanalítica empregada para a verificação da variação de massa dos nanomateriais em função da programação de temperaturas é apresentada na Figura 6.6.

Figura 6.6 - Análise termogravimétrica das amostras de NTC e nanoargila.



Na Figura 6.6, quanto à estabilidade térmica da nanoargila, é possível evidenciar uma primeira perda de massa em 262,4 °C, atribuída aos íons alquil amônio que estão fracamente adsorvidos na superfície das argilas e nos bordos dos folhetos. As cadeias confinadas entre as lâminas de silicatos são relativamente estáveis a 262,4 °C, pois esta temperatura não é suficientemente alta para romper as interações iônicas. De fato, os íons intercalados se decompõem na região principal de perda de massa entre 300 °C e 350 °C, com pico máximo em 324,3 °C. Arioli (2009, p. 61), em análise termogravimétrica da argila Dellite 67G, também verificou a estabilidade térmica do material em temperaturas inferiores a 200 °C.

Segundo Boucard (2004), a degradação de íons pode ser assim dividida: abaixo de 250 °C, devido aos íons adsorvidos fisicamente e acima de 250 °C, pode-se distinguir duas perdas de massa, que podem ser atribuídas tanto às diferenças de interação entre os íons e a superfície, quanto a uma degradação das cadeias orgânicas do íon alquil amônio.

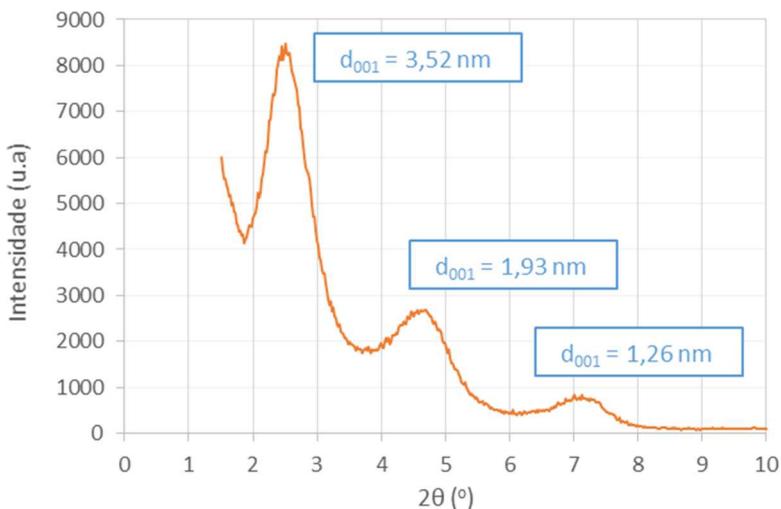
A análise termogravimétrica da amostra de NTC, mostra boa resistência térmica até 500 °C. Segundo Trigueiro *et al.* (2007), o alto grau de organização estrutural dos NTC reflete uma temperatura de decomposição entre 500 °C e 650 °C, ocorrendo em único evento.

Em síntese, os efeitos da temperatura na incorporação da nanoargila e do NTC na matriz asfáltica, a 150 °C, não acarretam a decomposição do nanomaterial, mantendo assim suas propriedades e funcionalidades.

6.2.3 Difratometria de Raios X (DRX)

O espaçamento interfoliar, também conhecido como espaçamento basal (plano d_{001}), pode ser avaliado por meio de análises de difratometria de raios X. Esta análise permite identificar a medida entre as duas camadas foliares. Na Figura 6.7 é possível observar o espectro de raios X obtido para o pó da nanoargila e os valores de espaçamentos basais calculados pela lei de Bragg (equação 5.1).

Figura 6.7 - Difrátograma de raios X do pó de nanoargila.



Analisando-se a Figura 6.7, observa-se que a nanoargila apresenta partículas com espaçamentos interfoliares de 3,52 nm, 1,93 nm e 1,26 nm, maiores que a argila de ocorrência natural, a montmorilonita (Tabela 2.2). O aumento do espaçamento basal é resultado da modificação orgânica realizada no argilomineral. Este espaçamento tem destacada importância, uma vez que é neste espaço que a matriz asfáltica precisa ingressar e desta forma possibilitar a obtenção do nanocompósito.

6.2.4 Nanomodificação do Ligante Asfáltico (CAP 50-70)

Os ligantes asfálticos nanomodificados foram preparados a partir do CAP 50-70 proveniente da refinaria REPAR localizada em Araucária-PR. As adições de nanomateriais (NTC e nanoargila) ocorreram nos teores de 1, 2 e 3% em relação ao peso do ligante asfáltico, totalizando 6 tipos de nanocompósitos asfálticos produzidos (Tabela 6.4). As modificações foram efetuadas a partir de um misturador mecânico de alto cisalhamento.

Tabela 6.4 - Nanocompósitos produzidos.

Nanomaterial	Incorporação (% peso de ligante)	Nanocompósito asfáltico
Nanoargila	1 %	NA-1%
	2%	NA-2%
	3%	NA-3%
Nanotubo de Carbono	1%	NTC-1%
	2%	NTC-2%
	3%	NTC-3%

O procedimento de incorporação consistiu em: pesar a quantidade de nanomateriais necessária para o peso de ligante a modificar; aquecer em estufa o ligante asfáltico até a temperatura de 150 °C; inserir a lata de ligante asfáltico – aquecido em estufa – no interior da manta térmica do misturador, pré-aquecida e ajustada na temperatura de incorporação (150 °C); configurar no equipamento o tempo de compatibilização (1h40min); imergir a haste de cisalhamento no ligante asfáltico; ligar o misturador e gradativamente aumentar a rotação até 5.000 rpm; pulverizar calmamente os nanomateriais no interior da lata e aguardar finalizar o tempo de compatibilização definido.

6.2.4.1 Avaliação do Tempo de Compatibilização e Tipo de Nanocompósito Formado

Durante o processo de incorporação com 3% de nanoargila na matriz asfáltica, foram coletadas amostras de ligante asfáltico aos 20 e 100 minutos de compatibilização (mistura). Desta forma, em paralelo, foi investigado através de difratometria de raios X (DRX) o tempo necessário de mistura para ocasionar uma compatibilização completa da nanoargila com o ligante asfáltico, ou seja, a obtenção de um nanocompósito esfoliado.

Desta forma, na DRX, quando após a incorporação o pico correspondente ao espaçamento basal desaparece, isto representa um forte indicativo de que as folhas da nanoargila se encontram completamente dispersas e separadas uma das outras. Neste caso, o nanocompósito pode ser classificado como esfoliado. Quando ocorre um aumento do espaçamento basal da argila após a formação do nanocompósito, isto indica que a matriz penetrou entre as folhas forçando o aumento do espaçamento interlamelar, formando um nanocompósito intercalado. No entanto, caso não ocorra nenhuma modificação no espaçamento basal após a adição da nanoargila à matriz, pode-se concluir que ocorreu uma simples dispersão da argila não sendo formado um nanocompósito, mas sim um microcompósito.

Na investigação, para proceder os ensaios de DRX no ligante asfáltico, foram produzidos porta amostras de alumínio, conforme a Figura 6.8.

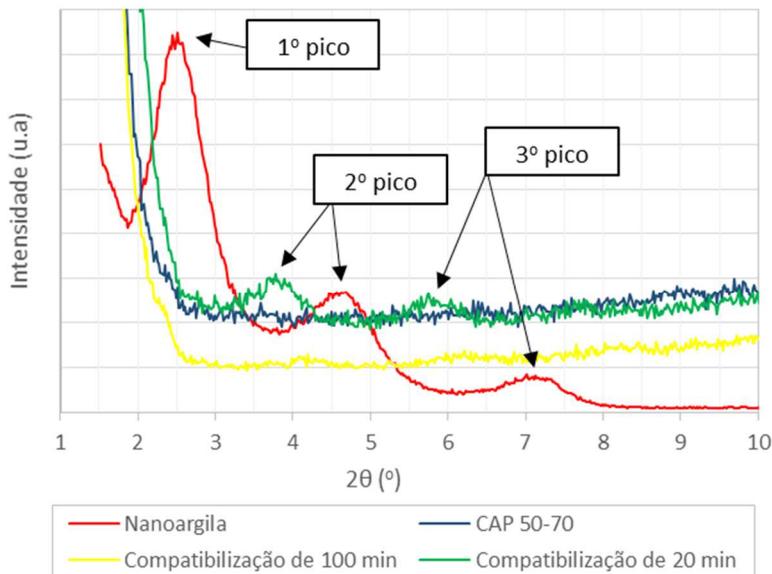
Figura 6.8 - Porta amostra de alumínio com a amostra de ligante asfáltico.



Fonte: Autor (2014).

Na Figura 6.9, são apresentados os resultados de DRX do pó de nanoargila, comparado com o ligante asfáltico puro e com os modificados no teor de 3% de nanoargila no tempo de compatibilização de 20 minutos e 100 minutos.

Figura 6.9 - Comparativo dos difratogramas de raios X.



Na Figura 6.9, o difratograma de raios X vermelho apresenta três picos, caracterizando os espaços interplanares do pó da nanoargila (conforme abordado na seção 6.2.3). O difratograma de raios X azul, sem nenhum pico, representa o ligante asfáltico puro (CAP 50-70). O difratograma de raios X verde, caracteriza o ligante com 3% de nanoargila e tempo de compatibilização de 20 minutos. O difratograma de raios X amarelo, caracteriza o ligante com 3% de nanoargila e tempo de compatibilização de 100 minutos.

O difratograma de raios X verde, mostra a ausência do 1º pico e o deslocamento para a esquerda do 2º e do 3º pico. O 2º pico apresenta um deslocamento de 4,57° ($d_{001} = 1,93$ nm) para 3,77° ($d_{001} = 2,34$ nm) e o 3º pico de 7,01° ($d_{001} = 1,26$ nm) para 5,75° ($d_{001} = 1,54$ nm). Isto significa que as partículas da nanoargila com espaçamento interfoliar de 3,52 nm (1º pico) esfoliaram na matriz e as partículas com espaçamento interfoliar de 1,93 nm (2º pico) e 1,26 nm (3º pico) intercalaram na matriz

ocasionando aumento da distância interlamelar devido à intrusão da matriz asfáltica entre as lamelas. Este resultado indica que um nanocompósito misto (esfoliado + intercalado) foi obtido com 20 minutos de compatibilização.

A medida que o tempo de compatibilização é aumentado, a desaglomeração/dispersão das partículas é facilitada, propiciando uma melhor interação entre a matriz e as nanocargas. Como resultado, os picos vão desaparecendo do difratograma de raios X, retratando assim o esfoliamento completo da nanoargila na matriz. Com 100 minutos de compatibilização, este fenômeno é observado no difratograma de raios X amarelo.

Estes resultados, ilustram, que para um teor de incorporação de 3% de nanoargila, sob temperatura do CAP 50-70 de 150 °C e esforço de 5.000 rpm, é possível obter um nanocompósito asfáltico esfoliado, aplicando um tempo de compatibilização de 100 minutos.

6.3 ETAPA 3: AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES REOLÓGICAS E EMPÍRICAS DOS NANOCOMPÓSITOS ASFÁLTICOS E DO LIGANTE ASFÁLTICO DE REFERÊNCIA

Os nanocompósitos asfálticos foram produzidos a partir do CAP 50-70. Nas seções a seguir, são apresentados e discutidos os resultados obtidos das propriedades dos materiais asfálticos em três estágios: nas amostras virgens, nos resíduos envelhecidos a curto prazo e nos resíduos envelhecidos a longo prazo.

6.3.1 Avaliação das Amostras Virgens e Envelhecidas a Curto Prazo

A Tabela 6.5 apresenta a média de três determinações de penetração (25 °C, 100g e 5s) em décimos de milímetros, a média de dois valores de ponto de amolecimento (PA), o índice de suscetibilidade térmica (IST) e a estabilidade à estocagem nas amostras de ligantes asfálticos virgens. Quanto à estabilidade à estocagem\compatibilidade, está foi verificada somente para os nanocompósitos asfálticos com maiores teores de incorporação, neste caso, o NA-2%, NA-3%, NTC-2% e NTC-3%.

Tabela 6.5 - Resultados de penetração, ponto de amolecimento, IST e compatibilidade (amostras virgens).

Ligantes asfálticos	Penetração (1/10 mm)	Ponto de amolecimento (°C)	IST	Compatibilidade (24h): diferença de PA (°C)
CAP 50-70	57	47,9	-1,44	-
NA-1%	57	48,4	-1,30	-
NA-2%	56	49,1	-1,16	0,5
NA-3%	55	50,2	-0,92	1,0
NTC-1%	56	49,7	-1,01	-
NTC-2%	54	51,9	-0,55	0,0
NTC-3%	54	52,5	-0,41	1,0

Nota-se a partir da Tabela 6.5, a redução da penetração e o aumento do ponto de amolecimento com a adição dos materiais nanométricos, resultando em menor sensibilidade a variação da temperatura, registrada pelo índice de suscetibilidade térmica. O efeito é maior nas incorporações de NTC. Tal alteração de propriedade é interessante uma vez que os asfaltos brasileiros apresentam susceptibilidade perto do limite superior da especificação.

O ponto de amolecimento é frequentemente relacionado com a ocorrência de deformações plásticas em misturas asfálticas, quanto maior este valor, menor o afundamento nas trilhas de roda. Incorre dos resultados, que neste quesito, os nanomateriais melhoram o comportamento do ligante asfáltico 50-70.

No que tange à compatibilidade dos ligantes nanomodificados, os resultados do ensaio de estabilidade à estocagem não indicam separação de fase. As diferenças entre os pontos de amolecimento do ligante na parte superior e inferior do tubo metálico, ficam muito abaixo do limite máximo de 5 °C estabelecido na Resolução nº 32 da ANP/2010.

A viscosidade aparente dos ligantes asfálticos virgens, foi investigada utilizando o viscosímetro rotacional Brookfield, com *spindle* 21, nas temperaturas de 135 °C (20 rpm), 150 °C (50 rpm) e 175 °C (100 rpm). A modificação na viscosidade pela incorporação da nanoargila e do NTC pode ser verificada na Figura 6.10 e na Figura 6.11, respectivamente.

Figura 6.10 - Viscosidade aparente *versus* temperatura (nanocompósitos com adição de nanoargila).

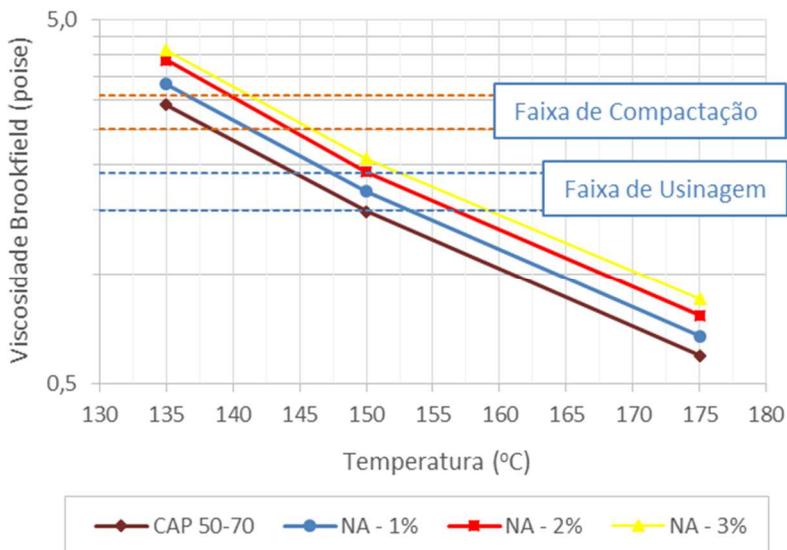
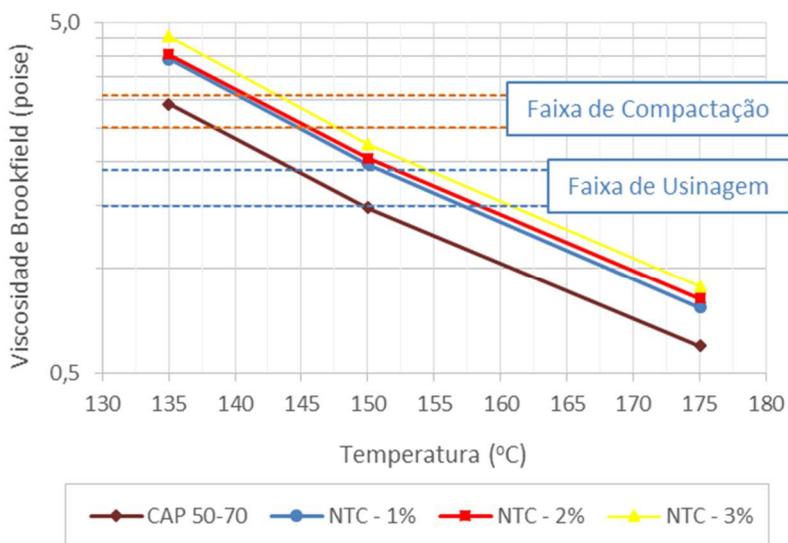


Figura 6.11 - Viscosidade aparente *versus* temperatura (nanocompósitos com adição de NTC).



Com base nos resultados de viscosidade aparente, infere-se a alteração reológica no ligante asfáltico 50-70 quando adicionados os nanomateriais. A resistência ao fluxo dos nanocompósitos, quando submetidos a tensões, é maior que a do ligante asfáltico de referência. A medida que se aumenta o teor de incorporação, há um incremento na resistência ao escoamento. O efeito na resistência ao fluxo, ocasionado pelo NTC, é maior quando comparado à nanoargila. Estes resultados retratam a mesma tendência dos valores obtidos de ponto de amolecimento.

Com referência às temperaturas de usinagem e compactação da mistura asfáltica, o aumento da viscosidade reflete diretamente nas temperaturas de usinagem e compactação. A incorporação de 3% de nanoargila ou NTC, acarreta um acréscimo na temperatura de usinagem de 8 °C e 10 °C, respectivamente, conforme é demonstrado na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 - Temperaturas de usinagem e compactação da mistura asfáltica.

Ligantes asfálticos	Temperatura (°C)		
	Usinagem		Compactação da mistura asfáltica
	Ligante asfáltico	Agregados	
CAP 50-70	148	163	136
NA-1%	151	166	139
NA-2%	154	169	142
NA-3%	156	171	144
NTC-1%	155	170	143
NTC-2%	155	170	143
NTC-3%	158	173	146

De acordo com a Tabela 6.6, as temperaturas apresentadas, correspondem a viscosidade aparente média na faixa de usinagem (0,17 Pa.s) e na faixa de compactação (0,28 Pa.s). A temperatura dos agregados foi obtida pelo acréscimo de 15 °C na temperatura do ligante asfáltico.

No que tange às propriedades viscoelásticas dos ligantes asfálticos virgens e envelhecidos a curto prazo (RTFOT), estas foram estudadas utilizando o reômetro de cisalhamento dinâmico. A reometria foi conduzida nas altas temperaturas (52 °C até 76 °C), cuja avaliação foi direcionada em termos de módulo complexo de cisalhamento, G^* , e ângulo de fase, δ , obtendo assim, o parâmetro associado à deformação permanente, $G^*/\sin \delta$. A Figura 6.12 e Figura 6.13, apresentam os resultados deste parâmetro em função da variação de temperatura nas amostras virgens e envelhecidas a curto prazo, respectivamente. Os resultados correspondem a média de dois ensaios por amostra. Os dados completos dos ensaios podem ser observados no Apêndice A.

Figura 6.12 - Relação entre $G^*/\text{sen } \delta$ e temperatura (ligantes asfálticos virgens).

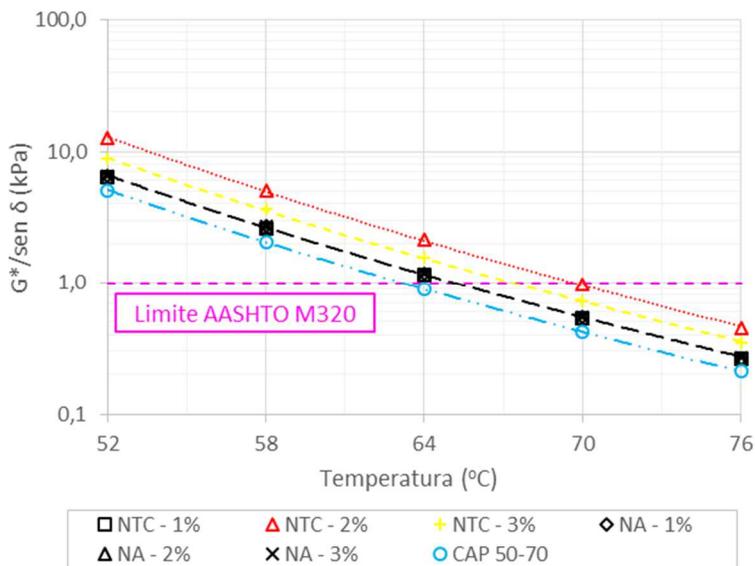
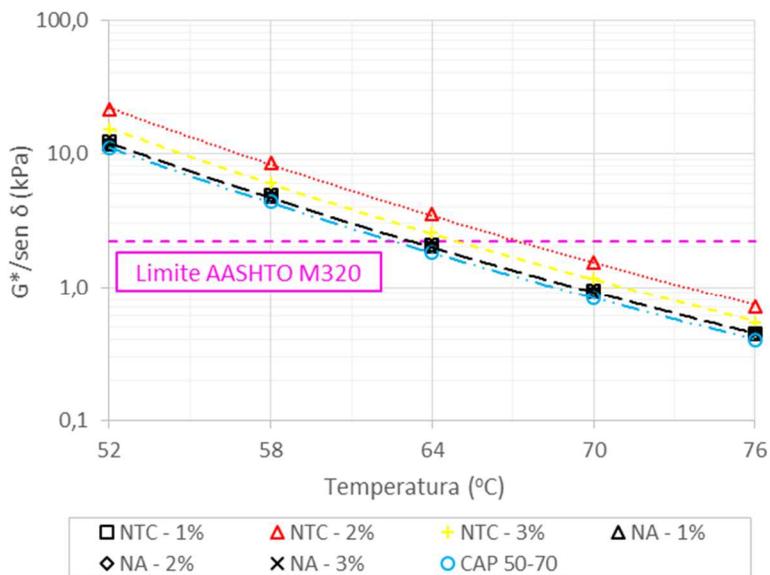


Figura 6.13 - Relação entre $G^*/\text{sen } \delta$ e temperatura (ligantes asfálticos envelhecidos a curto prazo no RTFOT).



Nos gráficos, percebe-se claramente a influência da adição dos nanomateriais no comportamento do material. Em todas as amostras nanomodificadas, verifica-se um aumento no módulo complexo cisalhante (G^*) e uma redução no ângulo de fase (δ) em todas as temperaturas experimentadas. Conseqüentemente, as alterações apontadas, ocasionam maiores valores no parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$, contribuindo diretamente na resistência a deformação permanente.

As mudanças no comportamento reológico ($G^*/\text{sen } \delta$), evidenciadas pelas adições de nanoargila, concordam com estudos desenvolvidos em ligantes asfálticos por diversos autores (YU *et al.*, 2011; JAHROMI & KHODAIL, 2009; ZARE-SHAHABADI *et al.*, 2010; LEITE *et al.*, 2012; CAVALCANTI, 2010). No que tange às adições de NTC, Santagata *et al.* (2012) também evidenciaram maior rigidez e elasticidade pela incorporação de NTC no ligante asfáltico.

Na Tabela 6.7 são apresentados os ganhos de desempenho obtidos por cada nanocompósito asfáltico em relação ao ligante de referência, tanto nas amostras virgens quanto nos resíduos obtidos no RTFOT. Os ganhos estão equacionados em termos de temperatura ($^{\circ}\text{C}$). Também é apresentado o grau PG para cada material asfáltico, de acordo com a AASHTO M 320.

Tabela 6.7 - Desempenho dos ligantes asfálticos com relação ao parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$.

Ligantes asfálticos	PG contínuo ($^{\circ}\text{C}$)		Ganho de desempenho ($^{\circ}\text{C}$)		PG - AASHTO M 320	
	Virgem	RTFOT	Virgem	RTFOT	Tabela 3	Tabela 1
CAP 50-70	63,0	62,7	-	-	58-XX	58-XX
NA-1%	64,8	63,2	+ 1,8	+ 0,5	64-XX	58-XX
NA-2%	65,0	63,3	+ 2,0	+ 0,6	64-XX	58-XX
NA-3%	65,0	63,3	+ 2,0	+ 0,6	64-XX	58-XX
NTC-1%	64,8	63,4	+ 1,8	+ 0,7	64-XX	58-XX
NTC-2%	69,6	67,3	+ 6,6	+ 4,6	64-XX	64-XX
NTC-3%	67,2	65,0	+ 4,2	+ 2,3	64-XX	64-XX

Em linhas gerais, a Tabela 6.7 ressalta que os maiores ganhos de desempenho são verificados nas amostras virgens e nos nanocompósitos com NTC. Após o RTFOT é verificada a redução do efeito do nanomaterial em relação ao ligante asfáltico 50-70, e esta redução é maior no caso dos nanocompósitos com nanoargila, que praticamente se equiparam ao desempenho do ligante de referência. Observa-se então um aumento na resistência ao envelhecimento oxidativo ocasionado pela adição dos nanomateriais, principalmente no caso da nanoargila. Tal

propriedade, também foi confirmada por Leite *et al.* (2012) quando avaliaram a incorporação de nanoargila no ligante asfáltico.

Quanto ao balanço de massa, todas as amostras forneceram perdas muito abaixo de 0,5%, estando de acordo com a especificação vigente.

Com referência aos aumentos nos teores de incorporação de nanomateriais, no caso da nanoargila, não se verifica um ganho expressivo no acréscimo do teor de 1% para 3%. O desempenho é considerado equivalente. Para o NTC, os aumentos na porcentagem de incorporação, resultam na alteração do comportamento de forma expressiva. Têm-se o melhor desempenho quando aumenta-se o teor de NTC de 1% para 2%. Contudo, este ganho é reduzido com o incremento do teor para 3%. A queda de desempenho, possivelmente está relacionada com a dispersão do NTC na matriz asfáltica, indicando que para teores acima de 2%, a dispersão é comprometida e possivelmente maiores são as aglomerações de NTC na matriz.

Nesta perspectiva, Biercuk *et al.* (2002) e Liu & Wagner (2005), relatam que uma boa dispersão, além de possibilitar uma melhor interação com a matriz, permite evitar que o aglomerado de NTC concentre tensões, fato que afeta o desempenho mecânico dos compósitos. Neste mesmo sentido, vários autores (MA *et al.*, 2007; KOSMIDOU *et al.*, 2008; MA *et al.*, 2009) ressaltam que uma concentração de NTC superior à crítica implica na diminuição das características mecânicas dos compósitos, ficando, em alguns casos, inferiores à matriz pura.

Quanto ao grau PG, a AASHTO M 320 classifica o ligante asfáltico virgem segundo a Tabela 3 e após o RTFOT de acordo com a Tabela 1 da norma. Em relação ao NTC, o melhor desempenho apresentado foi para o nanocompósito NTC-2%. Já no caso da nanoargila, os nanocompósitos se equiparam.

6.3.2 Avaliação das Amostras Envelhecidas a Longo Prazo

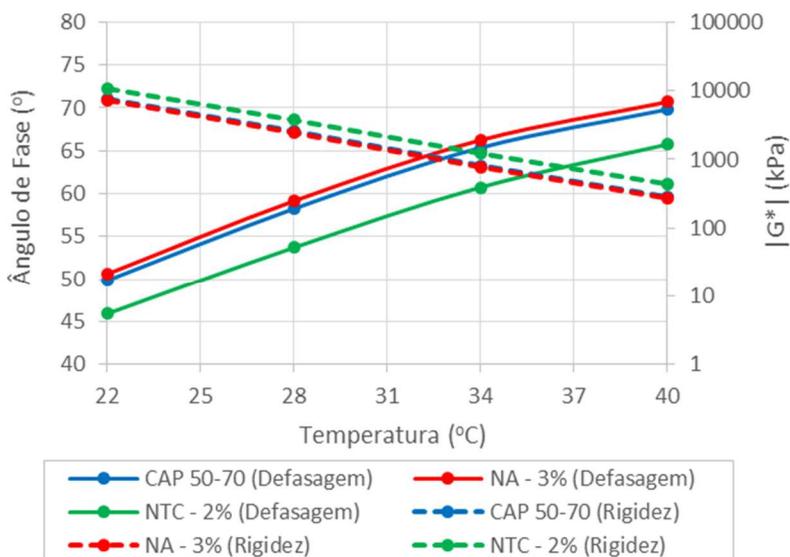
As avaliações reológicas dos ligantes asfálticos nas temperaturas intermediárias (40 °C até 22 °C) e nas temperaturas baixas (-12 °C e -18 °C), foram realizadas nos resíduos envelhecidos a longo prazo. Nas temperaturas intermediárias, o estudo está relacionado ao parâmetro $G^* \text{sen } \delta$. Nas temperaturas baixas, a norma está direcionada ao módulo de rigidez ($S(60)$) e ao parâmetro de relaxação ($m(60)$). A Tabela 6.8 apresenta os resultados do parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ dos resíduos envelhecidos a longo prazo em função da temperatura. Os valores condizem com a média de dois ensaios por amostra. Os dados completos dos ensaios podem ser observados no Apêndice B.

Tabela 6.8 - Desempenho dos ligantes asfálticos com relação ao parâmetro $G^*sen\delta$ (kPa) (resíduos envelhecidos a longo prazo).

Ligantes asfálticos	Temperatura (°C)				Temperatura crítica (°C)
	40	34	28	22	
CAP 50-70	263,75	736,85	2178,65	5786,26	22,9
NA-1%	252,11	705,56	2115,39	5672,73	22,8
NA-2%	263,09	728,47	2141,55	5703,83	22,8
NA-3%	253,16	705,56	2096,62	5687,25	22,8
NTC-1%	264,45	749,32	2355,83	6539,13	23,6
NTC-2%	406,89	1086,61	3071,21	7859,35	24,9
NTC-3%	327,23	901,24	2777,25	7532,47	24,5

Conforme a Tabela 6.8, de forma geral, os nanocompósitos de nanoargila apresentaram comportamento equivalente ao ligante asfáltico 50-70. Neste caso, não há variação significativa no módulo complexo (G^*) e no ângulo de fase (δ) nas amostras envelhecidas a longo prazo. Com relação aos nanocompósitos com NTC, estes exibiram alterações no comportamento reológico. O NTC aumentou o módulo complexo (G^*) e reduziu o ângulo de fase (δ), resultando em maiores valores no parâmetro $G^*sen\delta$. O efeito da adição dos nanomateriais no módulo complexo e ângulo de fase, é ilustrado na Figura 6.14.

Figura 6.14 - Módulo complexo e ângulo de fase do CAP 50-70, NA-3% e NTC-2% em função da temperatura (resíduos RTFOT+PAV).



Segundo a especificação Superpave de ligantes asfálticos, neste procedimento avalia-se a resistência à fadiga do ligante asfáltico. Assim, é exigido o valor máximo do parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ de 5000 kPa, para assegurar adequado desempenho quanto a este critério. Neste sentido, os ligantes asfálticos estudados apresentariam comportamento satisfatório acima da temperatura crítica apresentada na Tabela 6.8. Por conseguinte, poder-se-ia também concluir que sob uma mesma temperatura, o CAP 50-70 e os nanocompósitos com nanoargila apresentariam melhores desempenho à fadiga que os nanocompósitos com NTC, à luz desse parâmetro.

No entanto, apesar do parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ fazer parte da especificação Superpave, diversos estudos (JOHNSON, 2010, BAHIA *et al.*, 1999; ANDERSON *et al.*, 2001; TSAI & MONISMITH, 2005) têm indicado que este parâmetro não é adequado para avaliar o comportamento à fadiga dos ligantes asfálticos e, conseqüentemente, prever a contribuição do ligante asfáltico no comportamento à fadiga da mistura asfáltica.

Na Tabela 6.9 e Tabela 6.10 são apresentados os desempenhos dos ligantes asfálticos em baixas temperaturas (-12 °C e -18 °C), no que se refere ao módulo de rigidez, $S(60)$, e ao parâmetro de relaxação, $m(60)$, respectivamente. Os resultados correspondem a média de dois ensaios.

Tabela 6.9 - Módulo de rigidez a baixas temperaturas (MPa) (resíduos envelhecidos a longo prazo).

Ligantes asfálticos	Temperatura (°C)				PG parcial
	-12	-18	T _{crítica}	T _{corrigida}	
CAP 50-70	273 MPa	547 MPa	-12,6 °C	-22,6 °C	-22
NA-1%	248 MPa	542 MPa	-13,0 °C	-23,0 °C	-22
NA-2%	286 MPa	529 MPa	-12,4 °C	-22,4 °C	-22
NA-3%	257 MPa	581 MPa	-12,8 °C	-22,8 °C	-22
NTC-1%	281 MPa	542 MPa	-12,4 °C	-22,4 °C	-22
NTC-2%	286 MPa	602 MPa	-12,3 °C	-22,3 °C	-22
NTC-3%	295 MPa	562 MPa	-12,1 °C	-22,1 °C	-22

Tabela 6.10 - Parâmetro de relaxação a baixas temperaturas (resíduos envelhecidos a longo prazo).

Ligantes asfálticos	Temperatura (°C)				PG parcial	Grau PG
	-18	-12	T _{crítica}	T _{corrigida}		
CAP 50-70	0,242	0,315	-13,2 °C	-23,2 °C	-22	-22
NA-1%	0,240	0,290	-10,9 °C	-20,9 °C	-16	-16
NA-2%	0,237	0,319	-13,4 °C	-23,4 °C	-22	-22
NA-3%	0,273	0,321	-14,6 °C	-24,6 °C	-22	-22
NTC-1%	0,267	0,306	-12,9 °C	-22,9 °C	-22	-22
NTC-2%	0,239	0,294	-11,3 °C	-21,3 °C	-16	-16
NTC-3%	0,218	0,299	-11,9 °C	-21,9 °C	-22	-22

Na Tabela 6.9, é possível verificar que a incorporação de nanomateriais não altera significativamente a rigidez do ligante asfáltico a baixas temperaturas, assim como, não apresenta uma tendência bem definida com as variações nos teores de incorporação. Destaca-se ainda, que apesar das incorporações de NTC aumentarem significativamente a rigidez do ligante nas altas temperaturas, sob baixas temperaturas o comportamento é praticamente equivalente ao ligante convencional 50-70. O grau PG quanto a este parâmetro é de -22 °C para todos os ligantes asfálticos.

A Tabela 6.10 mostra os efeitos dos nanomateriais sobre a taxa de relaxação nas temperaturas de -12 °C e -18 °C. De forma geral, verifica-se uma tendência de maiores taxas de relaxação com o aumento dos teores de incorporação de nanoargila e a redução na taxa de relaxação com as adições de NTC. O nanocompósito NA-3% apresenta melhor comportamento, retratando maior capacidade na dissipação das tensões formadas na contração do ligante asfáltico, o que é benéfico para o seu desempenho. Neste parâmetro, o grau PG é de -16 °C para os nanocompósitos NA-1% e NTC-2% e -22 °C para os demais ligantes asfálticos. A perda de desempenho verificada nos nanocompósitos NA-1% e NTC-2%, quanto à taxa de relaxação, não é problemática pelas características do mapa climático brasileiro, uma vez que as temperaturas mínimas não atingem -16 °C.

Acerca dos resultados obtidos na literatura, no que tange às incorporações de nanoargila, diversos autores (LEITE *et al.*, 2012; ZARE-SHAHABADI *et al.*, 2010, entre outros) relataram ganhos de desempenho em baixas temperaturas. Entretanto, para este tipo de ligante asfáltico utilizado na pesquisa, não pode ser confirmado ganhos de desempenho nas baixas temperaturas.

Inicialmente, a seleção de dois nanocompósito para a formulação de misturas asfálticas seria realizada a partir dos resultados das

propriedades empíricas e reológicas dos ligantes. Porém, devido ao atraso na execução destes ensaios e para manter o cronograma da pesquisa, definiu-se como critério de seleção, o desempenho dos nanocompósitos no ensaio de deformação permanente (discutido na seção 6.6.1). Assim, foram selecionados os nanocompósitos (NA-3% e NTC-2%) que obtiveram maior resistência à deformação permanente para estudo do comportamento reológico e desempenho à fadiga das misturas asfálticas.

6.3.3 Resumo da Seção

A seguir na Tabela 6.11 é apresentado o resumo geral dos efeitos da adição dos nanomateriais no comportamento do ligante asfáltico 50-70.

Tabela 6.11 - Resumo geral do efeito dos nanomateriais nas propriedades do ligante asfáltico 50-70.

Propriedades	Adição de nanomateriais	Efeito/tendência em relação ao CAP 50-70
Penetração	Nanoargila	Reduz
	NTC	Reduz
Ponto de amolecimento	Nanoargila	Aumenta
	NTC	Aumenta
Suscetibilidade Térmica	Nanoargila	Diminui
	NTC	Diminui
Viscosidade Aparente	Nanoargila	Aumenta
	NTC	Aumenta
G^* - Módulo de cisalhamento dinâmico (virgem e RTFOT)	Nanoargila	Aumenta
	NTC	Aumenta
δ - Ângulo de fase (virgem e RTFOT)	Nanoargila	Diminui
	NTC	Diminui
$G^*/\text{sen } \delta$ (virgem e RTFOT)	Nanoargila	Aumenta
	NTC	Aumenta
G^* - Módulo de cisalhamento dinâmico (RTFOT+PAV)	Nanoargila	Não altera
	NTC	Aumenta
δ - Ângulo de fase (RTFOT+PAV)	Nanoargila	Não Altera
	NTC	Reduz
$G^*\text{sen } \delta$ (RTFOT+PAV)	Nanoargila	Não altera
	NTC	Aumenta
$S(60)$ - Módulo de rigidez	Nanoargila	Não altera
	NTC	Não altera
$m(60)$ - Taxa de relaxação	Nanoargila	Aumenta
	NTC	Reduz

6.4 ETAPA 4: DOSAGEM DAS MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO

6.4.1 Dosagem Superpave - PCG

Na Figura 6.16, Figura 6.17 e Figura 6.18 são apresentados os gráficos obtidos na compactação giratória para as misturas de referência (CAP 50-70), com o nanocompósito NA-3% e com o nanocompósito NTC-2%, respectivamente. Os teores definidos no estudo de dosagem foram obtidos variando-se o teor de ligante estimado (4,0%) em $\pm 0,5\%$ e $+1,0\%$. Cada curva plotada, representa a média de 4 corpos de prova (Figura 6.15), exceto para o teor ótimo, cuja curva é a média de 3 corpos de prova para a mistura de referência e 2 corpos de prova para as misturas com o nanocompósito NA-3% e NTC-2%. A curva de densificação no teor ótimo de ligante foi compactada até 205 giros para a verificação do requisito volumétrico no $N_{\text{máximo}}$. O tráfego estimado para a rodovia na qual a pesquisa contempla a curva granulométrica é de $N_{8,2t} = 1,64 \times 10^8$ (USACE). Os dados da compactação dos corpos de prova no teor ótimo de ligante podem ser observados no Apêndice C.

Figura 6.15 - Corpos de prova obtidos na compactação giratória.



Fonte: Autor (2014).

Figura 6.16 - Curvas de compactação da mistura de referência.

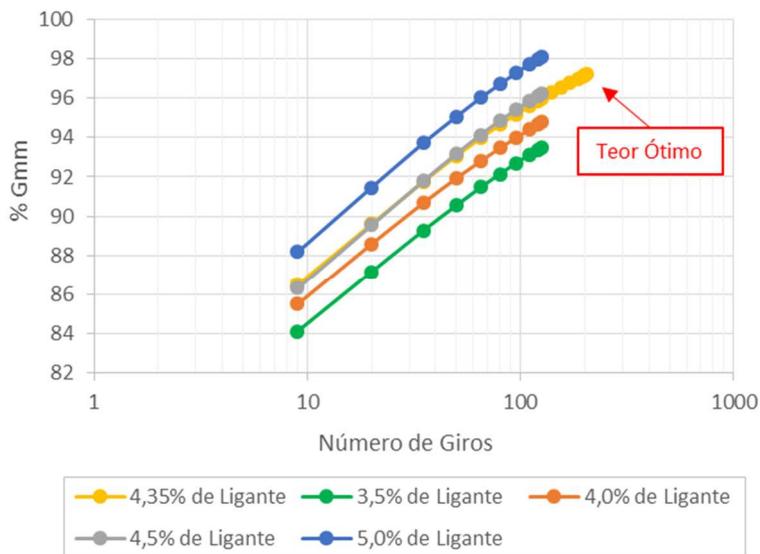


Figura 6.17 - Curvas de compactação da mistura com o nanocompósito NA-3%.

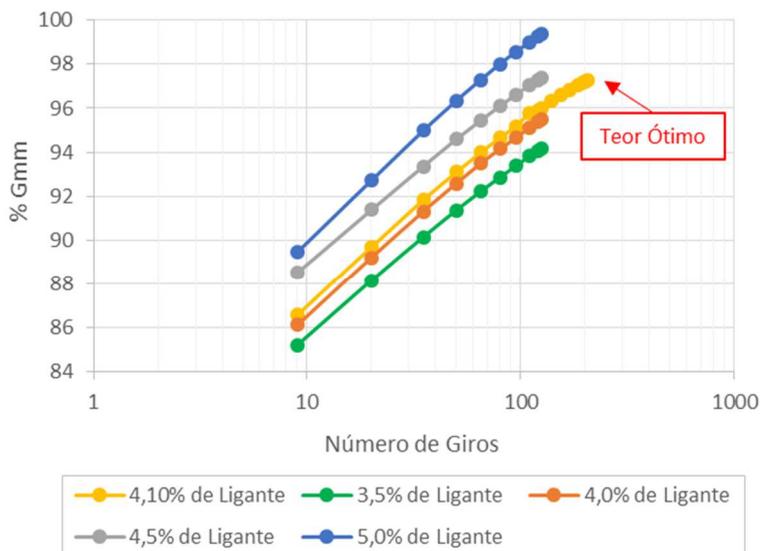
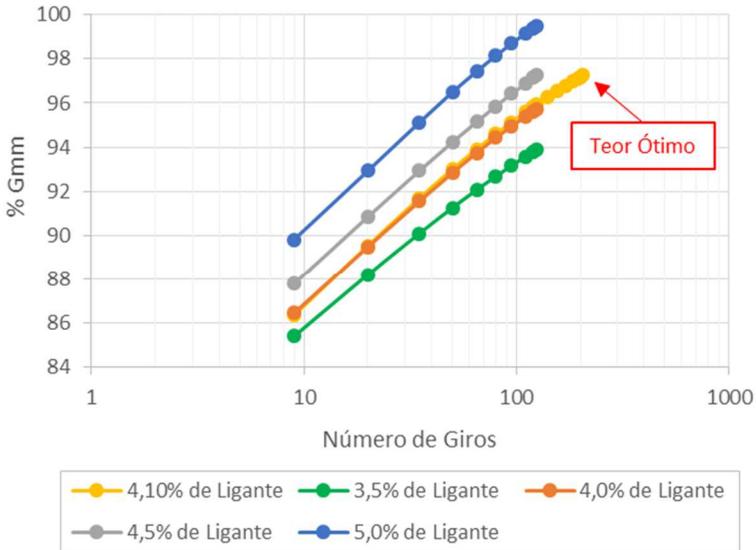


Figura 6.18 - Curvas de compactação da mistura com o nanocompósito NTC-2%.

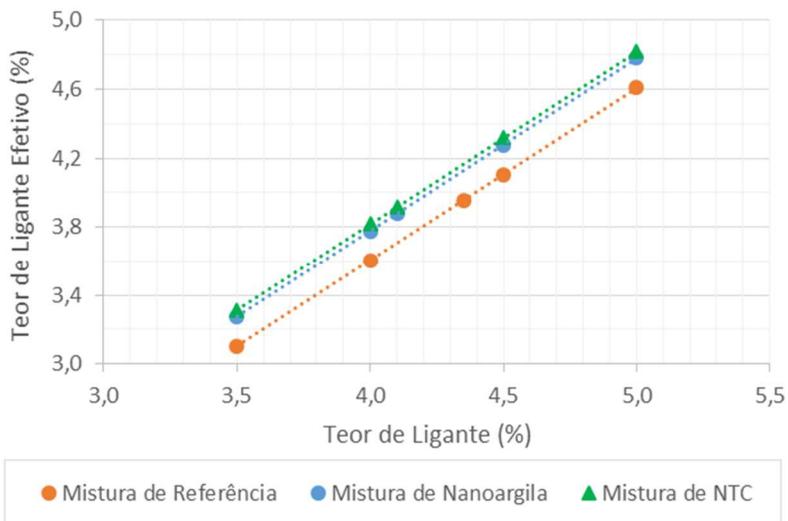


Nas curvas plotadas na Figura 6.16, Figura 6.17 e Figura 6.18, fica evidente o efeito do aumento do teor de ligante na trabalhabilidade da mistura e na compactação.

A partir das curvas de compactação, tomando como teor ótimo de ligante aquele que produz com 125 giros 4% de vazios, obteve-se, para cada mistura, os seguintes teores de projeto: 4,35% para mistura de referência e 4,10% para as misturas com o nanocompósito NA-3% e NTC-2%.

Neste sentido, os resultados mostram um menor teor de ligante de projeto quando as misturas são produzidas com ligantes modificados por 3% de nanoargila ou 2% de NTC. Um dos fatores que contribuíram para a redução do teor de projeto é o fato dos agregados absorverem menor quantidade de ligante quando é utilizado os nanocompósitos (NTC-2% e NA-3%), propiciando maiores teores de ligante efetivo durante o processo de compactação da mistura asfáltica, conforme indica a Figura 6.19. Outro fator contribuinte para a redução do teor de projeto, é o fato dos nanomateriais melhorarem a molhabilidade e o efeito lubrificante entre as partículas, atingindo mais facilmente o grau de empacotamento desejado.

Figura 6.19 - Teor de ligante asfáltico *versus* teor de ligante efetivo nas misturas asfálticas.



No que tange aos critérios volumétricos obtidos na dosagem, estes são apresentados na Tabela 6.12 e Tabela 6.13.

Tabela 6.12 - Critérios volumétricos para definição do teor de projeto.

Misturas asfálticas	% Ligante	$G_{mb} @ N_{projeto}$ (g/cm^3)	% $G_{mm} @$		
			Ninicial 9	$N_{projeto}$ 125	$N_{máximo}$ 205
Critérios Superpave	-	-	< 89%	= 96%	< 98%
Mistura 3: Referência CAP 50-70	3,50	2,548	84,11	93,50	-
	4,00	2,560	85,49	94,78	-
	Ótimo: 4,35	2,577	86,50	95,99	97,22
	4,50	2,577	86,31	96,22	-
Mistura 1: NA-3%	5,00	2,605	88,17	98,11	-
	3,50	2,559	85,22	94,18	-
	4,00	2,573	86,12	95,48	-
	Ótimo: 4,10	2,582	86,58	96,00	97,29
Mistura 2: NTC-2%	4,50	2,602	88,51	97,38	-
	5,00	2,633	89,46	99,37	-
	3,50	2,549	85,40	93,91	-
	4,00	2,577	86,45	95,74	-
Ótimo: 4,10	2,578	86,35	95,96	97,27	
4,50	2,596	87,79	97,26	-	
5,00	2,634	89,82	99,50	-	

Tabela 6.13 - Propriedades volumétricas dos corpos de prova.

Misturas asfálticas	% Ligante	G _{mm} (g/cm ³)	V _v (%)	VAM (%)	RBV (%)	RFB
Crítérios Superpave	-	-	4,00	13,00 mín.	65-75	0,8-1,6
Mistura 3: Referência CAP 50-70	3,50	2,725	6,50	14,35	54,66	1,74
	4,00	2,701	5,22	14,38	63,68	1,50
	Ótimo: 4,35	2,685	4,01	14,12	71,57	1,37
	4,50	2,678	3,78	14,27	73,52	1,32
	5,00	2,655	1,89	13,79	86,29	1,17
Mistura 1: NA-3%	3,50	2,717	5,82	13,96	58,32	1,65
	4,00	2,695	4,52	13,95	67,63	1,43
	Ótimo: 4,10	2,690	4,00	13,73	70,84	1,39
	4,50	2,672	2,62	13,43	80,46	1,26
	5,00	2,650	0,63	12,85	95,14	1,13
Mistura 2: NTC-2%	3,50	2,714	6,09	14,29	57,36	1,63
	4,00	2,692	4,26	13,80	69,11	1,42
	Ótimo: 4,10	2,687	4,04	13,84	70,79	1,38
	4,50	2,669	2,74	13,61	79,86	1,25
	5,00	2,647	0,50	12,81	96,12	1,12

Observando-se os resultados da Tabela 6.12 e Tabela 6.13, para os teores de projeto obtidos, todas as misturas atenderam aos requisitos volumétricos. Todas as curvas dos parâmetros volumétricos (G_{mm}, %V_v, %VAM, %RBV, RPB) determinados na dosagem, podem ser verificadas no Apêndice C.

Por meio das curvas obtidas no estudo de dosagem das misturas asfálticas estudadas, foram determinados através de integração, os índices *Construction Densification Index* (CDI) e *Traffic Densification Index* (TDI). O índice CDI representa a área sob a curva de densificação a partir do número de giros inicial (N_{inicial} = 9) até o número de giros que representa 92% da G_{mm}. No caso do índice TDI, este é definido como a área sob a curva de densificação do número de giros que representa 92% da G_{mm} até o número de giros em que se obtém uma densificação da mistura de 98%.

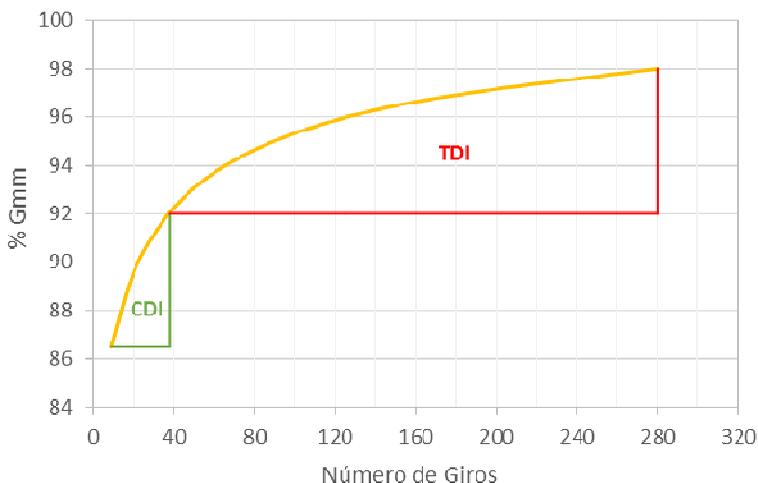
A área do índice CDI é definida como o trabalho necessário a ser realizado pelos rolos compactadores, para alcançar o grau de compactação requerido no processo de construção, definido em 92% da G_{mm}. O índice TDI é relacionado ao desempenho do pavimento após a abertura do tráfego. Neste caso, a energia necessária para compactar a mistura asfáltica de 92% da G_{mm} até 98% da G_{mm}. O limite de 98% da G_{mm} é aplicado no cálculo do TDI por tratar-se de uma densidade crítica, na qual a mistura está na zona de ruptura plástica. Neste contexto,

misturas que apresentam elevado valor de TDI refletem uma boa resistência à deformação permanente.

Para elevado volume de tráfego, Bahia & Faheem (2007), propõem para garantir a trabalhabilidade da mistura, um CDI máximo de 300, assim como, para obter-se bom desempenho à deformação permanente, um valor mínimo de TDI de 1200. No entanto, ressaltam a validação destes limites propostos em campo. Nascimento (2008), recomenda como critérios para a dosagem de misturas asfálticas densas, em rodovias brasileiras, $CDI > 50$ e $TDI > 400$.

Na Figura 6.20, está representado graficamente os índices CDI e TDI na curva de densificação da mistura de referência no teor ótimo de ligante asfáltico de 4,35%.

Figura 6.20 - Curva de compactação Superpave e representação gráfica dos índices CDI e TDI (mistura de referência).



Na pesquisa, para calcular o TDI das misturas desenvolvidas, foi determinado o número de giros para atingir 98% de compactação, através de um modelo matemático, uma vez que as misturas no teor de ligante de projeto foram somente compactadas até 205 giros (abaixo de 98% de densificação). Desta forma, o índice TDI foi somente calculado para as misturas no teor ótimo de ligante, já que nos outros teores a compactação foi realizada somente até o número de giros de projeto (125).

Na Tabela 6.14 são expostos os valores desses índices para as misturas asfálticas estudadas na dosagem.

Tabela 6.14 - Índices de compactação giratória para as misturas estudadas.

Misturas	% Ligante	CDI	TDI
Mistura 3: Referência CAP 50-70	3,50	346,82	-
	4,00	174,23	-
	Ótimo: 4,35	97,59	1010,7
	4,50	97,12	-
	5,00	30,96	-
Mistura 1: NA-3%	3,50	224,70	-
	4,00	120,00	-
	Ótimo: 4,10	92,74	951,37
	4,50	30,34	-
	5,00	11,39	-
Mistura 2: NTC-2%	3,50	227,37	-
	4,00	106,92	-
	Ótimo: 4,10	100,33	957,59
	4,50	48,28	-
	5,00	8,53	-

De acordo com a Tabela 6.14, o parâmetro CDI apresenta grande sensibilidade ao teor de ligante asfáltico. Quanto maior o teor de ligante, menor é o índice CDI. Neste sentido, observa-se também uma redução significativa no índice CDI quando o ligante asfáltico utilizado é nanomodificado. Desta maneira, conclui-se que a adição dos nanomateriais no ligante asfáltico, promoveu uma diminuição na resistência à compactação, necessitando de menor energia para a compactação, ou seja, melhorou a compactabilidade/trabalhabilidade da mistura. Essa característica extraída, conduz a necessidade de menor porcentagem de ligante nanomodificado para obter-se qualquer grau de compactação quando comparado ao ligante convencional (CAP 50-70).

Quanto ao índice TDI, este também apresentou redução quando o ligante asfáltico utilizado é nanomodificado.

Pelos critérios propostos por Bahia & Faheem (2007), as misturas desenvolvidas, atenderiam quanto à trabalhabilidade, mas não quanto à resistência à deformação permanente. Nos limites sugeridos por Nascimento (2008), as todas as misturas estudadas no teor ótimo apresentariam bom desempenho à deformação permanente.

Em síntese, o índice CDI reflete adequadamente a trabalhabilidade das misturas estudadas. Entretanto, quando busca-se correlacionar o índice TDI com o desempenho à deformação permanente, este parâmetro não consegue extrair características reológicas do ligante asfáltico (rigidez, ângulo de fase, parcela elástica, parcela irrecuperável, etc.) e nem aspectos ligados a adesividade e afinidade química com a matriz

pétreo, que em conjunto irão também contribuir ao desempenho na deformação permanente.

6.4.2 Teor de Ligante Asfáltico nas Avaliações Reológicas e de Desempenho Mecânico das Misturas de Concreto Asfáltico

Diversos fatores, tanto isolados como associados, influenciam no desempenho mecânico e reológico das misturas asfálticas. Dentre estes fatores, o teor de ligante asfáltico interfere diretamente na susceptibilidade à deformação permanente e na resistência à fadiga das misturas de concreto asfáltico.

A influência do teor de ligante asfáltico na performance à deformação permanente já foi relatada por inúmeros pesquisadores (BROSSEAUD *et al.*, 1993; BERNUCCI *et al.*, 1996; entre outros). Nas investigações conduzidas por estes, é consenso que o excesso de ligante asfáltico na mistura proporciona um aumento no afundamento de trilha de roda. Este fenômeno decorre devido ao aumento da espessura da película de ligante asfáltico entorno dos agregados, prejudicando o atrito grão a grão, resultando em menor resistência ao cisalhamento.

Em relação à fadiga, várias pesquisas desenvolvidas (MOUTIER, 1992; PELL & COOPER, 1973; SAUNIER, 1968) convergem no entendimento de que um pequeno aumento no teor de ligante asfáltico propicia um aumento considerável na resistência à fadiga das misturas asfálticas. Inferem, também, que para cada tipo de ligante asfáltico, há um teor de ligante ótimo em que a resistência à fadiga é máxima.

No estudo de dosagem das misturas asfálticas desta pesquisa, chegou-se ao teor de 4,35% para a mistura com ligante asfáltico convencional (50/70) e de 4,10% para as misturas com nanocompósitos NA-3% e NTC-2%. No entanto, fundamentando-se nos argumentos expostos, a adoção de diferentes teores de ligantes asfálticos nas misturas, quando se quer investigar as alterações nas características reológicas e mecânicas provenientes da utilização de diferentes tipos de ligantes, estaria introduzindo uma variável que por si só afetaria os resultados. Outra problemática, seria a variação na proporção dos materiais inerente da utilização de diferentes teores de ligante asfáltico.

Portanto, com a finalidade de garantir a mesma proporcionalidade de materiais (teor de ligante e distribuição granulométrica) entre as misturas asfálticas estudadas, foi fixado que para todas as misturas asfálticas o teor de ligante de projeto seria de 4,35% para a investigação do comportamento reológico e desempenho mecânico.

6.4.3 Dano Por Umidade Induzida

A avaliação do dano por umidade induzida das misturas asfálticas foi realizada através do ensaio de Lottman Modificado, sendo este realizado para todos os nanocompósitos desenvolvidos na pesquisa e para o ligante asfáltico de referência (CAP 50-70).

Preliminarmente, analiticamente definiu-se a massa específica aparente estimada ($G_{mb(estimada)}$) para que se atingisse uma porcentagem de 7,0% de vazios nos corpos de prova moldados na PCG. Também determinou-se o número de giros necessários para obter-se essa $G_{mb(estimada)}$. Da posse destes valores, inseriu-se no software da PCG, a massa específica máxima da mistura (G_{mm}), a massa da mistura a ser compactada e, definiu-se como critério final de compactação, a $G_{mb(estimada)}$. Todos os corpos de prova foram moldados com teor de ligante asfáltico de 4,35%, conforme abordado na seção 6.4.2.

Conforme a Figura 6.21, foram moldados 6 corpos de prova para cada mistura avaliada. Foram avaliadas 7 misturas, diferenciadas pelo tipo de ligante asfáltico utilizado. Assim, produziram-se corpos de prova para a mistura com ligante asfáltico 50-70 e para os nanocompósitos NA-1%, NA-2%, NA-3%, NTC-1%, NTC-2% e NTC3%, totalizando 42 corpos de prova.

Figura 6.21 - Total de corpos de prova moldados para o ensaio de Lottman modificado.



Fonte: Autor (2014).

Os resultados obtidos da resistência à tração dos grupos de corpos de prova não condicionados e condicionados são apresentados segundo a Figura 6.22 e Figura 6.23, respectivamente. A avaliação do resultado do dano causado pela umidade induzida pode ser verificada na Figura 6.24. Os resultados expressam a média de três corpos de prova.

Figura 6.22 - Resistência à tração (RT) e volume de vazios dos corpos de prova sem condicionamento.

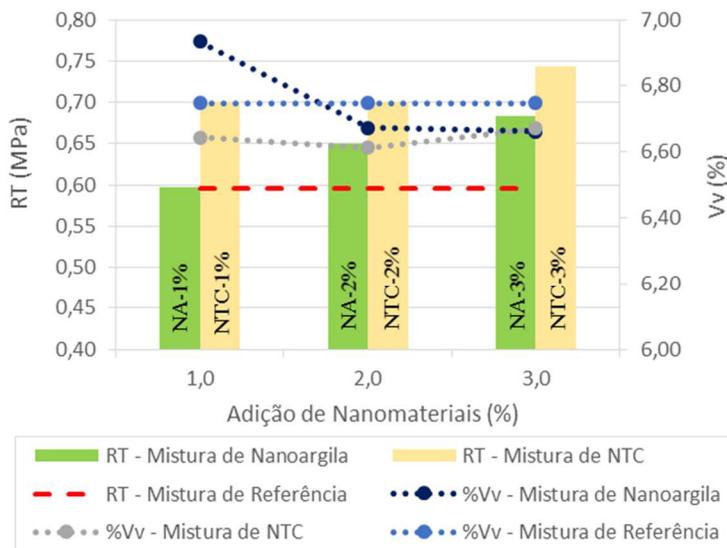


Figura 6.23 - Resistência à tração (RTu) e volume de vazios dos corpos de prova submetidos ao condicionamento.

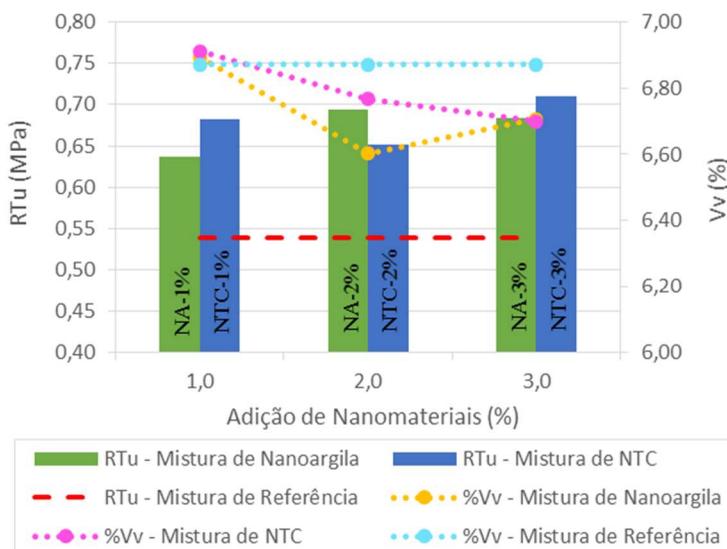
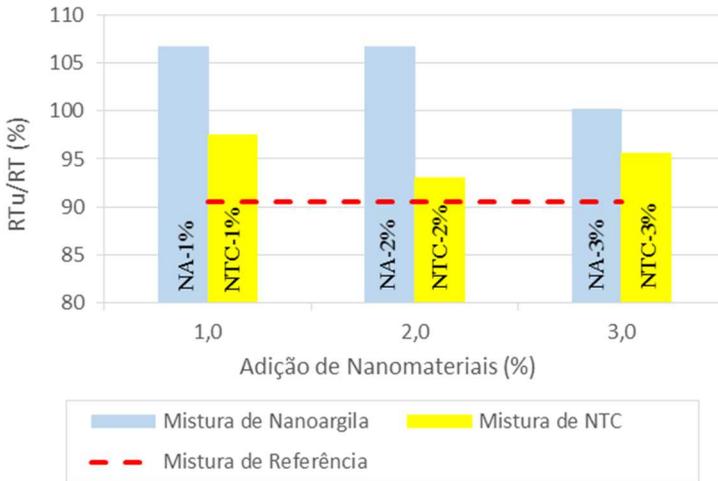


Figura 6.24 - Relação percentual RTu/RT.



Inicialmente, avaliando-se a resistência à tração dos grupos de corpos de prova não condicionados, conforme a Figura 6.22, percebe-se em linhas gerais, uma maior resistência à tração dos corpos de prova produzidos com o nanocompósitos NTC-2% seguido pelo nanocompósito NA-3%. Este desempenho mecânico observado está diretamente relacionado a maior rigidez ocasionada pela incorporação do nanomateriais.

Em relação aos danos por umidade induzida, com base nos resultados obtidos, conclui-se que todas as misturas apresentaram comportamento satisfatório. Os danos ocasionados pela umidade induzida não proporcionaram redução na resistência à tração maior que 30%. De fato, era esperado um bom comportamento devido a fatores determinantes, como: composição química, estrutura mineralógica, cargas elétricas superficiais e características físicas do agregado utilizado na pesquisa, assim como, o emprego de flier ativo (cal hidratada tipo CH-1).

O agregado utilizado na pesquisa é de origem basáltica, classificado com básico, eletropositivo e com menor concentração de sílica (SiO_2) na composição química que outras origens. Estas características indicam uma maior tendência do agregado desenvolver melhores ligações com o ligante asfáltico do que com a água. Outras rochas, como as graníticas, ácidas, eletronegativas e com maiores porcentagens de sílica (SiO_2), são ditas hidrofílicas, ou seja, apresentam

maior afinidade pela água, resultando em baixa adesão ao ligante asfáltico na presença de água.

No que se refere a cal hidratada tipo CH-1, segundo Sebaaly *et al.* (2003), a melhora proporcionada acontece quando em presença de água. Quimicamente, a cal interage com os ácidos carboxílicos (compostos polares) do asfalto formando um produto insolúvel absorvido pela superfície do agregado. A cal fornece íons de Cálcio (Ca) que substituem íons de Hidrogênio (H), Sódio (Na), Potássio (K) e outros cátions da superfície do agregado.

Na Figura 6.24, compara-se a mistura de referência com as nanomodificadas. A adição de nanoargila resultou em significativa melhora da adesão, ou seja, do processo de formação de ligação entre o filme asfáltico e a superfície do agregado. Em conjunto, percebe-se coesão ativa, ou seja, recobrimento e interação química em presença de água.

Em suma, a nanoargila melhorou a afinidade química na interface asfalto-agregado em função dos híbridos presentes nela (sais quaternários de amônio). Estes sais são tensoativos, ou seja, possuem em uma extremidade cadeias alquilas de características hidrofóbica (apolar) que interagem com o ligante asfáltico e na outra extremidade, característica hidrofílica (polar) que se ligam quimicamente às formas cristalinas de sílica (SiO_2) presentes na superfície dos agregados, formando assim uma melhor ligação adesiva entre os materiais.

Indiretamente, a nanoargila promoveu a dopagem do ligante asfáltico e desta forma, reduziu a tensão superficial do ligante asfáltico, melhorando a molhabilidade e facilitando o envolvimento das partículas durante a usinagem e a compactação da mistura asfáltica. Este entendimento, retrata a melhor trabalhabilidade verificada no estudo de dosagem, que ajudou a conduzir a menores teores de ligante asfáltico.

No tocante às misturas nanomodificadas com NTC, estas retrataram um comportamento superior à mistura de referência (CAP 50-70) e inferior às misturas nanomodificadas com nanoargila. O NTC providencia uma melhor molhabilidade da superfície dos agregados, produzindo uma adesão mais eficiente do ligante aos agregados em relação ao ligante convencional. Já o pior desempenho quando comparado as misturas com nanoargila, está relacionado, quando da presença de água, a falta de afinidade química entre o ligante asfáltico e as formas cristalinas de sílica (SiO_2) presentes na superfície do agregado.

6.5 ETAPA 5: MOLDAGEM E CARACTERIZAÇÃO SUPERFICIAL DAS PLACAS DE CONCRETO ASFÁLTICO

6.5.1 Moldagem das Placas de Concreto Asfáltico

Na Figura 6.25, são ilustradas as principais etapas do processo de compactação das placas com dimensões de 60 x 40 x 9 cm, destinadas a obtenção dos corpos de prova para módulo complexo e fadiga. Conforme abordado na seção 5.5.1, todas as placas foram moldadas procurando-se atingir a massa específica aparente (G_{mb}) correspondente a 4% de vazios, obtida na dosagem Superpave.

A sequência de imagens na Figura 6.25 retrata: a massa de mistura necessária a ser compactada, calculada a partir da G_{mb} ; a compactação da mistura por rodas duplas; o final da compactação quando atingida a altura de 9 cm da placa; e, a placa retirada do molde de compactação.

Figura 6.25 - Processo de compactação de placas (60 x 40 x 9 cm).



Fonte: Autor (2014).

Após a compactação, as placas com dimensões de 50 x 18 x 5 cm (deformação permanente) foram destinadas a pesagem hidrostática para a determinação do volume de vazios, conforme Figura 6.26. Os resultados são apresentados na Tabela 6.15.

Figura 6.26 - Placas de 50 x 18 x 5 cm e pesagem hidrostática.



Fonte: Autor (2014).

Tabela 6.15 - Volume de vazios das placas com dimensões de 50 x 18 x 5 cm.

Misturas asfálticas	Ligante asfáltico	Placas	Vv (%)	Espessura média (mm)
Referência	CAP 50-70	1	6,13	50,56
		2	4,50	49,98
Nanoargila	NA-1%	1	6,14	50,65
		2	5,51	50,51
	NA-2%	1	5,72	51,32
		2	6,65	51,87
	NA-3%	1	6,55	51,60
		2	6,68	51,44
NTC	NTC-1%	1	4,34	48,93
		2	4,92	48,82
	NTC-2%	1	6,05	51,62
		2	4,73	51,08
	NTC-3%	1	4,69	51,03
		2	4,18	51,06

Observando-se na Tabela 6.15 os valores da porcentagem do volume de vazios das placas, verifica-se uma variação de 4,18% até 6,68%, quando o objetivo inicial a ser atingido era de 4,0%. Contudo, em todas as placas têm-se grau de compactação superior a 97%.

Evidenciou-se, em laboratório, uma grande dificuldade de compactar placas com volume de vazios entorno de 4,0%. Tal fato, decorre que pequenas variações na espessura final da placa (milímetros),

que resultou em grandes alterações no volume de vazios da mistura compactada. Deste modo, no processo de compactação é quase que impossível controlar a espessura da placa em escala de milímetros, assim como, o volume de vazios de 4%.

Em campo, esta variação volumétrica também é observada e permitida pelas especificações de serviço, desde que, não apresentem grau de compactação inferior a 97% em relação à massa específica aparente do projeto da mistura.

Pode-se destacar, ainda, que o risco de deformação permanente ocorre no começo da vida útil do pavimento, período em que o pavimento deve apresentar grau de compactação entre 97% e 101%.

Assim, infere-se, que as placas produzidas são representativas e apresentam-se adequadas para a avaliação da susceptibilidade à deformação permanente.

6.5.2 Caracterização Superficial das Placas de Concreto Asfáltico

A macrotextura da superfície das placas de concreto asfáltico (60 x 40 x 9 cm) foi avaliada por dois métodos: a mancha de areia e a drenabilidade. A Figura 6.27 ilustra a execução dos dois ensaios sobre uma das placas de concreto asfáltico produzidas na pesquisa.

Figura 6.27 - Ensaio de mancha de areia e drenabilidade sobre placas de concreto asfáltico.



Fonte: Autor (2014).

A Tabela 6.16 apresenta os resultados médios do ensaio de mancha de areia (altura de areia) e de drenabilidade (vazão) para as misturas estudadas e a classificação da macrotextura das placas segundo a ABPv (1999).

Tabela 6.16 - Resultado do ensaio de mancha de areia, drenabilidade e classificação da macrotextura das placas.

Misturas asfálticas	Altura de areia (mm)	Vazão (l/s)	Classificação da macrotextura
Referência (CAP 50-70)	1,17	0,275	Grosseira
Nanoargila (NA-3%)	1,10	0,255	Grosseira
NTC (NTC-2%)	1,15	0,267	Grosseira

Os resultados da Tabela 6.16, indicam que a granulometria utilizada e o processo de compactação empregado, produz em laboratório placas com macrotextura grosseira e com eficiente capacidade de vazão, evitando zonas de acumulação de água na superfície dos pavimentos e garantindo segurança ao usuário quanto ao fenômeno da hidroplanagem. Quanto à avaliação nas diferentes misturas produzidas, não foi evidenciada alteração significativa na macrotextura das placas pela utilização dos nanocompósitos asfálticos.

6.5.3 Obtenção dos Corpos de Prova Para Ensaio de Fadiga

Após um período de cura de 15 dias, as placas de 60 x 40 x 9 cm foram serradas para a obtenção dos corpos de prova prismáticos (381 x 50,8 x 63,5 mm) para a realização dos ensaios de módulo complexo e resistência à fadiga. A Figura 6.28 ilustra as principais etapas.

Figura 6.28 - Serragem das placas para obtenção de corpos de prova prismáticos (381 x 63,5 x 50,8 mm).



Fonte: Autor (2014).

Após o processo de serragem, os corpos de prova prismáticos foram caracterizados quanto à massa específica, porcentagem de volume de vazios e dimensões. A Tabela 6.17 apresenta os resultados relativos ao volume de vazios.

Tabela 6.17 - Volume de vazios dos corpos de prova prismáticos.

CP	Volume de vazios (%)		
	Referência	NA-3%	NTC-2%
1.1	4,14	3,85	3,62
1.2	5,68	3,52	4,12
1.3	5,31	4,04	-
1.4	4,68	4,31	3,17
1.5	3,93	4,05	4,00
2.1	6,14	4,22	3,94
2.2	4,32	4,15	4,53
2.3	5,15	3,23	4,98
2.4	4,54	3,86	4,40
2.5	5,60	3,20	4,02
3.1	3,74	4,27	3,50
3.2	3,97	3,23	3,52
3.3	3,95	4,02	-
3.4	3,14	3,81	3,66
3.5	3,66	3,92	-
Média	4,53	3,85	3,96
Desvio padrão	0,87	0,38	0,51

Na Tabela 6.17 é possível observar a ausência do volume de vazios de alguns corpos de prova. Esta ausência é pelo fato que estes corpos de prova foram descartados (perdidos), por problemas durante o procedimento de serragem.

O volume de vazios retrata uma maior homogeneidade (menor desvio padrão) por parte dos corpos de prova das misturas nanomodificadas comparada com os da mistura de referência. Este fato está relacionado com a melhor capacidade de compactabilidade destas misturas. Ainda, verifica-se em média um maior volume de vazios na mistura de referência.

6.6 ETAPA 6: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO MECÂNICO E COMPORTAMENTO REOLÓGICO DAS MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO

Nas seções a seguir, são apresentados e discutidos o comportamento reológico e o desempenho mecânico de todas as misturas de concreto asfáltico estudadas.

6.6.1 Desempenho Quanto à Deformação Permanente

Para verificação do desempenho à deformação permanente foram compactadas e ensaiadas duas placas por mistura de concreto asfáltico no simulador de tráfego francês *Orniéreur*. Na Figura 6.29 é mostrado o equipamento com uma das placas de concreto asfáltico pronta para ser ensaiada.

Figura 6.29 - Placa de concreto asfáltico produzida na pesquisa posicionada no simulador de tráfego *Orniéreur* para a realização do ensaio de afundamento de trilha de roda.



Fonte: Autor (2014).

A Figura 6.30 e a Figura 6.31 retratam, respectivamente, os efeitos dos nanocompósitos de nanoargila e NTC na resistência à formação de trilha de roda. Na sequência, a Figura 6.32 apresenta um comparativo entre a mistura de referência e as misturas com NA-3% e NTC-2% que apresentaram melhor performance neste quesito. Em todas as figuras são apresentados os resultados da porcentagem de afundamento para 30.000 ciclos.

Figura 6.30 - Desempenho à deformação permanente das misturas produzidas com os nanocompósitos de nanoargila.

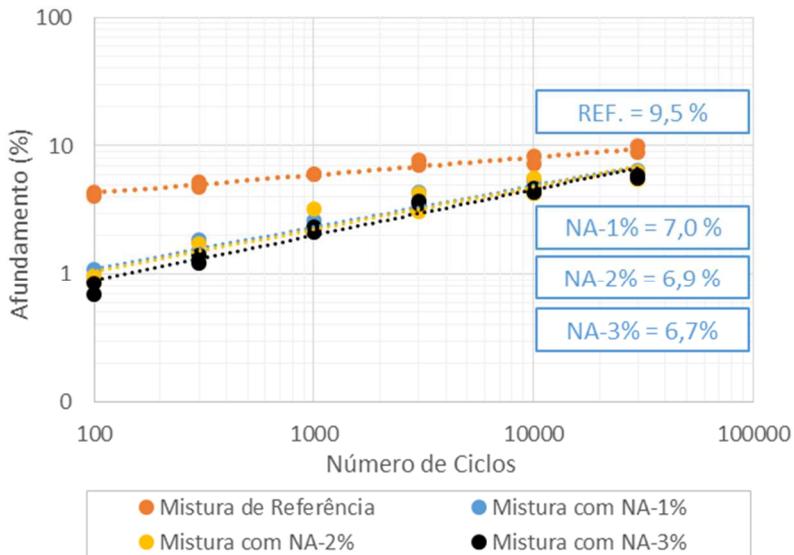


Figura 6.31 - Desempenho à deformação permanente das misturas produzidas com os nanocompósitos de NTC.

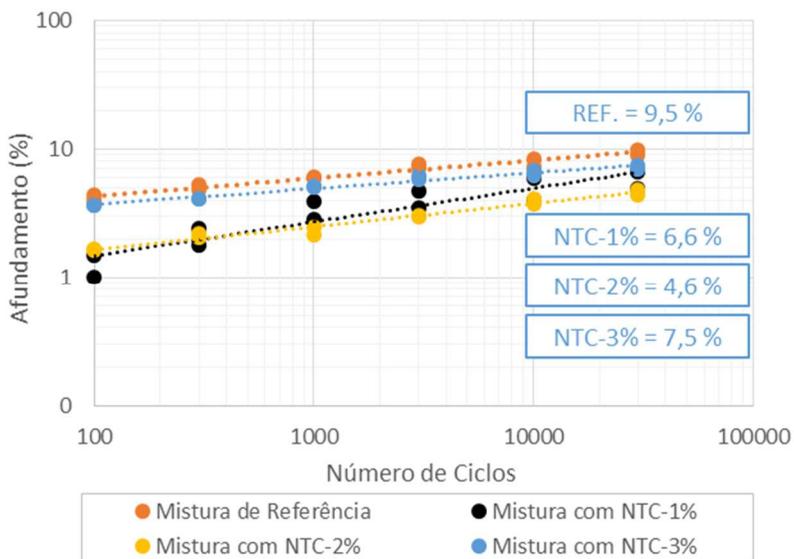
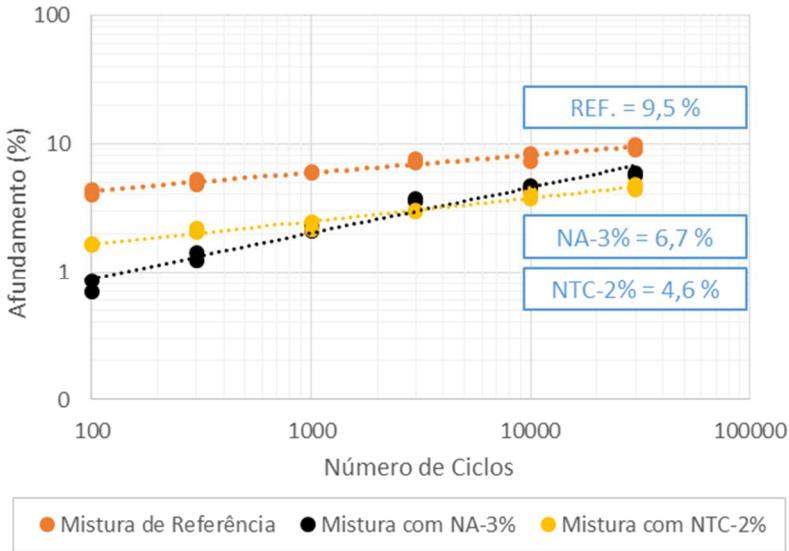


Figura 6.32 - Comparativo de desempenho à deformação permanente das misturas produzidas com os nanocompósitos NA-3%, NTC-2% e a mistura de referência.



O afundamento da trilha de roda na camada de revestimento asfáltico está associado a diversos fatores, principalmente à formulação da composição granulométrica e a adequada dosagem da mistura (teor de ligante). Contudo, as propriedades do ligante asfáltico, assim como, a adesão entre ligante asfáltico-agregados influencia diretamente na resposta da mistura quanto à deformação permanente. Partindo desta abordagem, as diferentes respostas no comportamento, verificada na Figura 6.30, Figura 6.31 e Figura 6.32, estão atreladas às características do ligante asfáltico e a adesividade entre os materiais, uma vez que o teor de ligante e a composição granulométrica não foram alterados. Desta forma, as análises e discussões a seguir se baseiam nestes aspectos.

Para melhor avaliação dos resultados, a Tabela 6.18 traduz os ganhos obtidos pelos nanocompósitos em termos de redução da deformação permanente em relação a mistura de referência, para 30.000 ciclos.

Tabela 6.18 - Redução na deformação permanente (30.000 ciclos).

Misturas asfálticas	Ligante asfáltico	Afundamento (%)	Redução no afundamento (%)
Referência	CAP 50-70	9,5	-
Nanoargila	NA-1%	7,0	26,32
	NA-2%	6,9	27,37
	NA-3%	6,7	29,47
NTC	NTC-1%	6,6	30,53
	NTC-2%	4,6	51,58
	NTC-3%	7,5	21,05

Conforme a Tabela 6.18, a única mistura asfáltica que atendeu ao limite máximo europeu de 5% de deformação permanente, foi a produzida com o nanocompósito NTC-2%. O limite indicado pela especificação francesa de 10% foi atendido por todas as misturas, ressaltando-se que a mistura de referência está próxima ao limite permitido.

Em linhas gerais, as misturas asfálticas com nanocompósitos obtiveram melhor desempenho quando confrontadas com a mistura de referência. Verifica-se também, que o NTC é mais eficiente que a nanoargila na resistência à deformação permanente, quando incorporado na faixa de 1% até 2%.

Tratando-se da nanoargila, a utilização do nanocompósito NA-1% reduziu a deformação permanente em 26,32%. No entanto, não se verifica ganho significativo quando o teor de incorporação passa para 2% ou 3%, pode o desempenho ser considerado equivalente. No caso do NTC, o efeito é maior, obtendo-se redução de 30,53% com 1% de incorporação e 51,58% com 2% de adição. No entanto, os resultados apontam queda de desempenho no teor de 3%, indicando uma otimização no entorno de 2%. A queda de desempenho, possivelmente está associada à dificuldade de dispersão dos NTC quando adicionados em maior quantidade na matriz, ocasionando maiores aglomerações e redução no desempenho.

Neste mesmo sentido, vários autores (MA *et al.*, 2007; KOSMIDOU *et al.*, 2008; MA *et al.*, 2009) ressaltam que uma concentração de NTC superior à crítica implica na diminuição das características mecânicas dos compósitos, ficando, em alguns casos, inferiores à da matriz pura.

Cabe ressaltar que não foi investigado a dispersão do NTC na matriz asfáltica devido à grande dificuldade, proveniente da coloração negra da matriz asfáltica e do NTC, intensificada pelo tamanho do nanomaterial, impossibilitando a utilização de técnicas de microscopia, salvo técnicas mais avançadas, mas não disponíveis à pesquisa.

Conforme abordado anteriormente, pode-se afirmar que a melhora obtida na performance à deformação permanente quando utilizado os nanocompósitos, está ligada principalmente a dois aspectos: as propriedades dos nanocompósitos asfálticos e a afinidade química entre o nanocompósito e o agregado.

Nesta concepção, os ensaios de penetração e ponto de amolecimento realizados no CAP 50-70 e nos nanocompósitos (seção 6.3), apesar de empíricos, retrataram menor susceptibilidade térmica proveniente da nanomodificação, indicando melhor comportamento na deformação permanente.

Na mesma direção, os ensaios reológicos realizados nas matrizes asfálticas, também discutidos na seção 6.3, apontaram melhores indicativos de desempenho na deformação permanente para os nanocompósitos em relação ao CAP 50-70. Na reometria em altas temperaturas, obteve-se maior módulo complexo e menor ângulo de fase para os nanocompósitos, ou seja, maior parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$. Assim, quando inseridos na mistura asfáltica, contribuem com maior resistência à deformação e maior capacidade de recuperação elástica, conferindo menor acumulação de deformações permanente a cada ciclo de carregamento. O maior ganho nestas propriedades foi obtido pelo nanocompósito NTC-2%, que retratou também o melhor desempenho na deformação permanente da mistura. Os nanocompósitos de nanoargila (NA-1%, NA-2% e NA-3%) e o nanocompósito NTC-1%, apresentaram módulo complexo e ângulo de fase equivalentes e também exibiram desempenhos próximos na deformação permanente. Contudo, o nanocompósito NTC-3%, apresentou propriedades superiores aos nanocompósitos NA-1%, NA-2%, NA-3% e NTC-1%, mas desempenho inferior nos ensaios de deformação permanente.

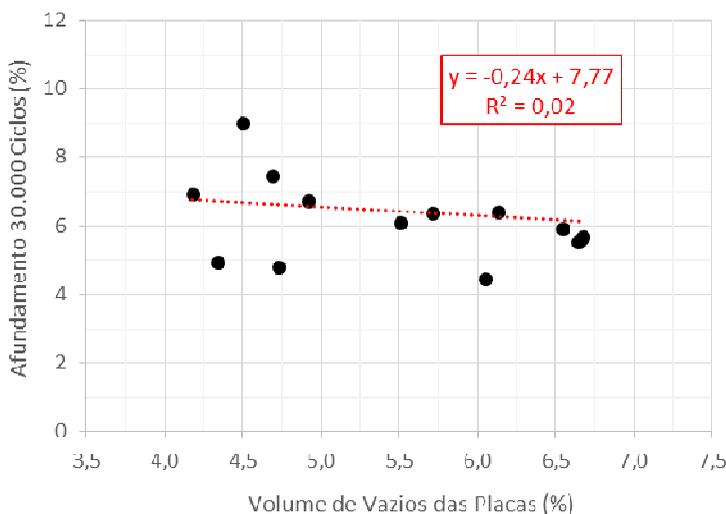
Sob a óptica da interação entre o ligante asfáltico-agregado, a utilização dos nanocompósitos mostrou melhor molhabilidade e adesividade à superfície dos agregados, conforme discutido na seção 6.4, conduzindo à maior resistência à tração e menor dano por umidade induzida, quando defrontado com o ligante asfáltico 50-70. A melhor interação química entre o par ligante asfáltico-agregado, confere maior resistência na interfase, contribuindo também no desempenho à deformação permanente. O maior ganho quanto a esta propriedade é proveniente da incorporação da nanoargila.

Em conjunto, menor índice de susceptibilidade térmica, melhor interação química entre ligante asfáltico-agregado, maior módulo de cisalhamento dinâmico e menor ângulo de fase (reometria nas

temperaturas altas), corroboram com os resultados obtidos no ensaio de deformação permanente das misturas de concreto asfáltico.

No tocante a influência do volume de vazios no desempenho à deformação permanente, a Figura 6.33 apresenta o nível de correlação entre o afundamento de trilha de roda para 30.000 ciclos e o volume de vazios das placas produzidas em laboratório.

Figura 6.33 - Correlação entre o volume de vazios das placas e o afundamento para 30.000 ciclos (equipamento francês).



Pela Figura 6.33, pode-se verificar que o volume de vazios das placas encontra-se na faixa de 4,18% até 6,68%. Assim, para esta faixa de variação de vazios, conclui-se que não houve relação entre as duas variáveis, ou seja, não é possível afirmar que o volume de vazios influenciou no desempenho à deformação permanente das placas.

Segundo Brosseau *et al.* (1993), existe um intervalo de volume de vazios, de 3% a 7%, para o qual o material é mais estável. Nessa mesma perspectiva, Verstraeten (1994) e Corté *et al.* (1994) enfatizam que o concreto asfáltico após a compactação não deve ter menos de 4% de vazios para que o teor de vazios não se reduza a menos de 2% ou 3% pela pós-compactação causada pelo tráfego, o que causaria a perda da estabilidade da mistura. Por outro lado, complementam que o teor de vazios não pode ser superior a 8% para garantir a durabilidade.

6.6.1.1 Análise do Parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$ do Ligante Asfáltico na Previsão à Deformação Permanente da Mistura de Concreto Asfáltico

A especificação Superpave (AASHTO M 320) para ligantes asfálticos utiliza o parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$, medido nas altas temperaturas em amostras virgens e envelhecidas a curto prazo (RTFOT), como critério para o controle da contribuição do ligante asfáltico no desempenho à deformação permanente da mistura asfáltica. A partir desse entendimento, na Figura 6.34 e Figura 6.35 é estabelecida a correlação obtida nesta pesquisa entre o afundamento da trilha de roda para 30.000 ciclos e o parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$ das amostras de ligante asfáltico virgem e envelhecido a curto prazo (RTFOT), respectivamente.

Figura 6.34 - Correlação entre o parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$ do ligante asfáltico virgem na temperatura de 64 °C e o desempenho à deformação permanente da mistura asfáltica (30.000 ciclos).

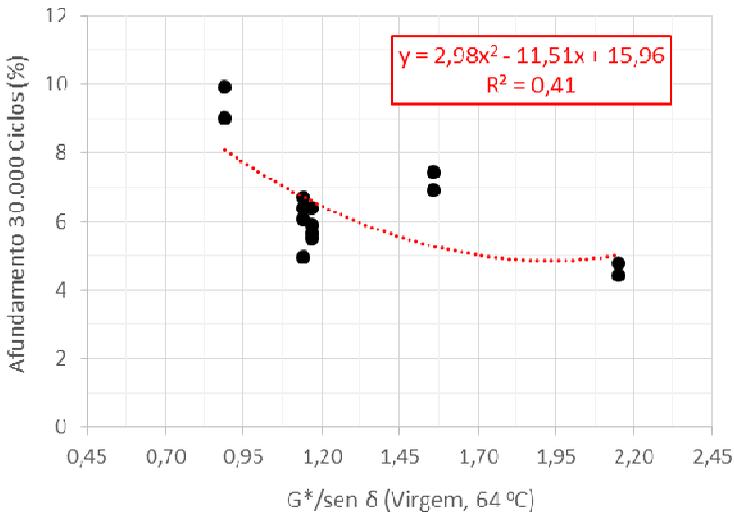
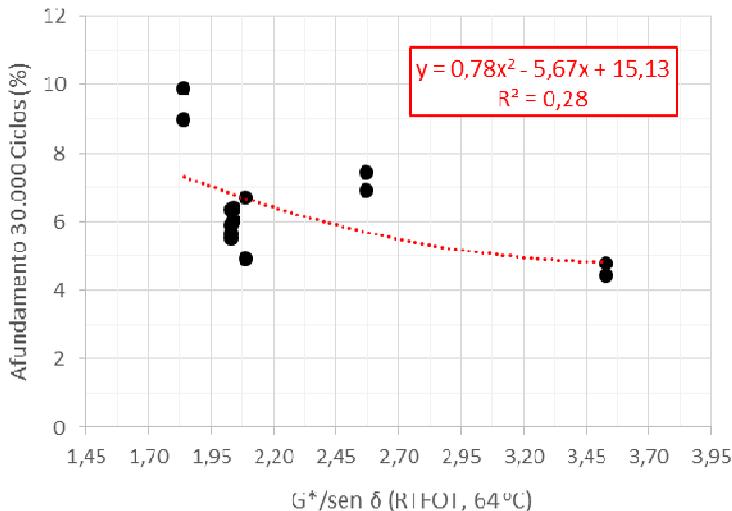


Figura 6.35 - Correlação entre o parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$ do ligante asfáltico envelhecido a curto prazo (RTFOT) na temperatura de 64 °C e o desempenho à deformação permanente da mistura asfáltica (30.000 ciclos).



Observa-se na Figura 6.34 e Figura 6.35, uma fraca correlação entre a predição do comportamento a partir do parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$ do ligante asfáltico e o desempenho na deformação permanente das misturas asfálticas estudadas. No entanto, cabe salientar que o módulo complexo de cisalhamento e o ângulo de fase do ligante asfáltico, obtido nas altas temperaturas, são fatores que afetam diretamente a resistência à deformação permanente, expressando desta forma, em termos de $G^*/\text{sen } \delta$, um indicativo do comportamento. Contudo, este indicativo apresentou limitações para predizer de forma mais precisa o comportamento das misturas asfálticas estudadas.

A fraca eficiência na predição do comportamento da mistura asfáltica obtida pelo parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$, converge com diversos autores (BAHIA *et al.*, 2001; DONGRE & D'ANGELO, 2003; STUART *et al.*, 1999; D'ANGELO & DONGRE, 2002) que têm considerado limitado o parâmetro $G^*/\text{sen } \delta$ do ligante asfáltico na predição do comportamento da mistura asfáltica na deformação permanente, principalmente nos casos de ligantes modificados. Tais críticas manifestadas por estes pesquisadores, fundamentam-se principalmente no procedimento de teste.

Desta forma, vários protocolos foram investigados para selecionar um procedimento de teste e um parâmetro reológico como indicador mais eficaz do papel do ligante asfáltico no desempenho da mistura na resistência à deformação permanente. Atualmente, o ensaio *Multi-Stress Creep and Recovery (MSCR)*, a partir do parâmetro J_{nr} (não recuperável “*creep compliance*”), está sendo considerado como um possível substituto para o critério Superpave $G^*/sen \delta$. Este novo parâmetro, tem demonstrado melhor correlação com os resultados de deformação permanente nas misturas asfálticas. Todavia, o parâmetro J_{nr} não foi avaliado nesta pesquisa.

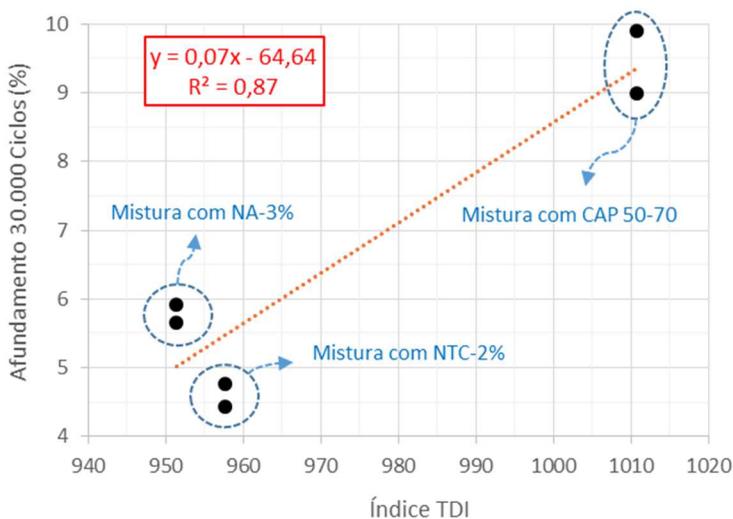
6.6.1.2 Análise do Índice de Compactação Giratória (TDI) na Previsão à Deformação Permanente da Mistura de Concreto Asfáltico

O parâmetro TDI proveniente da dosagem da mistura asfáltica pela compactação giratória, tem sido considerado adequado para caracterizar misturas asfálticas, partindo da principal hipótese que o comportamento do material neste processo de amassamento tem correlação com a sua estabilidade quando em serviço.

Na Figura 6.36 é apresentado a correlação obtida na pesquisa entre o índice TDI e o afundamento da trilha de roda no ensaio de deformação permanente das misturas asfálticas produzidas com CAP 50-70 e com os nanocompósitos NA-3% e NTC-2%.

É necessário destacar que todas as misturas foram produzidas com um teor de ligante de 4,35% para serem ensaiadas na deformação permanente. Contudo, os índices TDI plotados na Figura 6.36 são originários do estudo de dosagem da mistura, e neste caso, é representativo de um teor de ligante asfáltico de 4,35% para a mistura com CAP 50-70 e de 4,10% para as misturas com NA-3% e NTC-2%. Partindo de uma estimativa do índice TDI para um teor de ligante de 4,35% para as misturas com NA-3% e NTC-2%, ou seja, um incremento de 0,25% de ligante, tender-se-ia a uma redução nos valores de TDI plotados na Figura 6.36. Deste modo, não há uma interferência na relação entre as variáveis da correlação da Figura 6.36 por utilizar o teor de ligante asfáltico de 4,10% para essas misturas. Portanto, apresenta-se consistente a correlação da Figura 6.36.

Figura 6.36 - Correlação entre o índice TDI e a deformação permanente para 30.000 ciclos das misturas asfálticas.



Observando-se a Figura 6.36 nota-se uma boa correlação entre o parâmetro TDI e o afundamento para 30.000 ciclos no ensaio de deformação permanente com o equipamento francês. Em contrapartida, a relação do índice TDI com a previsão à deformação permanente obtida nesta pesquisa, apresenta-se antagonista ao entendimento de predição do índice. Pormenores, na Figura 6.36, quanto menor o índice TDI, menor é a deformação permanente. E segundo o entendimento proposto para o índice TDI, quanto maior o seu valor, menor é a previsão da deformação permanente.

Os resultados obtidos, comprovam a ineficiência do índice TDI na previsão à deformação permanente quando comparadas misturas asfálticas com granulometrias equivalentes e ligantes asfálticos distintos. Isto decorre porque o processo de compactação é conduzido em temperaturas altas, que são ajustadas para garantir que os diferentes ligantes asfálticos tenham a mesma viscosidade durante o processo. Nesse sentido, associar este parâmetro isoladamente ao comportamento global das misturas asfálticas na deformação permanente é equivocado, uma vez que durante a compactação o efeito da consistência dos vários ligantes é praticamente eliminado. Nesta mesma linha, a partir da compactação giratória, não é possível extrair características reológicas dos ligantes asfálticos que interferirão no comportamento à deformação permanente.

Complementa-se ainda, que o índice TDI proveniente da compactação giratória, está associado exclusivamente à estabilidade do esqueleto pétreo e ao teor de ligante asfáltico, sofrendo pouca influência do tipo de ligante asfáltico.

O menor valor de TDI das misturas com os nanocompósitos NA-3% e NTC-2%, está relacionado unicamente aos nanomateriais, que propiciam maior teor de ligante efetivo na mistura, melhoram a molhabilidade e ocasionando efeito lubrificante entre as partículas, atingindo mais facilmente o grau de empacotamento desejado na mistura asfáltica.

6.6.2 Avaliação do Comportamento Reológico

Para o estudo do comportamento reológico das misturas asfálticas de referência (CAP 50-70), com nanocompósito NTC-2% e nanocompósito NA-3% foi realizado o ensaio de módulo complexo sob diferentes temperaturas e frequências de carregamento. O ensaio foi conduzido sob carregamento sinusoidal contínuo e deformação controlada ($50 \mu\text{m/m}$). A Figura 6.37 retrata o equipamento 4 pontos utilizado na pesquisa para a caracterização reológica e resistência à fadiga das misturas asfálticas estudadas.

Figura 6.37 - Corpo de prova prismático produzido na pesquisa posicionado no aparato 4 pontos para a realização do ensaio de módulo complexo.



Fonte: Autor (2014).

Para cada mistura asfáltica foram ensaiados 2 corpos de prova prismáticos, ou seja, o CP 1.1 e CP 2.3 para a mistura de referência, o CP 2.3 e CP 2.5 para a mistura com NTC-2% e o CP 1.2 e CP 2.1 para a mistura com NA-3%. A média dos resultados obtidos para cada mistura asfáltica é apresentada na Tabela 6.19, Tabela 6.20 e Tabela 6.21, respectivamente.

Para analisar e confrontar de forma mais clara os resultados apresentados pela Tabela 6.19, Tabela 6.20 e Tabela 6.21, estes foram traduzidos em gráficos, exibidos na sequência, após as tabelas. Desta forma, a Figura 6.38 e a Figura 6.39 confrontam as curvas isotérmicas da mistura de referência com as nanomodificadas por nanotubo de carbono (NTC-2%) e nanoargila (NA-3%), respectivamente. As isotérmicas relacionam o módulo complexo no eixo das ordenadas em função da frequência de carregamento no eixo das abcissas, ambos em escala logarítmica, para cada temperatura de ensaio.

Tabela 6.19 - Resultados de módulo complexo da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) em diversas frequências e temperaturas de teste.

f (Hz)	0,1	0,2	0,5	1	2	5	10	20
T (°C)	30							
E* (MPa)	154	201	277	462	687	1145	1754	2457
δ (°)	38,70	43,50	48,30	50,90	52,10	51,20	49,80	48,60
W (KJ/m ³)	0,001	0,001	0,002	0,003	0,004	0,007	0,011	0,015
E2 (MPa)	96,3	138,4	206,8	358,5	542,1	892,3	1339,7	1843,0
E1 (MPa)	120,2	145,8	184,3	291,4	422,0	717,5	1132,1	1624,8
T (°C)	25							
E* (MPa)	252	417	693	1037	1625	2610	3578	4654
δ (°)	47,80	50,50	51,80	51,00	48,70	44,20	40,20	36,70
W (KJ/m ³)	0,002	0,003	0,004	0,007	0,009	0,014	0,019	0,022
E2 (MPa)	186,7	321,8	544,6	805,9	1220,8	1819,6	2309,4	2781,3
E1 (MPa)	169,3	265,2	428,6	652,6	1072,5	1871,1	2732,9	3731,5
T (°C)	20							
E* (MPa)	776	1136	1785	2576	3549	5131	6546	8065
δ (°)	48,70	48,40	45,50	42,30	38,30	32,80	28,70	25,10
W (KJ/m ³)	0,004	0,007	0,010	0,013	0,017	0,022	0,026	0,027
E2 (MPa)	583,0	849,5	1273,2	1733,7	2199,6	2779,5	3143,5	3421,2
E1 (MPa)	512,2	754,2	1251,1	1905,3	2785,2	4312,9	5741,8	7303,4
T (°C)	15							
E* (MPa)	1987	2677	3936	5202	6438	8370	10035	11562
δ (°)	42,20	39,20	34,60	30,70	27,00	22,60	19,60	17,20
W (KJ/m ³)	0,010	0,013	0,017	0,020	0,023	0,027	0,028	0,027
E2 (MPa)	1334,7	1691,9	2235,0	2655,8	2922,8	3216,6	3366,3	3419,0
E1 (MPa)	1472,0	2074,5	3239,9	4473,0	5736,3	7727,3	9453,5	11044,9
T (°C)	10							
E* (MPa)	4525	5603	7384	8823	10285	12238	13854	15239
δ (°)	31,20	27,90	23,60	20,40	17,80	14,80	12,90	11,40
W (KJ/m ³)	0,018	0,020	0,023	0,024	0,026	0,027	0,026	0,024
E2 (MPa)	2344,1	2621,8	2956,2	3075,5	3144,1	3126,1	3092,9	3012,1
E1 (MPa)	3870,5	4951,7	6766,4	8269,6	9792,7	11832,0	13504,3	14938,4
T (°C)	5							
E* (MPa)	7868	9376	11281	12724	14202	16086	17531	18797
δ (°)	22,00	19,10	15,70	13,70	11,90	9,90	8,60	7,60
W (KJ/m ³)	0,022	0,024	0,023	0,024	0,025	0,024	0,022	0,019
E2 (MPa)	2947,4	3068,0	3052,6	3013,5	2928,5	2765,7	2621,5	2486,0
E1 (MPa)	7295,1	8859,8	10860,1	12362,0	13896,8	15846,5	17333,9	18631,9
T (°C)	0							
E* (MPa)	12772	14190	15938	17268	18577	20224	21373	22274
δ (°)	13,30	11,40	9,30	8,10	7,10	5,90	5,10	4,50
W (KJ/m ³)	0,022	0,021	0,019	0,020	0,020	0,018	0,016	0,013
E2 (MPa)	2938,2	2804,8	2575,6	2433,1	2296,1	2078,9	1899,9	1747,6
E1 (MPa)	12429,4	13910,0	15728,5	17095,7	18434,6	20116,9	21288,4	22205,3

Onde: f = frequência de carregamento; T = temperatura de ensaio; |E*| = norma do módulo complexo; δ = ângulo de fase; W = energia dissipada no ciclo de carregamento; E2 = módulo de perda; E1 = módulo de armazenamento.

Tabela 6.20 - Resultados de módulo complexo da mistura asfáltica com nanocompósito NTC-2% em diversas frequências e temperaturas de teste.

f (Hz)	0,1	0,2	0,5	1	2	5	10	20
T (°C)	30							
 E* (MPa)	295	448	741	1038	1524	2313	3212	4160
δ (°)	43,00	45,20	46,40	46,10	44,20	41,20	38,30	35,90
W (KJ/m³)	0,001	0,002	0,003	0,006	0,008	0,012	0,016	0,019
E2 (MPa)	201,2	317,9	536,6	747,9	1062,5	1523,5	1990,7	2439,3
E1 (MPa)	215,7	315,7	511,0	719,8	1092,6	1740,3	2520,7	3369,8
T (°C)	25							
 E* (MPa)	661	943	1564	2114	2934	4206	5539	6754
δ (°)	44,70	44,90	43,40	41,20	38,10	33,80	30,50	27,30
W (KJ/m³)	0,003	0,004	0,008	0,012	0,014	0,019	0,023	0,025
E2 (MPa)	464,9	665,6	1074,6	1392,5	1810,4	2339,8	2811,3	3097,7
E1 (MPa)	469,8	668,0	1136,4	1590,6	2308,9	3495,1	4772,6	6001,7
T (°C)	20							
 E* (MPa)	1426	1912	2946	3808	4955	6652	8159	9677
δ (°)	42,00	40,30	37,00	33,80	30,60	26,40	23,40	20,80
W (KJ/m³)	0,006	0,008	0,013	0,017	0,020	0,025	0,027	0,027
E2 (MPa)	954,2	1236,7	1772,9	2118,4	2522,3	2957,7	3240,3	3436,4
E1 (MPa)	1059,7	1458,2	2352,8	3164,4	4265,0	5958,3	7488,0	9046,3
T (°C)	15							
 E* (MPa)	3223	4229	5617	6942	8256	10357	11943	13569
δ (°)	33,20	30,90	27,10	24,30	21,70	18,50	16,30	14,40
W (KJ/m³)	0,012	0,016	0,020	0,022	0,025	0,028	0,028	0,027
E2 (MPa)	1764,8	2171,8	2558,8	2856,7	3052,6	3286,3	3352,0	3374,5
E1 (MPa)	2696,9	3628,8	5000,3	6327,0	7670,9	9821,8	11463,0	13142,7
T (°C)	10							
 E* (MPa)	6220	7438	9317	10706	12199	14389	15871	17446
δ (°)	25,10	22,40	19,30	16,90	15,00	12,70	11,20	9,90
W (KJ/m³)	0,020	0,020	0,025	0,025	0,027	0,028	0,026	0,024
E2 (MPa)	2638,5	2834,4	3079,4	3112,3	3157,3	3163,4	3082,7	2999,5
E1 (MPa)	5632,6	6876,8	8793,4	10243,6	11783,3	14037,0	15568,7	17186,2
T (°C)	5							
 E* (MPa)	9994	11387	13431	14841	16255	18252	19739	21029
δ (°)	17,60	15,40	12,80	11,40	10,10	8,50	7,50	6,60
W (KJ/m³)	0,021	0,023	0,022	0,024	0,025	0,024	0,021	0,019
E2 (MPa)	3021,9	3023,9	2975,6	2933,4	2850,6	2697,8	2576,5	2417,0
E1 (MPa)	9526,2	10978,2	13097,2	14548,2	16003,1	18051,5	19570,1	20889,6
T (°C)	0							
 E* (MPa)	14555	16015	17913	19253	20597	22364	23589	24630
δ (°)	11,50	9,90	8,10	7,10	6,40	5,40	4,70	4,20
W (KJ/m³)	0,022	0,021	0,019	0,020	0,021	0,018	0,016	0,013
E2 (MPa)	2901,8	2753,4	2524,0	2379,7	2295,9	2104,6	1932,8	1803,9
E1 (MPa)	14262,8	15776,5	17734,3	19105,4	20468,6	22264,7	23509,7	24563,9

Onde: f = frequência de carregamento; T = temperatura de ensaio; |E*| = norma do módulo complexo; δ = ângulo de fase; W = energia dissipada no ciclo de carregamento; E2 = módulo de perda; E1 = módulo de armazenamento.

Tabela 6.21 - Resultados de módulo complexo da mistura asfáltica com nanocompósito NA-3% em diversas frequências e temperaturas de teste.

f (Hz)	0,1	0,2	0,5	1	2	5	10	20
T (°C)	30							
E* (MPa)	265	398	619	913	1257	2002	2723	3591
δ (°)	43,20	46,40	48,50	48,80	47,50	44,20	41,30	38,90
W (KJ/m ³)	0,001	0,002	0,003	0,005	0,007	0,011	0,015	0,018
E2 (MPa)	181,4	288,2	463,6	687,0	926,8	1395,7	1797,2	2255,0
E1 (MPa)	193,2	274,5	410,2	601,4	849,2	1435,3	2045,7	2794,7
T (°C)	25							
E* (MPa)	556	808	1332	1932	2558	3806	4998	6200
δ (°)	44,50	45,50	44,90	42,90	40,10	35,50	32,10	29,20
W (KJ/m ³)	0,003	0,004	0,006	0,010	0,013	0,018	0,022	0,024
E2 (MPa)	389,7	576,3	940,2	1315,2	1647,7	2210,2	2655,9	3024,7
E1 (MPa)	396,6	566,3	943,5	1415,3	1956,7	3098,5	4233,9	5412,1
T (°C)	20							
E* (MPa)	1276	1768	2679	3582	4683	6344	7895	9379
δ (°)	43,60	42,30	39,00	35,80	32,20	27,60	24,40	21,70
W (KJ/m ³)	0,006	0,008	0,011	0,017	0,019	0,024	0,027	0,027
E2 (MPa)	880,0	1189,9	1685,9	2095,3	2495,5	2939,2	3261,5	3467,9
E1 (MPa)	924,0	1307,7	2082,0	2905,2	3962,7	5622,1	7189,8	8714,3
T (°C)	15							
E* (MPa)	2774	3614	5112	6368	7752	9831	11486	12929
δ (°)	37,20	34,20	29,50	26,50	23,30	19,50	16,90	14,90
W (KJ/m ³)	0,012	0,014	0,019	0,022	0,024	0,028	0,027	0,026
E2 (MPa)	1677,2	2031,4	2517,3	2841,4	3066,3	3281,7	3339,0	3324,5
E1 (MPa)	2209,6	2989,1	4449,3	5698,9	7119,8	9267,1	10990,0	12494,3
T (°C)	10							
E* (MPa)	5688	7084	8927	10457	11970	14235	15932	17258
δ (°)	26,90	24,20	20,60	17,80	15,50	12,90	11,20	9,60
W (KJ/m ³)	0,018	0,019	0,025	0,025	0,026	0,027	0,026	0,023
E2 (MPa)	2573,4	2903,9	3140,9	3196,7	3198,8	3178,0	3094,5	2878,1
E1 (MPa)	5072,5	6461,5	8356,2	9956,4	11534,7	13875,7	15628,6	17016,3
T (°C)	5							
E* (MPa)	10069	11490	13644	15167	16675	18810	20481	21642
δ (°)	18,40	16,20	13,50	11,60	10,10	8,40	7,30	6,10
W (KJ/m ³)	0,023	0,023	0,024	0,025	0,025	0,024	0,021	0,017
E2 (MPa)	3178,3	3205,6	3185,1	3049,7	2924,2	2747,8	2602,4	2299,8
E1 (MPa)	9554,2	11033,8	13267,0	14857,2	16416,6	18608,2	20315,0	21519,5
T (°C)	0							
E* (MPa)	14796	16261	18308	19768	21220	23079	24464	25310
δ (°)	11,40	9,70	7,80	7,00	6,20	5,00	4,20	3,30
W (KJ/m ³)	0,020	0,020	0,019	0,020	0,021	0,017	0,015	0,011
E2 (MPa)	2924,5	2739,8	2484,7	2409,1	2291,7	2011,5	1791,7	1456,9
E1 (MPa)	14504,1	16028,5	18138,6	19620,7	21095,9	22991,2	24398,3	25268,0

Onde: f = frequência de carregamento; T = temperatura de ensaio; |E*| = norma do módulo complexo; δ = ângulo de fase; W = energia dissipada no ciclo de carregamento; E2 = módulo de perda; E1 = módulo de armazenamento.

Figura 6.38 - Comparação das curvas isotérmicas da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NTC-2%.

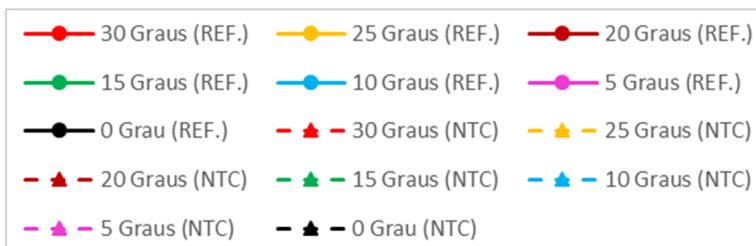
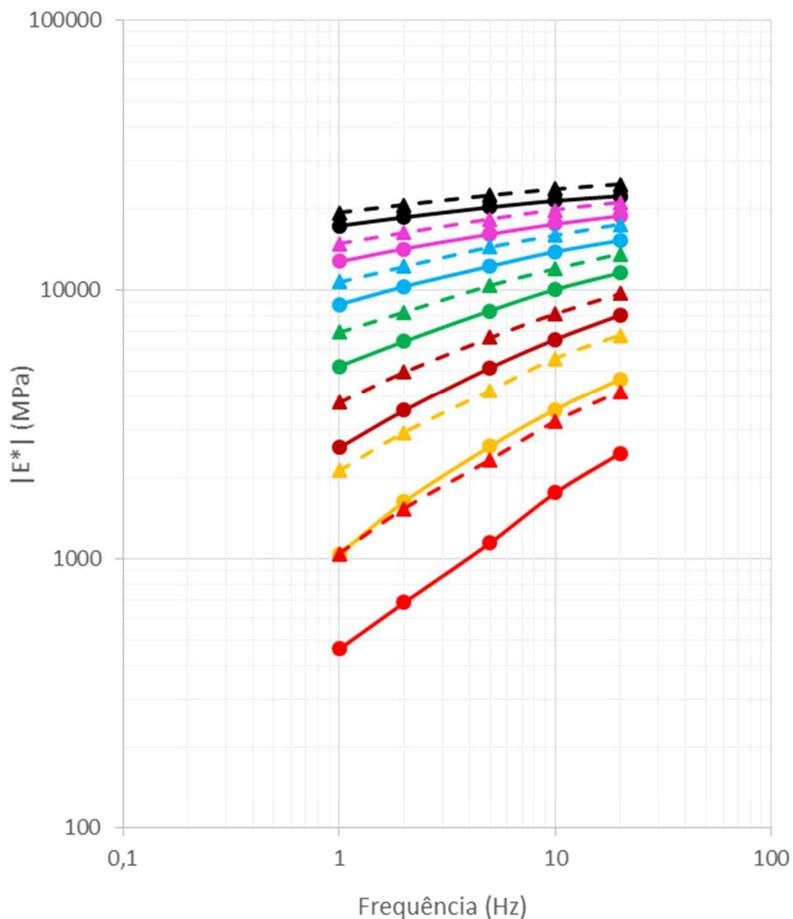
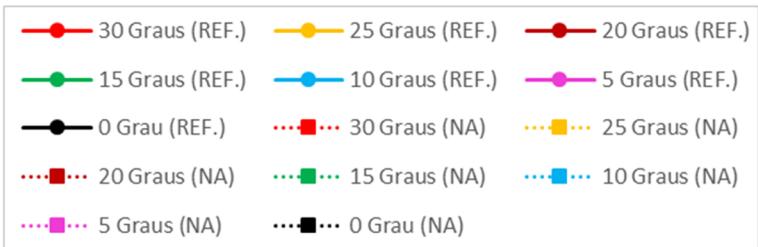
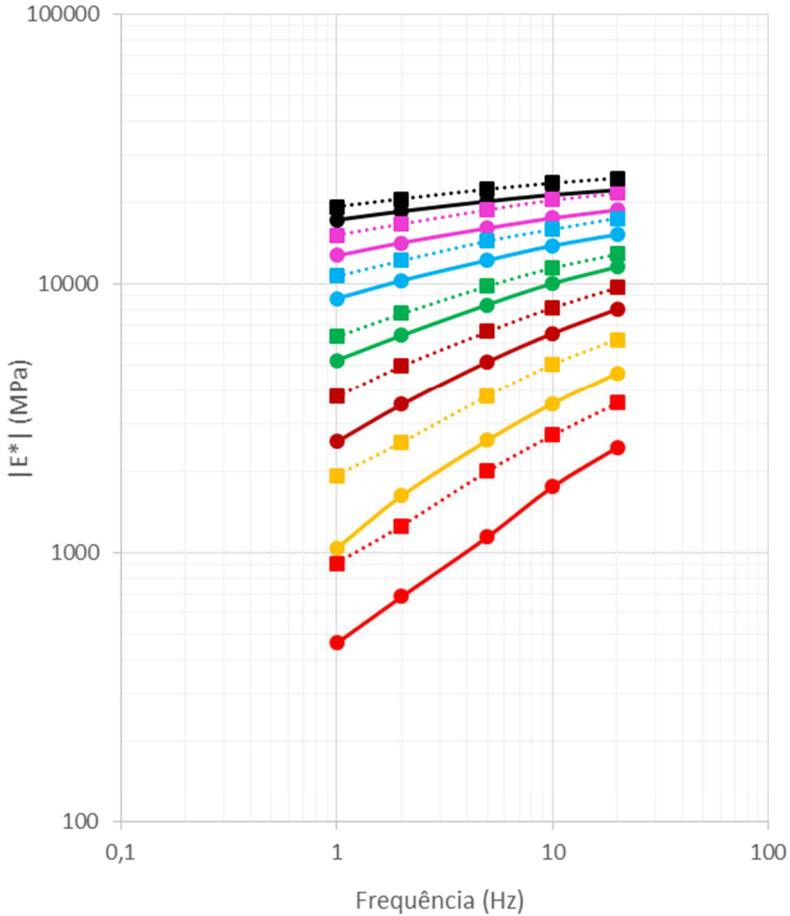


Figura 6.39 - Comparação das curvas isotérmicas da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NA-3%.



Primeiramente, pode-se verificar a suscetibilidade cinética das misturas a partir da inclinação das curvas a uma dada temperatura, ou seja, quanto menor a frequência de carregamento, menor o módulo complexo. Neste sentido, quanto maior a inclinação, maior é a suscetibilidade cinética da mistura, ou seja, maior é o efeito do tempo de carregamento no comportamento reológico do material. Assim, comparando a mistura asfáltica de referência com as nanomodificadas, tanto para as com incorporação de NTC e nanoargila, percebe-se que não há um perfeito paralelismo entre as curvas para uma dada temperatura, sendo que as misturas nanomodificadas apresentam um coeficiente angular um pouco menor, retratando um pequeno ganho nessa propriedade. No entanto, pouco significativo. Constata-se, ainda, em todas as misturas, que quanto maior a temperatura, maior a sensibilidade cinética.

A suscetibilidade cinética pode ser considerada uma importante propriedade da mistura asfáltica, pois ganhos neste aspecto, retratam menor dano a deformação permanente da mistura asfáltica sob volume de tráfego lento e pesado.

No tocante ao módulo complexo, comprova-se um aumento no valor com a adição dos nanomateriais, sendo esse aumento mais expressivo quando utilizado o NTC. O aumento é caracterizado pelo deslocamento vertical para cima das curvas isotérmicas das misturas nanomodificadas em relação a mistura convencional. Nota-se, ainda, que quanto maior a temperatura, maiores são os ganhos de rigidez pela incorporação dos nanomateriais.

Para evidenciar melhor os aumentos no módulo complexo ocasionado pela adição dos nanomateriais, e obter uma descrição completa do comportamento reológico das misturas asfálticas estudadas, em uma faixa de frequência bastante ampla, utilizou-se o princípio da superposição frequência-temperatura para a construção das curvas mestras nas temperaturas de referência de 15 °C e 20 °C. A Figura 6.40 e a Figura 6.41, contrapõem as curvas mestras da mistura de referência em relação a mistura com nanocompósito NTC-2% e NA-3%, respectivamente.

Figura 6.40 - Comparação das curvas de equivalência frequência-temperatura ($T_R = 15^\circ\text{C}$ e $T_R = 20^\circ\text{C}$) da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NTC-2%.

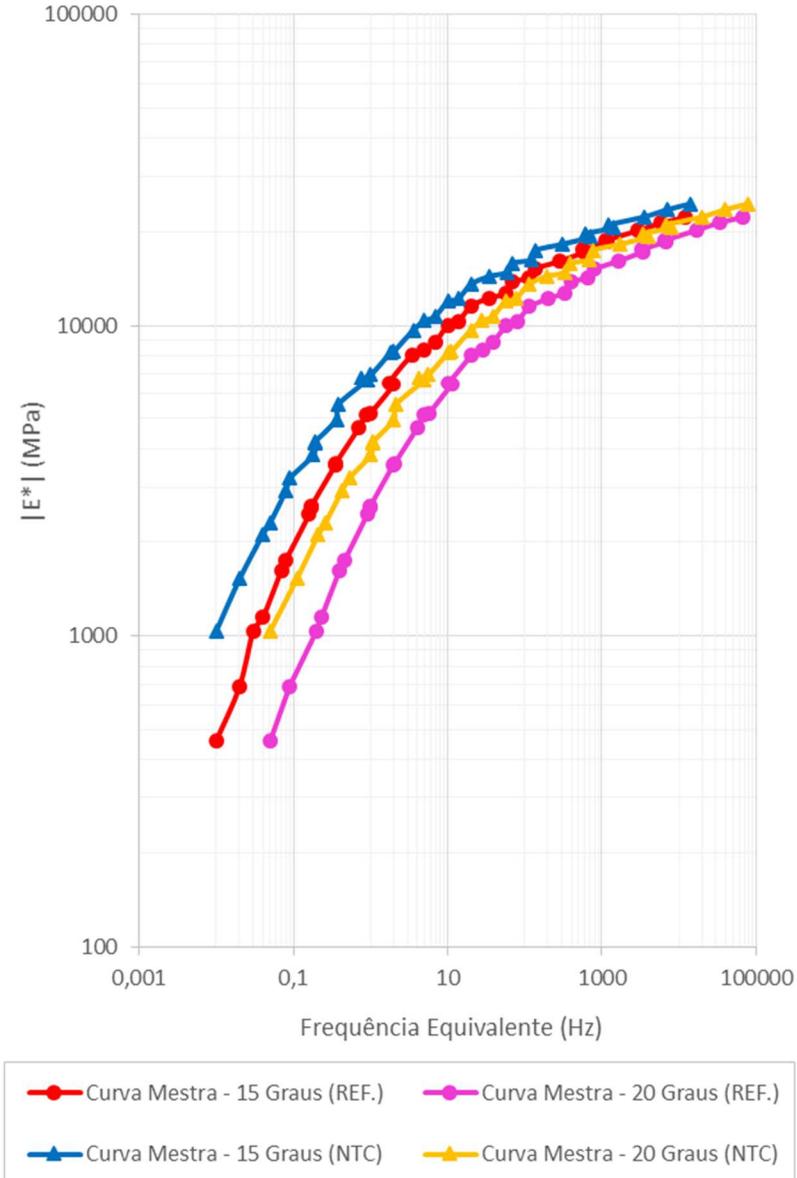
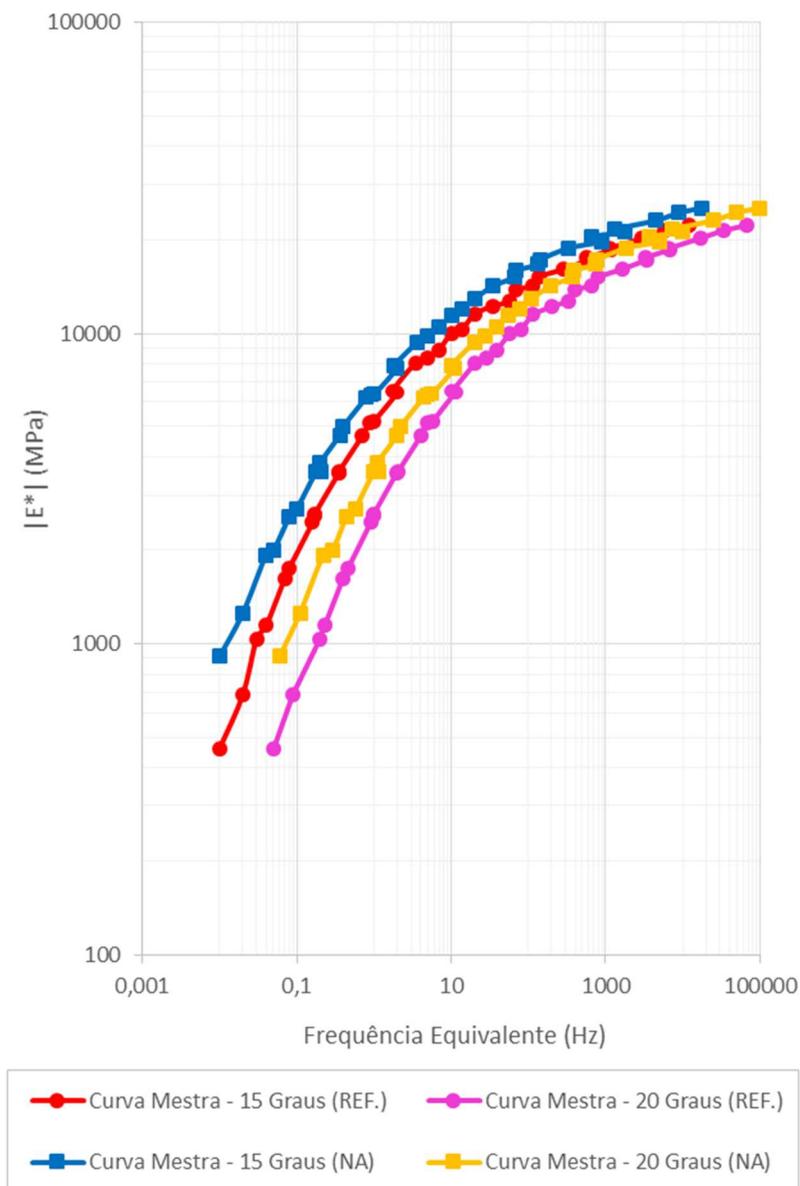


Figura 6.41 - Comparação das curvas de equivalência frequência-temperatura ($T_R = 15\text{ }^\circ\text{C}$ e $T_R = 20\text{ }^\circ\text{C}$) da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NA-3%.



Pode-se notar na Figura 6.40 e na Figura 6.41, que o princípio da superposição frequência-temperatura permite obter valores de módulo complexo para frequências extremamente altas e baixas. Do ponto de vista experimental, seria impraticável, pois exigiria tempos de observação demasiadamente longos nas frequências extremamente baixas, e intervalos de tempo ao nível de vibração molecular nas frequências extremamente altas.

As curvas mestras apresentadas foram determinadas a partir da translação horizontal das curvas isotérmicas até o estado térmico da temperatura de referência (T_R). Para isso, foram calculados dos fatores de translação horizontal das curvas isotérmicas correspondente à temperatura de referência (T_R), através da equação de WLF (equação 3.25 da seção 3.4.5). As constantes C_1 e C_2 da equação de WLF para o cálculo dos coeficientes de translação horizontal são apresentadas na Tabela 6.22.

Tabela 6.22 - Constantes da equação de WLF das misturas asfálticas estudadas.

Misturas asfálticas	Temperatura de referência (T_R)	C_1	C_2 (K)
Referência	15 °C	-17,2661	108,4144
	20 °C	-16,5049	113,4144
NA-3%	15 °C	-12,1028	76,5207
	20 °C	-11,3605	81,5207
NTC-2%	15 °C	-13,9706	88,5277
	15 °C	-13,2237	93,5277

Comparando-se as curvas mestras das diferentes misturas, nas temperaturas de referência de 15 °C e 20 °C, confirma-se a maior rigidez das misturas nanomodificadas em relação a mistura convencional, em todo o domínio de frequências. Em termos de porcentagem do aumento da rigidez, em linhas gerais, há uma tendência de maiores ganhos com o aumento da temperatura e redução da frequência do carregamento. Essa tendência pode ser observada na Tabela 6.23, que expressa o aumento do módulo complexo (em porcentagem) quando utilizados os nanocompósitos NTC-2% e NA-3% para a produção da mistura asfáltica.

Tabela 6.23 - Aumentos no módulo complexo da mistura asfáltica com os nanocompósitos NTC-2% e NA-3% em relação a mistura asfáltica de referência (ganhos em porcentagem).

f (Hz)	0,1	0,2	0,5	1	2	5	10	20
T (°C)	Mistura asfáltica com NTC-2%							
30	91,56	122,89	167,51	124,68	121,83	102,01	83,12	69,31
25	162,30	126,14	125,69	103,86	80,55	61,15	54,81	45,12
20	83,76	68,31	65,04	47,83	39,62	29,64	24,64	19,99
15	62,20	57,98	42,71	33,45	28,24	23,74	19,01	17,36
10	37,46	32,75	26,18	21,34	18,61	17,58	14,56	14,48
5	27,02	21,45	19,06	16,64	14,46	13,47	12,59	11,87
0	13,96	12,86	12,39	11,50	10,87	10,58	10,37	10,58
T (°C)	Mistura asfáltica com NA-3%							
30	72,08	98,01	123,47	97,62	82,97	74,85	55,25	46,15
25	120,63	93,76	92,21	86,31	57,42	45,82	39,69	33,22
20	64,43	55,63	50,08	39,05	31,95	23,64	20,61	16,29
15	39,61	35,00	29,88	22,41	20,41	17,46	14,46	11,82
10	25,70	26,43	20,90	18,52	16,38	16,32	15,00	13,25
5	27,97	22,55	20,95	19,20	17,41	16,93	16,83	15,14
0	15,85	14,59	14,87	14,48	14,23	14,12	14,46	13,63

Na Tabela 6.23 é possível verificar ganhos expressivos no valor de módulo complexo com a adição dos nanomateriais no ligante asfáltico e, por conseguinte, na mistura asfáltica. Por exemplo, na frequência de 10 Hz, representativa de uma velocidade de tráfego de 72 km/h, quando utilizado o nanocompósito NTC-2%, o incremento no módulo complexo da mistura asfáltica é da ordem de 54,81%, 24,64% e 19,01%, para as temperaturas de 25 °C, 20 °C e 15 °C, respectivamente. No caso do nanocompósito NA-3%, o acréscimo é na ordem de 39,69%, 20,61% e 14,46%, nas mesmas temperaturas referenciadas anteriormente.

Em termos práticos, o aumento no módulo complexo, retrata maior coeficiente angular na curva tensão-deformação. Desta forma, na estrutura do pavimento, sob um mesmo estado de tensões, tem-se menor deformação de tração na fibra inferior da camada de revestimento asfáltico quando utilizado os nanocompósitos. Os aumentos no módulo complexo podem ser extremamente positivos. Contudo, devem ser avaliados em conjunto com a resistência à fadiga da mistura asfáltica.

A seguir, na Figura 6.42 e na Figura 6.43, são comparadas as curvas isócronas da mistura de referência com as nanomodificadas por nanotubo de carbono (NTC-2%) e nanoargila (NA-3%), respectivamente.

Figura 6.42 - Comparação das curvas isócronas da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NTC-2%.

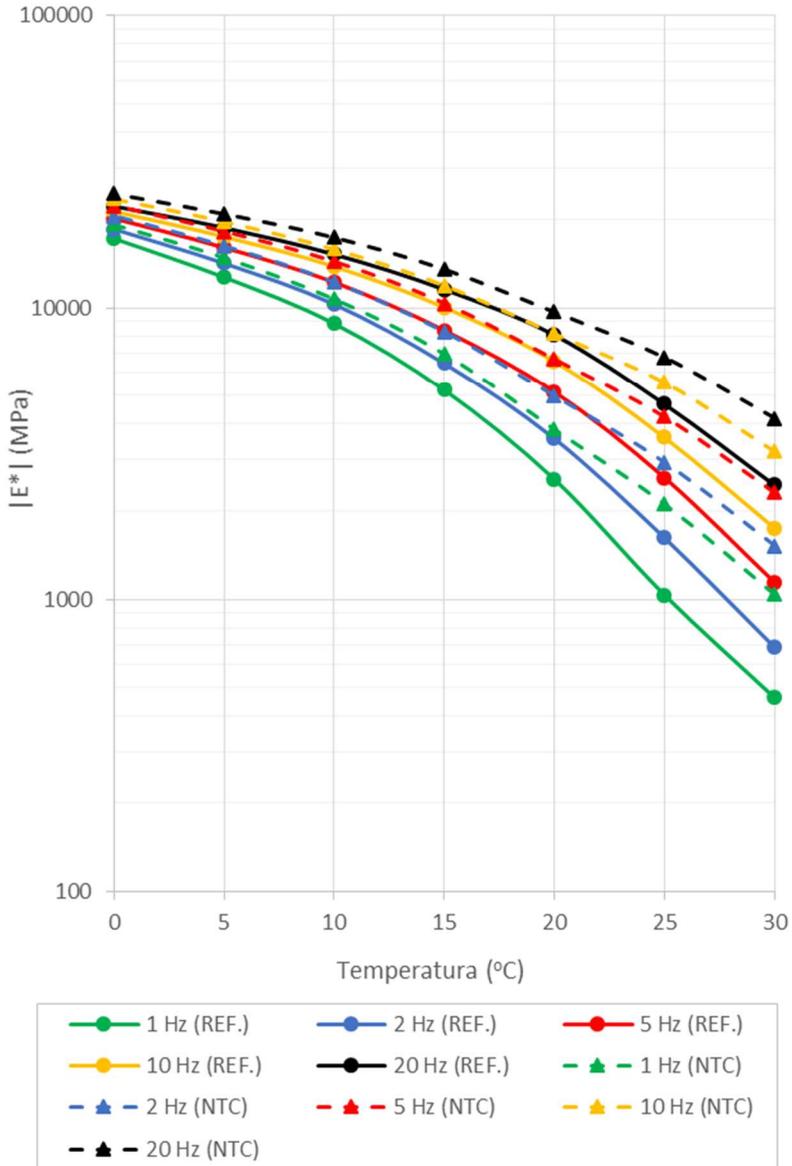
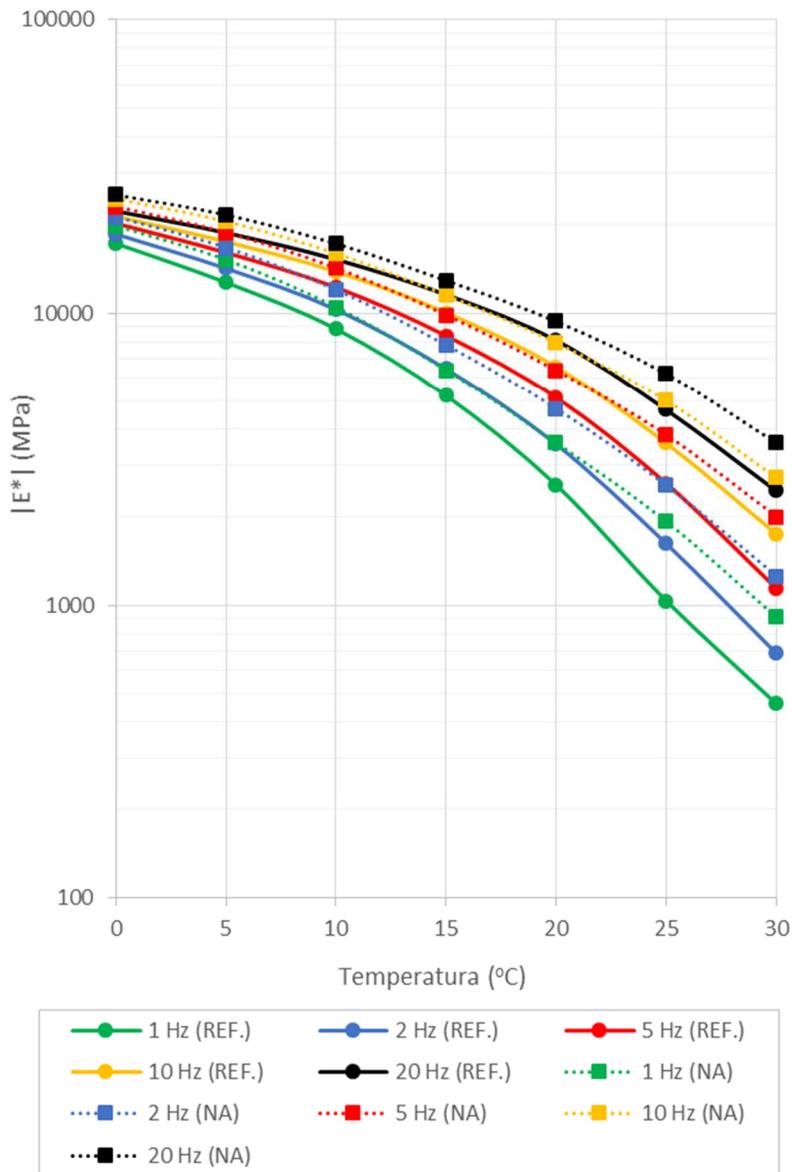


Figura 6.43 - Comparação das curvas isócronas da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NA-3%.



Conforme a Figura 6.42 e a Figura 6.43, as curvas isócronas relacionam o módulo complexo, em escala logarítmica, com a temperatura em escala aritmética, para cada nível de frequência de teste, possibilitando avaliar a susceptibilidade térmica das misturas asfálticas. Desta forma, com base nas curvas isócronas, é possível verificar os efeitos da temperatura no comportamento reológico das misturas asfálticas. Em síntese, quanto maior a temperatura menor é o módulo complexo da mistura asfáltica.

Quanto aos efeitos da nanomodificação, as curvas isócronas também enfatizam os maiores valores de módulo complexo nas misturas com NTC-2% e NA-3% em relação a mistura de referência. Nota-se ainda, um menor efeito da temperatura, para uma dada frequência, no módulo complexo das misturas nanomodificadas. Exemplificando, na curva isócrona de 10 Hz, a redução no módulo complexo da mistura de referência com o aumento da temperatura de 10 °C para 25 °C foi de 74,17%, enquanto que para as misturas nanomodificadas com NTC-2% e NA-3% foi de 65,10% e 68,63%. A menor susceptibilidade térmica das misturas asfálticas nanomodificadas é ainda mais elucidada, quando revisitadas as curvas isotérmicas (Figura 6.38 e Figura 6.39). Nestas curvas, é possível observar uma menor lacuna entre as curvas isotérmicas de 0 °C e 30 °C para as misturas nanomodificadas, indicando que os efeitos da temperatura são menores nessas misturas asfálticas. Nesta perspectiva, quanto mais compactas as curvas isotérmicas, menor a susceptibilidade térmica da mistura asfáltica.

Na Figura 6.44 e na Figura 6.45 são comparados os espaços de Black da mistura de referência e das misturas com NTC-2% e NA-3%, respectivamente. O espaço de Black relaciona o módulo complexo, em escala logarítmica, com o ângulo de fase em escala aritmética. Nesta representação, estão contidos todos os ângulos de fase de todas as temperaturas ensaiadas. Na sequência, nesta mesma direção, também é apresentado na Figura 6.46 e na Figura 6.47 um comparativo das curvas, ângulo de fase *versus* frequência, da mistura de referência e das nanomodificadas.

Figura 6.44 - Comparação do espaço de Black da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NTC-2%.

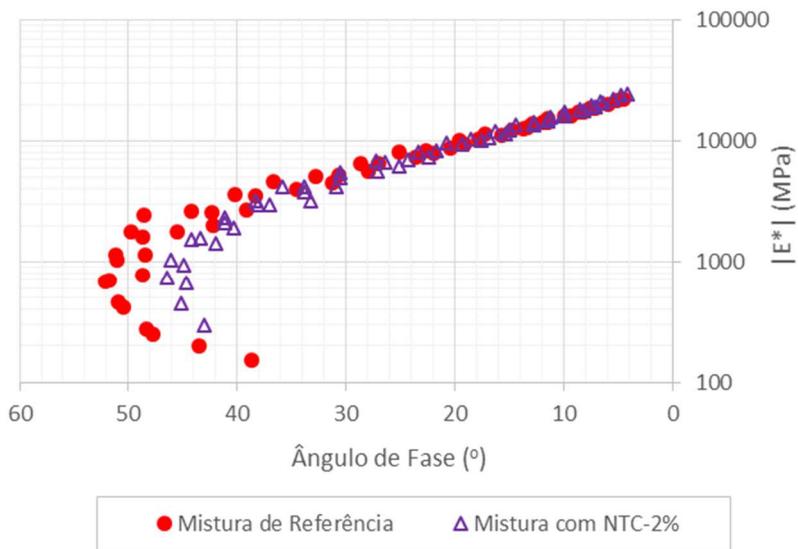


Figura 6.45 - Comparação do espaço de Black da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) e da mistura asfáltica com NA-3%.

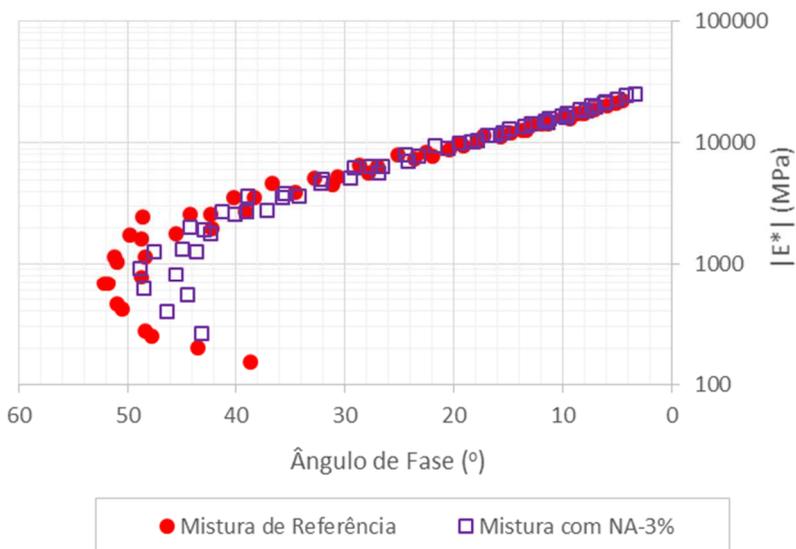


Figura 6.46 - Curvas ângulo de fase *versus* frequência. Comparação entre as misturas asfáltica de referência (CAP 50-70) e com nanocompósito NTC-2%.

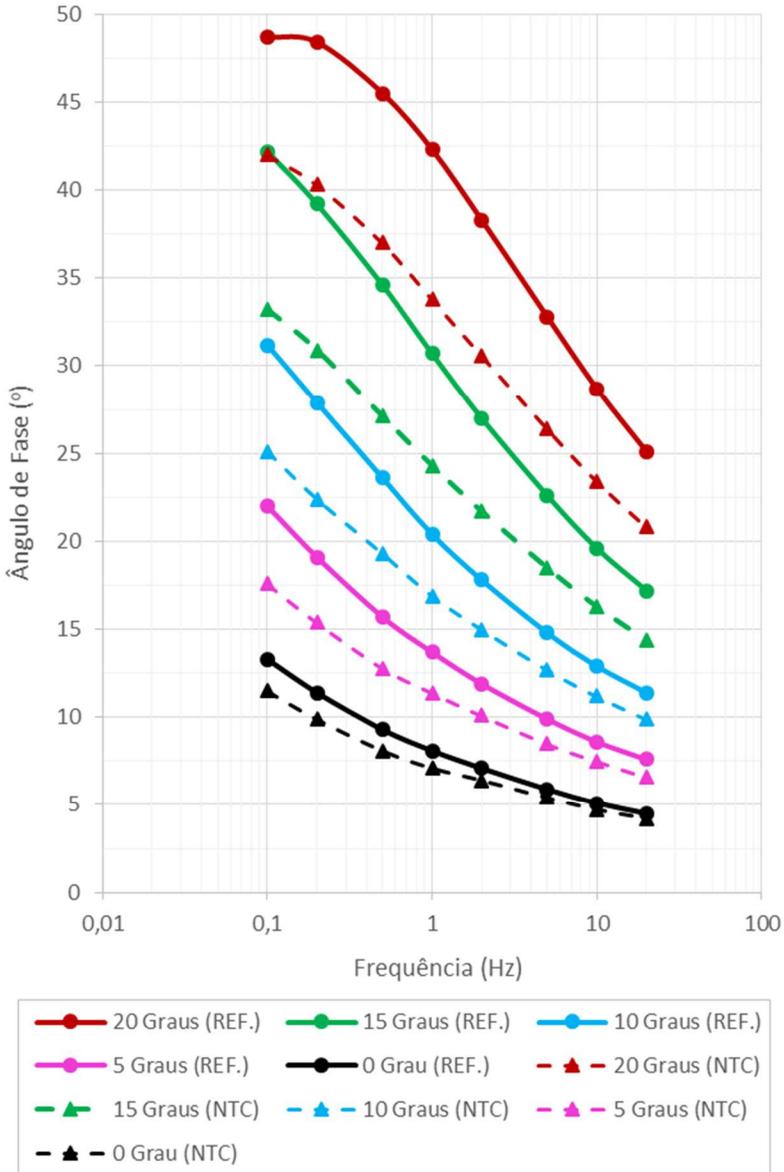
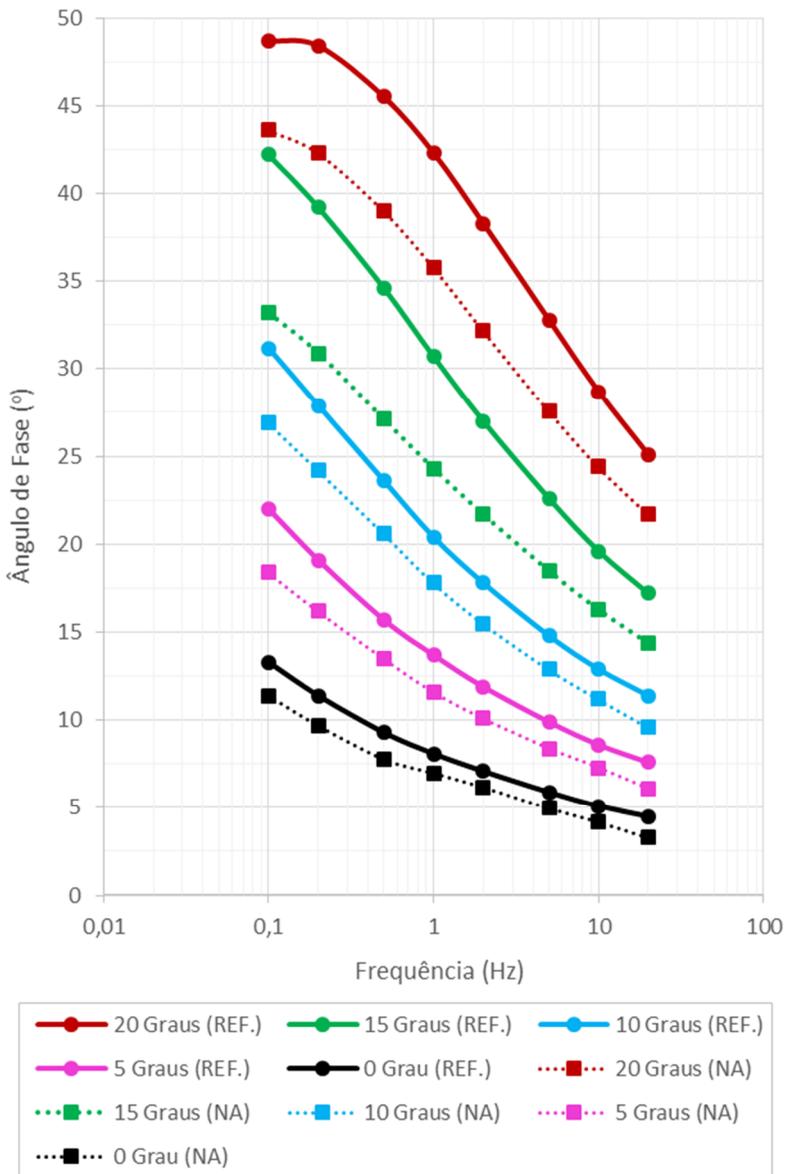


Figura 6.47 - Curvas ângulo de fase *versus* frequência. Comparação entre as misturas asfáltica de referência (CAP 50-70) e com nanocompósito NA-3%.



Observa-se na Figura 6.44 e na Figura 6.45, um encurtamento do espaço de Black das misturas nanomodificadas em relação a mistura de referência. Esta característica evidenciada, traduz a redução do ângulo de fase em função da incorporação dos nanomateriais. Verifica-se ainda, que esse encurtamento é mais acentuado quando utilizado 2% de NTC na modificação do ligante asfáltico.

Essa alteração reológica ocasionada pelos nanomateriais pode ser evidenciada de forma mais clara na Figura 6.46 e na Figura 6.47. Nota-se, que há um deslocamento vertical para baixo das curvas no caso das misturas nanomodificadas em relação a mistura de referência, caracterizando assim a redução do ângulo de fase em todas as frequências e temperaturas de teste. Atenta-se ainda, que quanto maior a temperatura e menor a frequência de carregamento, maior é a defasagem entre a tensão e a deformação das em todas as misturas asfálticas.

De forma geral, na faixa de temperatura de 30 °C a 5 °C as maiores reduções no ângulo de fase são provenientes do nanocompósito NTC-2%. Em contrapartida, na temperatura de 0 °C evidencia-se uma maior redução da defasagem quando utilizado o nanocompósito NA-3%. Esse aspecto pode ser observado na Tabela 6.24, que expressa a redução do ângulo de fase (em porcentagem) quando utilizados os nanocompósitos NTC-2% e NA-3% para a produção da mistura asfáltica.

Tabela 6.24 - Redução do ângulo de fase da mistura asfáltica com os nanocompósitos NTC-2% e NA-3% em relação a mistura asfáltica de referência (redução em porcentagem).

f (Hz)	0,1	0,2	0,5	1	2	5	10	20
T (°C)	Mistura asfáltica com NTC-2%							
30	-	-	3,93	9,43	15,16	19,53	23,09	26,13
25	6,49	11,09	16,22	19,22	21,77	23,53	24,13	25,61
20	13,76	16,74	18,68	20,09	20,10	19,51	18,47	17,13
15	21,33	21,17	21,68	20,85	19,63	18,14	16,84	16,28
10	19,55	19,71	18,22	17,16	15,73	14,19	13,18	13,16
5	20,00	19,37	18,47	16,79	15,13	14,14	12,79	13,16
0	13,53	13,16	12,90	12,35	9,86	8,47	7,84	6,67
T (°C)	Mistura asfáltica com NA-3%							
30	-	-	-	4,13	8,83	13,67	17,07	19,96
25	6,90	9,90	13,32	15,88	17,66	19,68	20,15	20,44
20	10,47	12,60	14,29	15,37	15,93	15,85	14,98	13,55
15	11,85	12,76	14,74	13,68	13,70	13,72	13,78	13,37
10	13,78	13,26	12,71	12,75	12,92	12,84	13,18	15,79
5	16,36	15,18	14,01	15,33	15,13	15,15	15,12	19,74
0	14,29	14,91	16,13	13,58	12,68	15,25	17,65	26,67

Na Tabela 6.24 é possível verificar uma redução significativa no ângulo de fase com a adição dos nanomateriais no ligante asfáltico e por conseguinte na mistura asfáltica. Por exemplo, na frequência de 10 Hz, representativa de uma velocidade de tráfego de 72 km/h, quando utilizado o nanocompósito NTC-2%, a redução do ângulo de fase da mistura asfáltica é da ordem de 24,13%, 18,47% e 16,84%, para as temperaturas de 25 °C, 20 °C e 15 °C, respectivamente. No caso do nanocompósito NA-3%, a redução é na ordem de 20,15%, 14,98% e 13,78%, nas mesmas temperaturas referenciadas anteriormente. De maneira geral, essas reduções de ângulo de fase, acarretam maior elasticidade a mistura asfáltica, melhorando o comportamento à fadiga.

A alteração do módulo complexo e ângulo de fase da mistura asfáltica quando utilizado os nanocompósitos, afeta diretamente o parâmetro $|E^*|/\sin \delta$. Conforme abordado anteriormente, este parâmetro é utilizado pela metodologia Superpave na caracterização de ligantes asfálticos em altas temperaturas, associando este, a contribuição do ligante asfáltico na resistência à deformação permanente da mistura asfáltica. Cabe ressaltar, que apesar do módulo complexo e o ângulo de fase influenciarem diretamente no comportamento à deformação permanente, este parâmetro apresenta-se como indicativo na predição do desempenho.

No caso do estudo reológico da mistura asfáltica, esse parâmetro somente foi determinado em uma faixa de temperatura de 0 °C a 30 °C, não sendo determinado na temperatura de 60 °C onde são realizados os ensaios de deformação permanente (método francês), cujo parâmetro está associado. Porém, os resultados nas temperaturas mais baixas (0 °C a 30 °C), representam uma tendência de comportamento do parâmetro a 60 °C.

A Figura 6.48 e a Figura 6.49, apresentam a evolução do parâmetro $|E^*|/\sin \delta$ com a variação da frequência e da temperatura de ensaio, no tocante as misturas asfálticas nanomodificadas em relação a mistura asfáltica de referência.

Figura 6.48 - Comparação do parâmetro $|E^*|/\text{sen } \delta$ entre as misturas asfáltica de referência (CAP 50-70) e com nanocompósito NTC-2%.

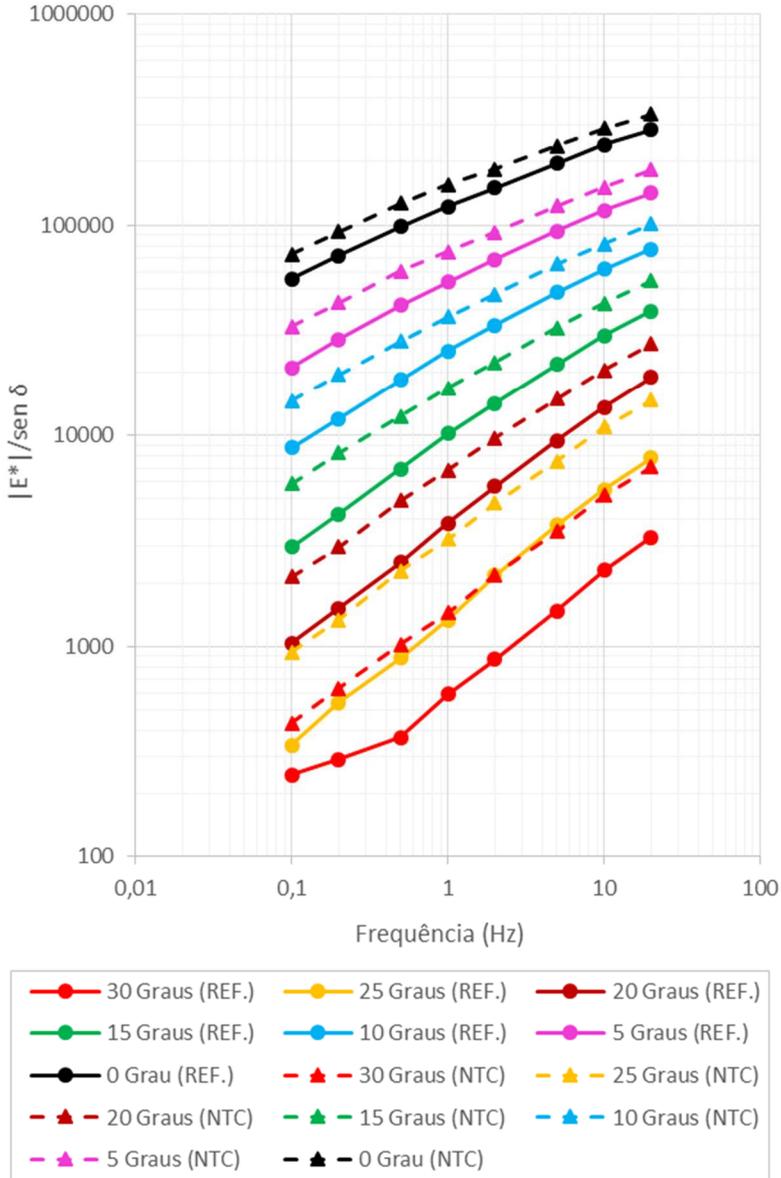
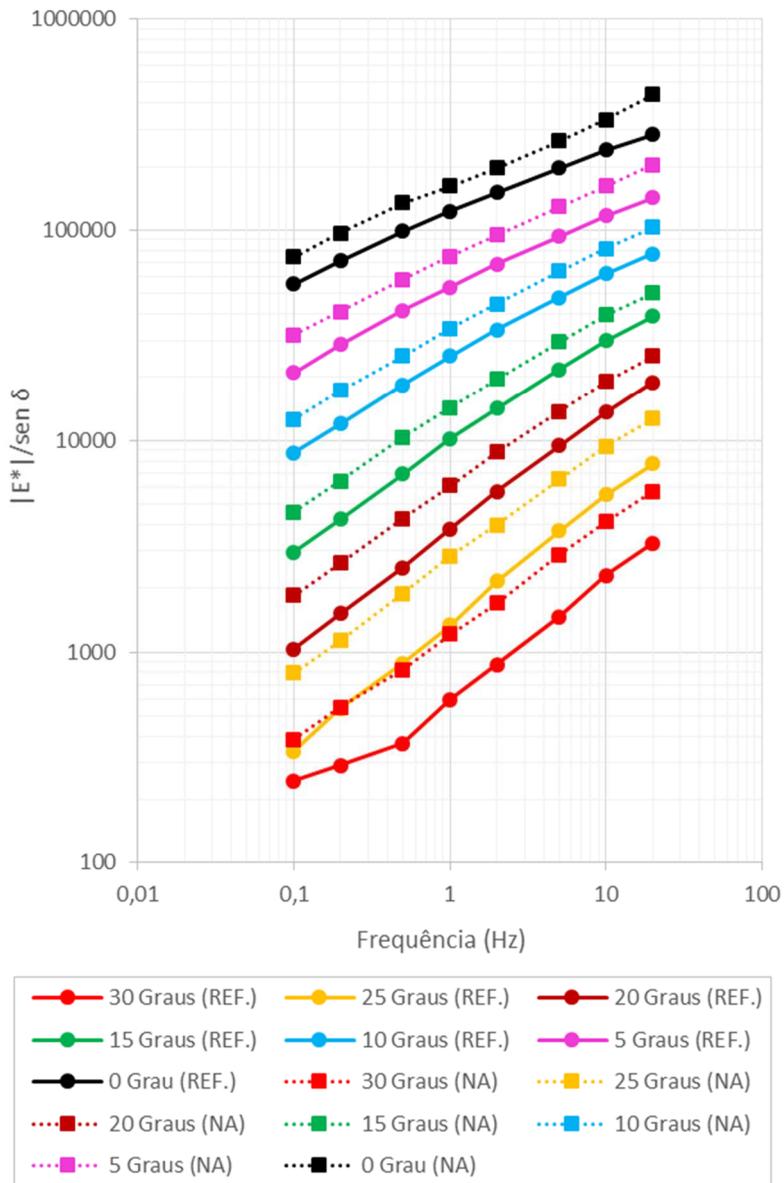


Figura 6.49 - Comparação do parâmetro $|E^*|/\text{sen } \delta$ entre as misturas asfáltica de referência (CAP 50-70) e com nanocompósito NA-3%.



A Figura 6.48 e a Figura 6.49, retratam o aumento do parâmetro $|E^*|/\text{sen } \delta$ das misturas asfálticas nanomodificadas em relação a mistura asfáltica de referência, em todas as frequências e temperaturas experimentadas. Nota-se que quanto maior a temperatura, maiores são os incrementos no valor do parâmetro nas misturas nanomodificadas, sugerindo também maiores valores nas temperaturas mais altas, como 60 °C por exemplo.

De forma geral, os ganhos de rigidez e redução do ângulo de fase das misturas nanomodificadas, traduzidos em termos de $|E^*|/\text{sen } \delta$, colaboram ao melhor desempenho à deformação permanente verificado nestas misturas asfálticas.

Nos gráficos a seguir, (Figura 6.50, Figura 6.51, Figura 6.52, Figura 6.53, Figura 6.54, Figura 6.55 e Figura 6.56) são apresentadas as variações da componente elástica (E1) e da componente viscosa (E2) do módulo complexo das misturas estudadas, na frequência de carregamento de 10 Hz e nas temperaturas de 0 °C, 5 °C 10 °C, 15 °C, 20 °C , 25 °C e 30 °C, respectivamente.

Figura 6.50 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (0 °C e 10 Hz).

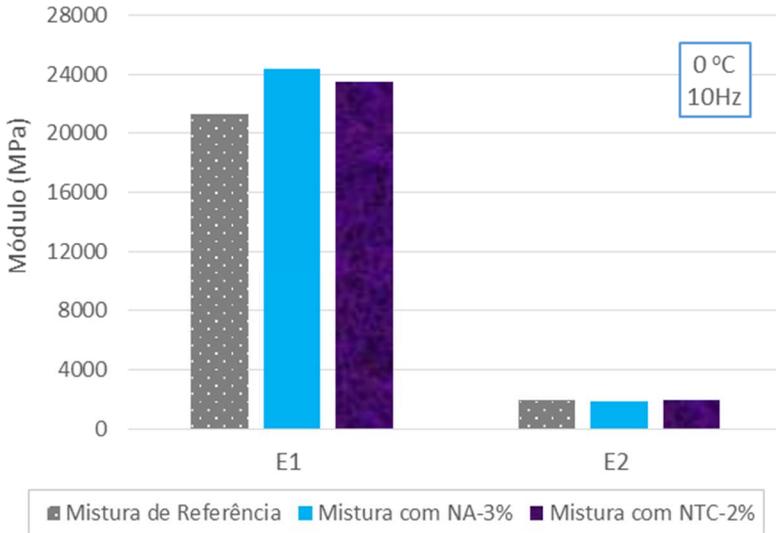


Figura 6.51 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (5 °C e 10 Hz).

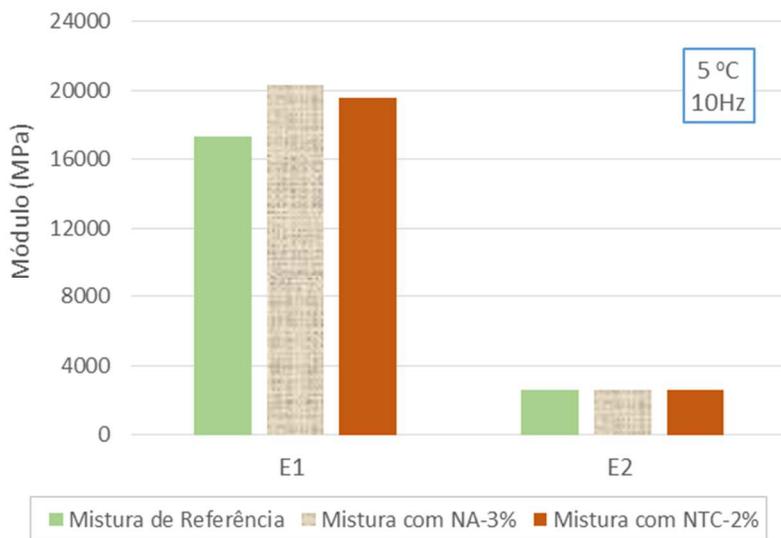


Figura 6.52 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (10 °C e 10 Hz).

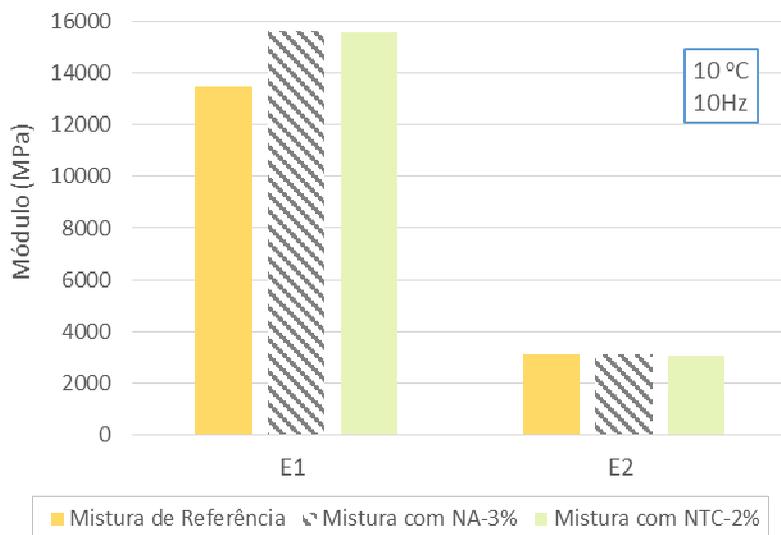


Figura 6.53 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (15 °C e 10 Hz).

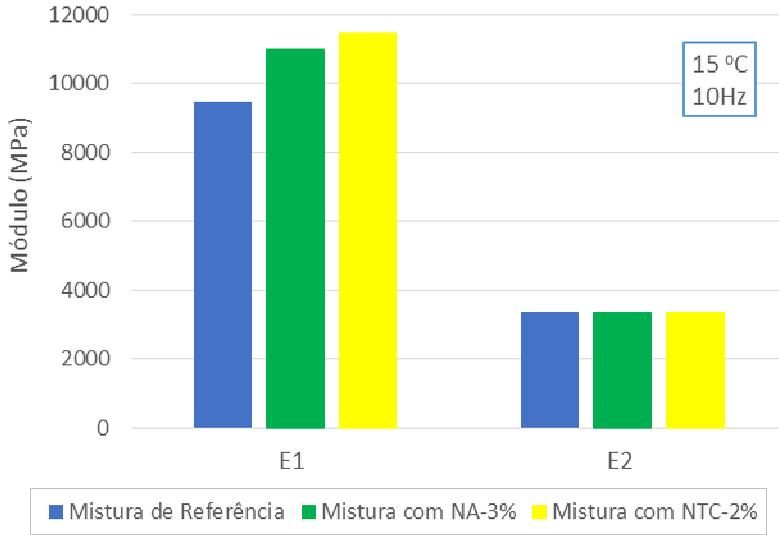


Figura 6.54 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (20 °C e 10 Hz).

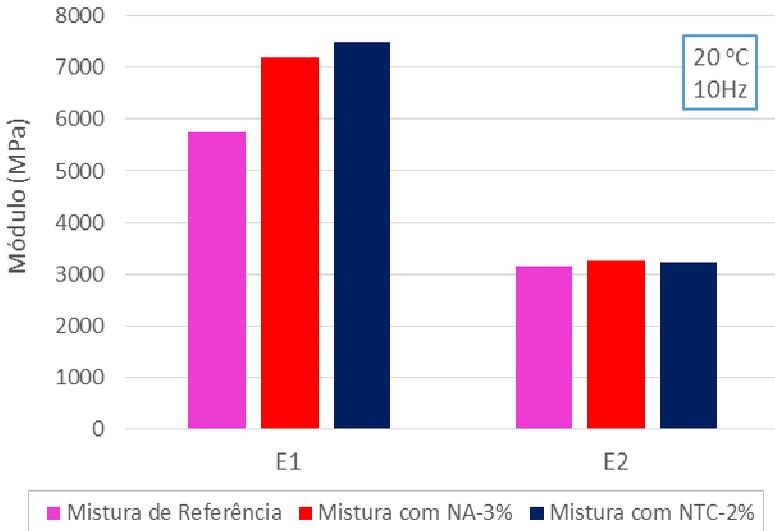


Figura 6.55 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (25 °C e 10 Hz).

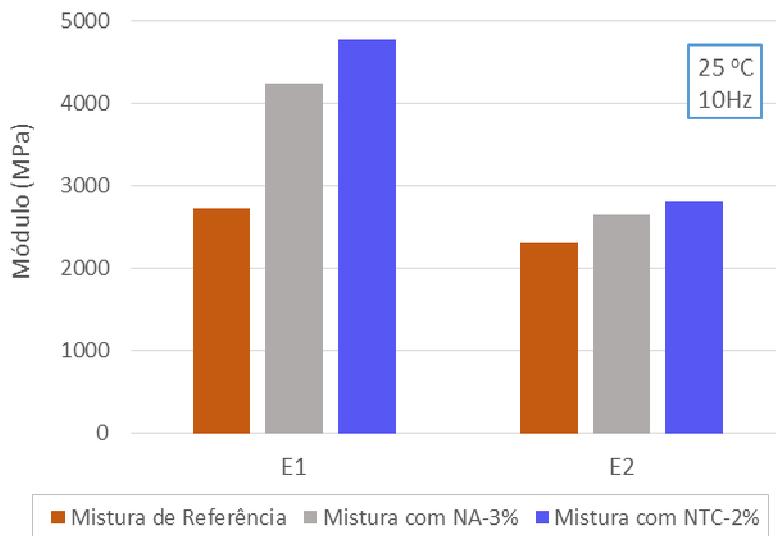
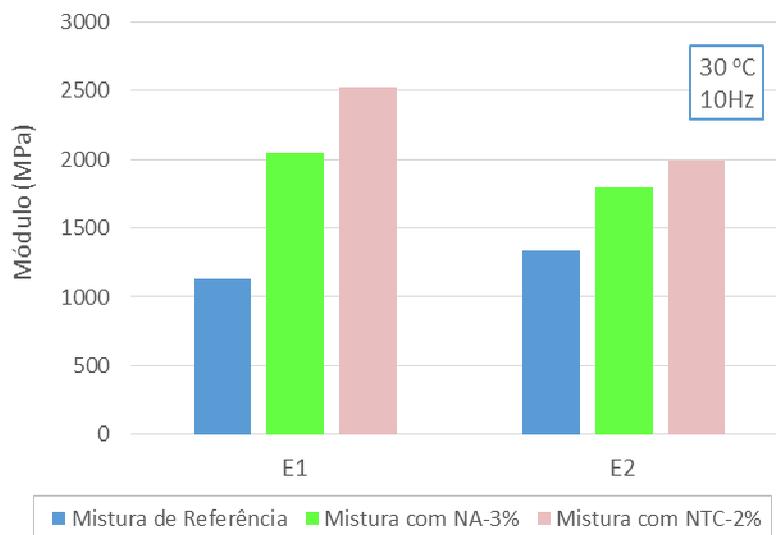


Figura 6.56 - Componente elástica (E1) e componente viscosa (E2) do módulo complexo (30 °C e 10 Hz).



Com base nos gráficos apresentados, constata-se que os aumentos no módulo complexo da mistura asfáltica, quando utilizado os nanocompósitos NTC-2% e NA-3%, corresponde em totalidade a componente elástica (E1) na faixa de temperatura de 0 °C a 20 °C (10 Hz). Já na faixa de temperatura de 20 °C a 30 °C (10 Hz) há também um incremento na componente viscosa (E2).

Além disso, a partir de 30 °C, verifica-se na mistura de referência uma inversão na magnitude das componentes do módulo complexo, em que a componente viscosa apresenta maior módulo que a componente elástica. Nesta temperatura, a mistura asfáltica de referência já apresentaria um comportamento mais favorável a acumulação de deformações permanentes. De modo contrário, nesta mesma temperatura, as misturas nanomodificadas apresentam prevalência da componente elástica (E1).

Pode-se ressaltar, ainda, que as propriedades observadas na mistura asfáltica, conduzem ao estudo levado a cabo das propriedades dos ligantes e nanocompósitos asfálticos, que demonstraram menor susceptibilidade térmica, maior módulo complexo de cisalhamento e menor ângulo de fase pela adição dos nanomateriais na matriz asfáltica. Nesta direção, quando da utilização dos nanocompósitos na mistura asfáltica, tais características foram herdadas, conforme demonstrado no estudo do comportamento reológico das misturas asfálticas.

6.6.3 Resistência à Fadiga

O estudo do comportamento reológico das misturas asfálticas mostrou que a frequência, em conjunto com a temperatura, são os parâmetros que mais influenciam na rigidez (módulo complexo) das misturas asfálticas. Desta forma, esses dois fatores também desempenham papel importante na resistência à fadiga desses materiais. Para esta pesquisa, estes dois parâmetros foram definidos com base nas seguintes fundamentações:

No que tange à frequência de carregamento no ensaio de fadiga, esta foi definida em 10 Hz que representa um pulso de carga com largura de 100 ms, sendo equivalente a uma velocidade de tráfego de 72 km/h.

No que concerne à definição da temperatura do ensaio de fadiga, esta foi determinada em função da temperatura crítica de dissipação de energia no interior do material, ou seja, a temperatura na qual a componente viscosa do módulo complexo é máxima, na frequência de carregamento de 10 Hz. Para esta avaliação, foi construído o plano complexo (Cole-Cole) onde é estabelecida a representação gráfica da

componente elástica (E_1) *versus* a componente viscosa (E_2) do módulo complexo, em escala aritmética, obtendo assim uma curva única semelhante a um arco de círculo. Na Figura 6.57, Figura 6.58 e Figura 6.59, são apresentados os planos complexos das misturas asfálticas de referência e com nanocompósito NTC-2% e NA-3%, respectivamente.

Figura 6.57 - Plano complexo (Cole-Cole) da mistura asfáltica de referência (CAP 50-70).

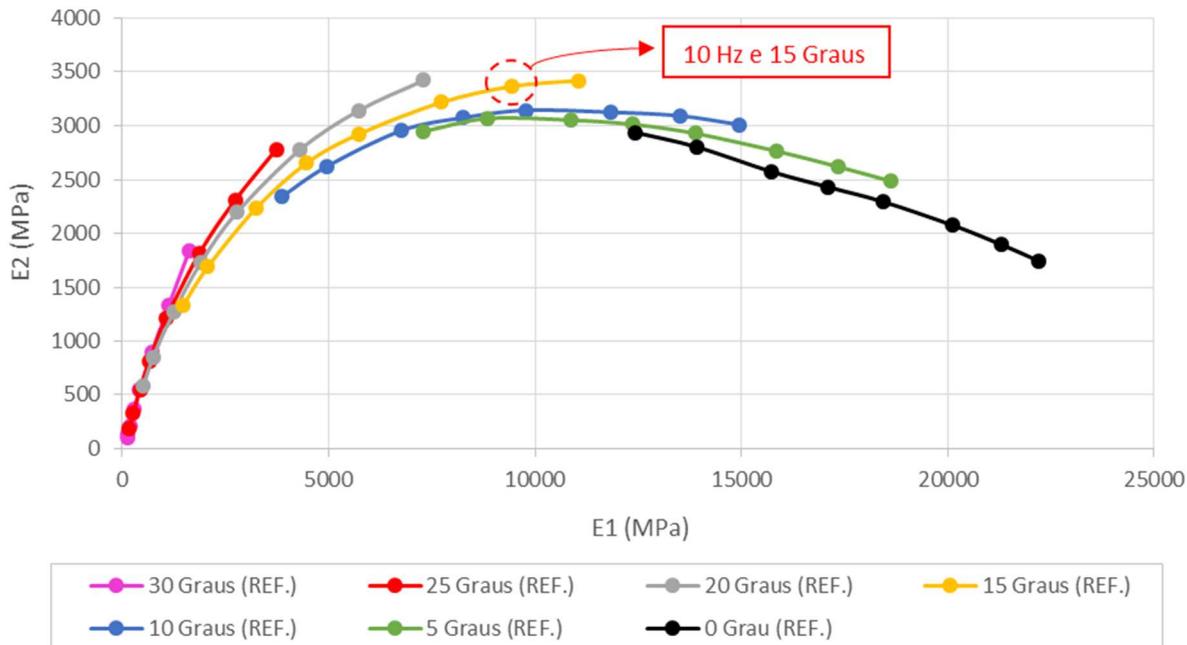
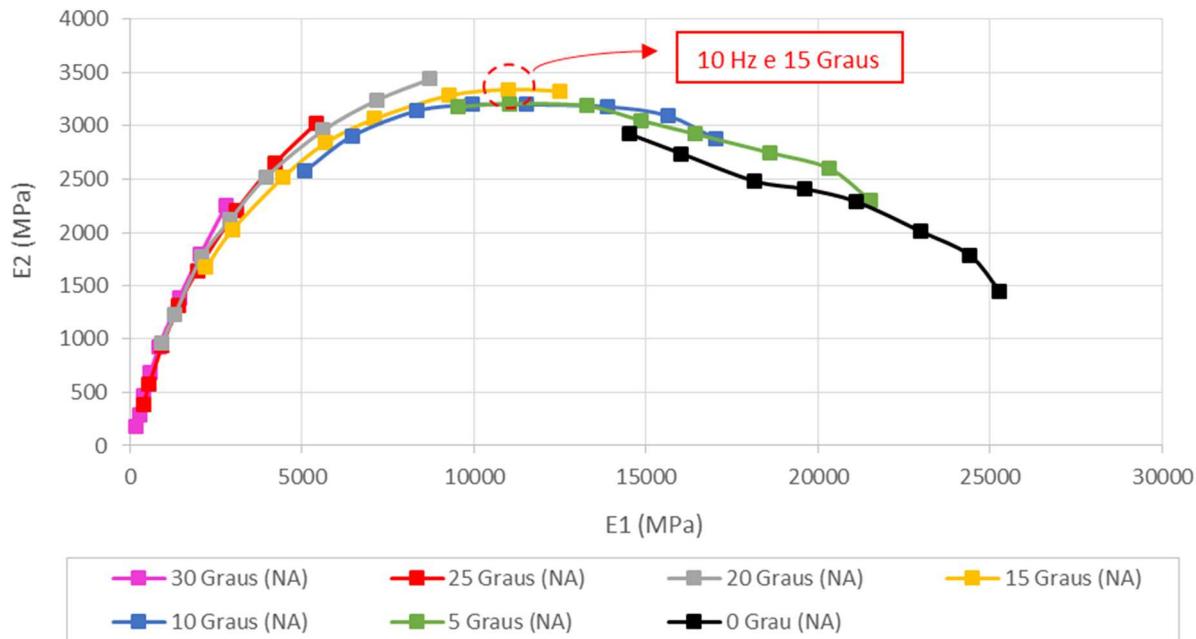


Figura 6.59 - Plano complexo (Cole-Cole) da mistura asfáltica com nanocompósito NA-3%.



Conforme a equação 4.9 da seção 4.4.5.2.2 que trata do conceito de energia dissipada, a maior dissipação de energia por ciclo de carregamento (deformação controlada) é dada na temperatura a qual a componente viscosa ($E_2 = |E^*| \sin \delta$) do módulo complexo é máxima. Assim, nesta temperatura, a curva cíclica de tensão-deformação forma um laço de histerese com máximo fator de amortecimento, cuja a área da curva histerética é máxima e proporcional à energia dissipada por ciclo de carregamento.

Nesta perspectiva, com base nos planos complexos das misturas asfálticas (Figura 6.57, Figura 6.58 e Figura 6.59) é possível evidenciar que a componente viscosa (E_2) do módulo complexo é máxima na temperatura de 15 °C para todas as misturas asfálticas estudadas, ou seja, a maior dissipação de energia por ciclo de carregamento a 10 Hz ocorre neste estado térmico.

Desta forma, os ensaios de resistência à fadiga foram conduzidos sob 15 °C, temperatura considerada crítica em termos de energia dissipada.

Quanto ao modo de carregamento no ensaio de fadiga, este foi conduzido sob carregamento sinusoidal contínuo e deformação controlada. Com critério de ruptura em 50% de redução da rigidez inicial, com módulo inicial determinado no centésimo ciclo de carregamento.

Na Figura 6.60 e na Figura 6.61 são confrontadas as curvas de fadiga da mistura asfáltica de referência com as produzidas com nanocompósito NTC-2% e nanocompósito NA-3%, respectivamente. No caso da mistura asfáltica com nanocompósito NA-3%, ainda é apresentada uma curva de fadiga adicional, na temperatura de 20 °C e 10 Hz para verificar a influência da temperatura na fadiga. Para todos os modelos de resistência à fadiga obtidos, são apresentados o erro padrão (desvio padrão dos resíduos), o coeficiente de correlação (R^2), a deformação para um milhão de ciclos (ϵ_6) e o intervalo de confiança de 95% ($\alpha=0,05$) sobre a deformação relativa a um milhão de ciclos ($\Delta\epsilon_6$).

Na sequência, a Tabela 6.25, Tabela 6.26 e Tabela 6.27 apresenta para cada mistura asfáltica, os dados do ensaio de fadiga referente a cada corpo de prova testado, em termos de módulo complexo inicial (centésimo ciclo), volume de vazios, amplitude da deformação e número de ciclos de carregamento relativo a 50% do módulo complexo inicial.

Figura 6.60 - Curva de fadiga da mistura asfáltica de referência e da mistura asfáltica com nanocompósito NTC-2% (temperatura de 15 °C e frequência de 10 Hz).

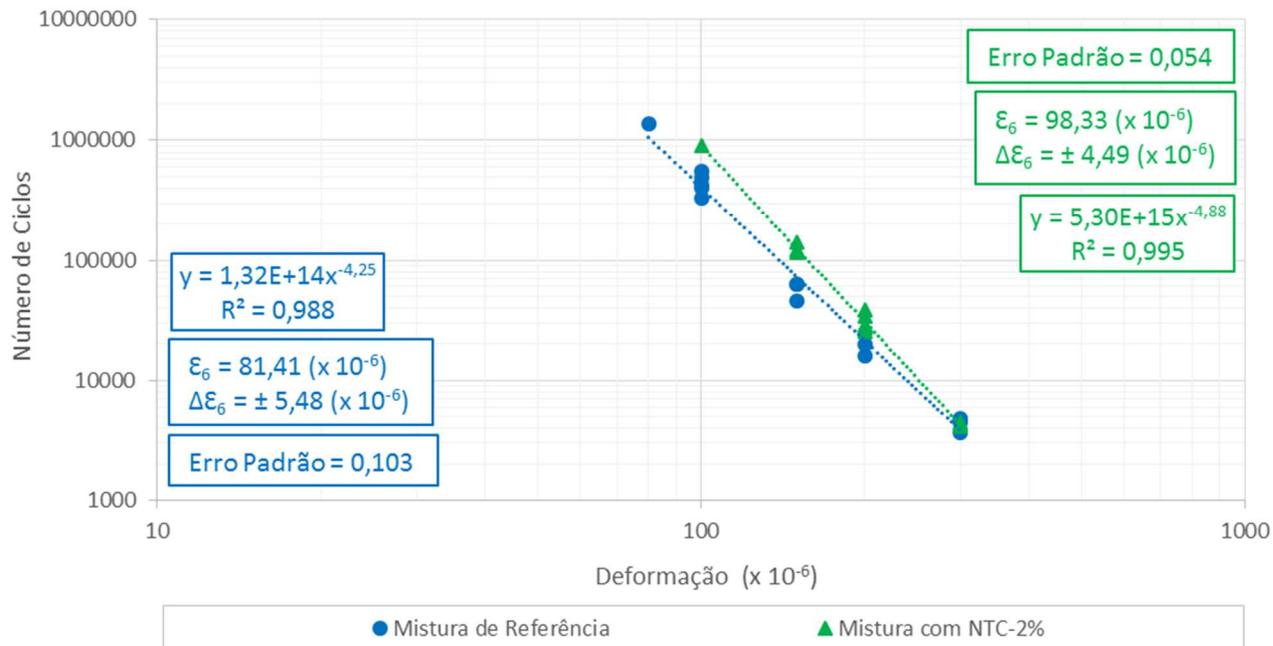


Figura 6.61 - Curva de fadiga da mistura asfáltica de referência (temperatura de 15 °C e frequência de 10 Hz) e da mistura asfáltica com nanocompósito NA-3% (temperatura de 15 °C e 20°C com frequência de 10 Hz).

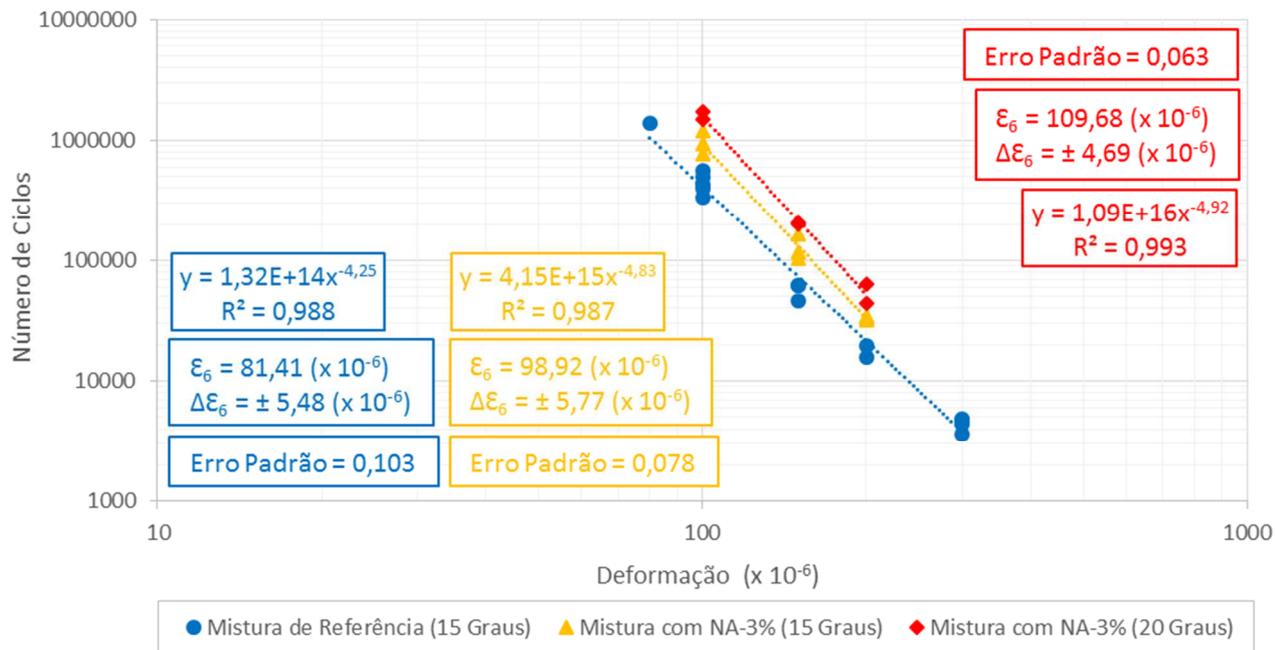


Tabela 6.25 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica de referência (15 °C e 10 Hz).

CP	Módulo inicial	%Vv	Microdeformação	Número de ciclos
1.1	10874	4,14	80	1373179
2.1	10770	6,14	100	493593
1.3	10734	5,31	100	556334
3.3	12797	3,95	100	332601
3.1	12705	3,74	100	399217
1.4	11147	4,68	100	423524
3.5	12062	3,66	150	62265
2.5	11620	5,60	150	62532
2.4	12330	4,54	150	46236
2.3	9777	5,15	200	19788
1.5	11916	3,93	200	15921
1.2	9602	5,68	300	4734
2.2	10149	4,32	300	4461
3.2	10831	3,97	300	4870
3.4	11632	3,14	300	3653

Tabela 6.26 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica com NTC-2% (15 °C e 10 Hz).

CP	Módulo inicial	%Vv	Microdeformação	Número de ciclos
2.4	13280	4,40	100	905039
1.2	11834	4,12	150	142432
1.4	13616	3,17	150	115678
2.2	11764	4,53	150	122675
1.5	12058	4,00	200	28735
2.1	12694	3,94	200	34174
2.5	11836	4,02	200	25234
3.4	12978	3,66	200	27299
2.3	10706	4,98	200	39093
1.1	12098	3,62	300	4168
3.2	12012	3,52	300	4486
3.1	12430	3,50	300	4154

Tabela 6.27 - Resultados do ensaio de fadiga da mistura asfáltica com NA-3% (15 °C e 20 °C com frequência de 10 Hz).

CP	Módulo inicial	% Vv	Microdeformação	Número de ciclos
Temperatura de 15 °C				
1.3	11621	4,04	100	929186
3.5	12411	3,92	100	761670
2.4	12247	3,86	100	1187345
1.1	12520	3,85	150	103997
3.2	12535	3,23	150	165773
3.1	11370	4,27	150	117539
2.5	12221	3,20	200	34582
2.1	11248	4,22	200	33809
3.3	11429	4,02	200	32164
Temperatura de 20 °C				
1.4	8288	4,31	100	1719490
3.4	8481	3,81	100	1483987
2.2	7867	4,15	150	202653
1.2	7959	3,52	150	204386
2.3	8246	3,23	200	44220
1.5	7474	4,05	200	63775

Na Tabela 6.28 é apresentado um resumo comparativo dos parâmetros do modelo de fadiga das misturas asfálticas estudadas.

Tabela 6.28 - Resumo dos resultados dos modelos de fadiga ($N = a \times \epsilon^b$) obtidos para as misturas asfálticas estudadas.

Parâmetro	Mistura asfáltica			
	Referência	NTC-2%	NA-3%	NA-3%
	T = 15 °C	T = 15 °C	T = 15 °C	T = 20 °C
a	1,32E+14	5,30E+15	4,15E+15	1,09E+16
b	-4,25	-4,88	-4,83	-4,92
ϵ_6	81,41	98,33	98,92	109,68
$\Delta\epsilon_6$ ($\alpha=0,05$)*	$\pm 5,48$	$\pm 4,49$	$\pm 5,77$	$\pm 4,69$
Erro padrão	0,103	0,054	0,078	0,063
R ²	0,988	0,995	0,987	0,993

*Intervalo de confiança de 95% sobre a deformação relativa a 1.000.000 de ciclos (ϵ_6).

Tratando-se das curvas de fadiga obtidas para a temperatura de 15 °C, observa-se na Figura 6.60 e na Figura 6.61, sob níveis de amplitude de deformação menores que 300 microdeformações, uma maior resistência à fadiga das misturas asfálticas nanomodificadas em relação à mistura asfáltica de referência. Nota-se, ainda, nesta faixa de deformação

(< 300), que quanto menor a amplitude da deformação, maior é o ganho de resistência à fadiga das misturas nanomodificadas em relação a mistura asfáltica de referência. Esta constatação é evidenciada pela inclinação da equação, caracterizada pelo parâmetro “b”. Conforme a Tabela 6.28, as misturas asfálticas nanomodificadas com NTC-2% e NA-3% mostram inclinação de -4,88 e -4,83, respectivamente, contudo, maiores que a mistura asfáltica convencional, com -4,25. Nesta perspectiva, é possível afirmar que as misturas nanomodificadas demonstram maior susceptibilidade à deformação que a mistura asfáltica de referência.

O melhor desempenho à fadiga das misturas asfálticas nanomodificadas, pode ser verificado, tomando-se como referência a deformação para um milhão de ciclos (ϵ_6). Desta forma, na temperatura de 15 °C, têm-se para as misturas asfálticas com NTC-2% e NA-3%, respectivamente, 98,33 e 98,92 microdeformações, e para a mistura asfáltica de referência, 81,41 microdeformações. Em ganhos percentuais, houve um incremento de 20,78% e 21,51%, respectivamente.

Avaliando em conjunto o parâmetro “b” da equação de fadiga e a deformação para um milhão de ciclos (ϵ_6) das duas misturas asfálticas com nanocompósitos (NTC-2% e NA-3%), conclui-se que ambas apresentam resistência à fadiga equivalente na temperatura de 15 °C.

Quanto à curva de fadiga da mistura asfáltica com NA-3% obtida na temperatura de 20 °C, verifica-se que com o aumento da temperatura do ensaio de 15 °C para 20 °C, maior é o incremento na resistência à fadiga em relação a todas as misturas testadas na temperatura de 15 °C. Confrontando a equação de fadiga a 15 °C e a 20 °C da mistura asfáltica com NA-3%, observa-se com o aumento da temperatura, um pequeno aumento na inclinação da curva e um incremento de 10,88% na deformação para um milhão de ciclos, caracterizando assim o melhor desempenho à fadiga. O incremento de 5 °C na temperatura do material, ocasiona maior mobilidade nos compostos químicos da matriz asfáltica, necessitando de uma força menor (estado de tensão menor) no ensaio de fadiga (deformação controlada) para obter a mesma amplitude da deformação da temperatura de 15 °C, por conseguinte, o dano no material é menor e maior a resistência à fadiga.

Sob a óptica da energia, os danos por fadiga estão relacionados com a energia dissipada durante cada ciclo de carregamento no ensaio. Conforme a equação 4.9 (seção 4.4.5.2.2), para ensaios à deformação controlada, quanto maior a componente viscosa do módulo complexo ($E_2 = |E^*| \sin \delta$) maior é a energia dissipada. Desta forma, segundo o plano complexo na Figura 6.59, na temperatura de 20 °C a componente viscosa (E_2) é menor que na temperatura de 15 °C, resultando em menor

energia dissipada em cada ciclo de carregamento e, conseqüentemente, maior resistência à fadiga.

O melhor comportamento à fadiga das misturas asfálticas nanomodificadas está provavelmente atrelado a maior dificuldade de propagação das microtrincas no material. As folhas de nanoargila esfoliadas na matriz asfáltica são barreiras que devem ser vencidas, retardando o avanço e evolução das microtrincas na zona coesiva. Neste mesmo sentido, o nanotubo de carbono forma uma rede elástica e de elevado módulo que deve ser vencida no interior da matriz asfáltica. Na zona adesiva (interface agregado-ligante asfáltico), a melhor molhabilidade e interação química entre o nanocompósito asfáltico e o agregado retratam maior adesão ao par e conduz a maior resistência à propagação de trincas nesta interface.

Com relação à qualidade estatística dos modelos, constata-se para todas as equações de fadiga, uma alta correlação entre as variáveis, assim como, um pequeno erro padrão. Pode-se considerar, com 95% de confiança, uma variação da deformação para um milhão de ciclos entorno de $\pm 5,0$ microdeformações para todos os modelos obtidos.

6.6.3.1 Análise do Parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ do Ligante Asfáltico na Previsão à Resistência à Fadiga da Mistura de Concreto Asfáltico

A especificação Superpave (AASHTO M 320) para ligantes asfálticos utiliza o parâmetro $G^* \text{sen } \delta$, medido nas temperaturas intermediárias em amostras envelhecidas a longo prazo (RTFOT+PAV), como critério para o controle da contribuição do ligante asfáltico no desempenho à fadiga da mistura asfáltica. Neste entendimento, conforme discutido na seção 6.3.2, sob uma mesma temperatura, o CAP 50-70 e os nanocompósitos com nanoargila apresentariam desempenho à fadiga equivalentes e maiores que os nanocompósitos com NTC, à luz desse parâmetro.

Com base nos resultados de resistência à fadiga obtidos na pesquisa, verifica-se que as misturas asfálticas nanomodificadas (NA-3% e NTC-2%) apresentam resistência à fadiga equivalentes, porém superiores à mistura asfáltica de referência (CAP 50-70) na temperatura de 15 °C. Portanto, os resultados sugerem a ineficiência do parâmetro $G^* \text{sen } \delta$ do ligante asfáltico na predição do comportamento da mistura asfáltica à fadiga. As conclusões obtidas concordam com diversos pesquisadores (BAHIA *et al.*, 2001; TSAI & MONISMITH, 2005;

CHACUR & NASCIMENTO, 2010; ANDERSON *et al.*, 2001; JOHNSON, 2010; SHENOY, 2002).

6.7 ETAPA 7: MODELIZAÇÃO DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO ASFÁLTICO

Com o objetivo da aplicação dos resultados obtidos na pesquisa, tanto do comportamento reológico quanto da resistência à fadiga das misturas asfálticas, foi realizada a simulação numérica de uma estrutura de pavimento existente, e verificado o número de repetições de carregamento (eixo padrão de 8,2 toneladas) necessárias para levar o revestimento asfáltico à ruptura por fadiga, nas situações com e sem a utilização dos nanocompósitos asfálticos (NTC-2% e NA-3%) estudados nesta pesquisa.

6.7.1 Descrição e Características da Estrutura do Pavimento

A estrutura de pavimento definida para a simulação numérica é de um dos segmentos que estão sendo monitorados² na BR-101/SC. O segmento localiza-se no contorno de Araranguá-SC, entre os km 411,5 e 412,5. Os trechos experimentais se inserem nas obras de ampliação da capacidade e modernização da rodovia.

As coordenadas geográficas aproximadas do início do segmento são as seguintes: 28°55'45,92" S e 49°30'43,44" O. O tráfego estimado para a rodovia é $N_{8,2t} = 1,64 \times 10^8$ (USACE). A Figura 6.62 ilustra a localização do segmento monitorado.

² Pesquisa: Desenvolvimento de Método de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos. Fase I: Trechos Experimentais e Materiais de Pavimentação. Coordenado pela Rede Temática de Tecnologia do Asfalto.

Figura 6.62 - Localização do segmento monitorado.



Fonte: Autor (2014).

A opção pela simulação numérica desta estrutura de pavimento, baseia-se no fato que os agregados utilizados na pesquisa são os mesmo que foram utilizados neste segmento monitorado, assim como, a composição granulométrica da mistura e o ligante de referência utilizado no desenvolvimento desta pesquisa.

O segmento escolhido para a simulação, apresenta a estrutura do pavimento assim constituída:

- Camada final de terraplenagem: executada em solo de páleo duna (jazida) sendo os 60 cm finais em 3 camadas, com as duas primeiras camadas compactadas a 100% do PN e a última camada compactada a 100% do PI;
- Camada de sub-base: executada em macadame seco com 20 cm de espessura. Executado segundo a especificação do DEINFRA/SC;
- Camada de base: executada em brita graduada com 18 cm de espessura. É executada segundo as especificações do DNIT (Faixa B); e,
- Camada de revestimento: mistura de concreto asfáltico com 18 cm de espessura executada em 3 camadas de 6 cm cada uma.

6.7.2 Parâmetros dos Materiais Constituintes da Estrutura do Pavimento

Para a simulação numérica da estrutura do pavimento, foram determinados os parâmetros viscoelásticos das misturas asfálticas estudadas e os parâmetros elásticos das camadas de base, sub-base e camada final de terraplenagem da estrutura do pavimento. Sendo os

parâmetros elásticos estimados a partir da retroanálise de bacias deflectométricas obtidas com FWD (*Falling Weight Deflectometer*) no ano de abertura ao tráfego.

Na Tabela 6.29 são apresentados os parâmetros viscoelásticos do modelo de Huet-Sayegh obtidos para cada mistura asfáltica. Na sequência, é possível observar na Figura 6.63, Figura 6.64 e na Figura 6.65 o ajuste do modelo de Huet-Sayegh aos dados experimentais do plano complexo (Cole-Cole), para a mistura asfáltica de referência e com os nanocompósitos asfálticos NTC-2% e NA-3%, respectivamente.

Tabela 6.29 - Parâmetros do modelo de Huet-Sayegh.

Parâmetros viscoelásticos (Huet-Sayegh)	Mistura asfáltica		
	Referência	NTC-2%	NA-3%
E_x (MPa)	28499,2	35681,2	33864,1
ν	0,30	0,30	0,30
E_0 (MPa)	56,253	1,94492	1,23756
k	0,22896	0,16944	0,166642
h	0,68772	0,55486	0,56079
Delta (δ)	2,24483	1,9306	1,76482
A_0	3,61263	3,50033	3,2907
A_1	-0,474064	-0,463279	-0,487376
A_2	0,0030196	0,0026264	0,0034478

Figura 6.63 - Modelo de Huet-Sayegh ajustado ao plano complexo (Cole-Cole) da mistura asfáltica de referência.

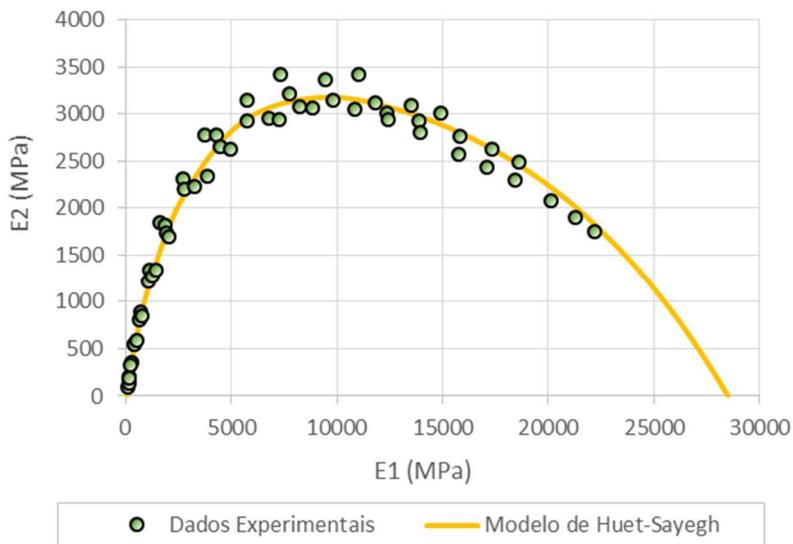


Figura 6.64 - Modelo de Huet-Sayegh ajustado ao plano complexo (Cole-Cole) da mistura asfáltica com NTC-2%.

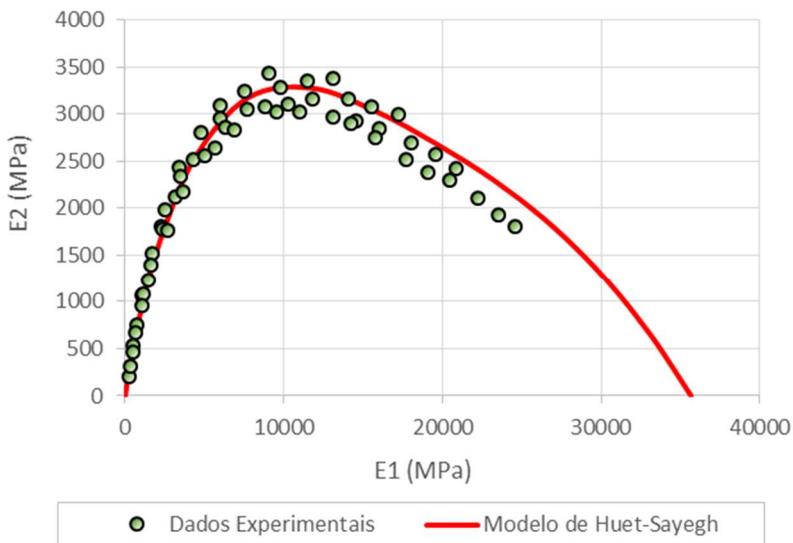
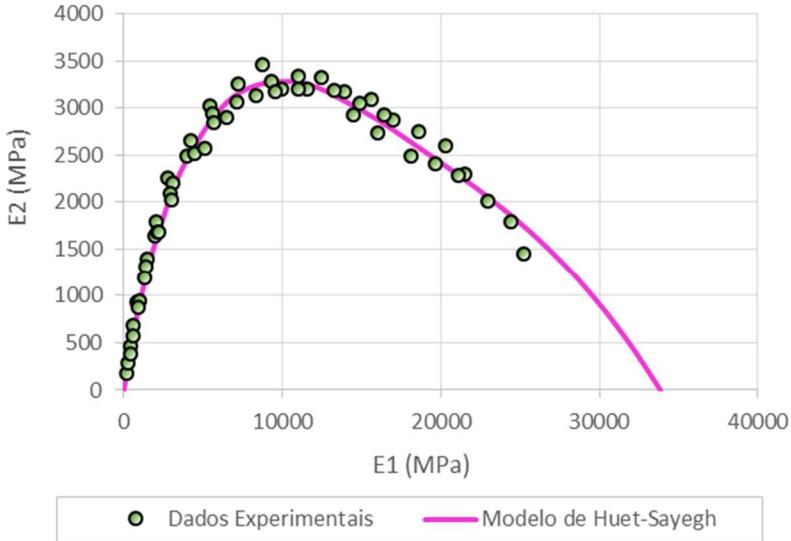


Figura 6.65 - Modelo de Huet-Sayegh ajustado ao plano complexo (Cole-Cole) da mistura asfáltica com NA-3%.



Quanto aos parâmetros elásticos da camada final de terraplanagem e das camadas de base e sub-base. Na Tabela 6.30 são apresentados os módulos obtidos através de retroanálise para as camadas elásticas da estrutura do pavimento. A retroanálise foi conduzida empregando-se o programa BAKFAA - FAA Backcalculation.

Tabela 6.30 - Módulos estimados das camadas elásticas da estrutura do pavimento.

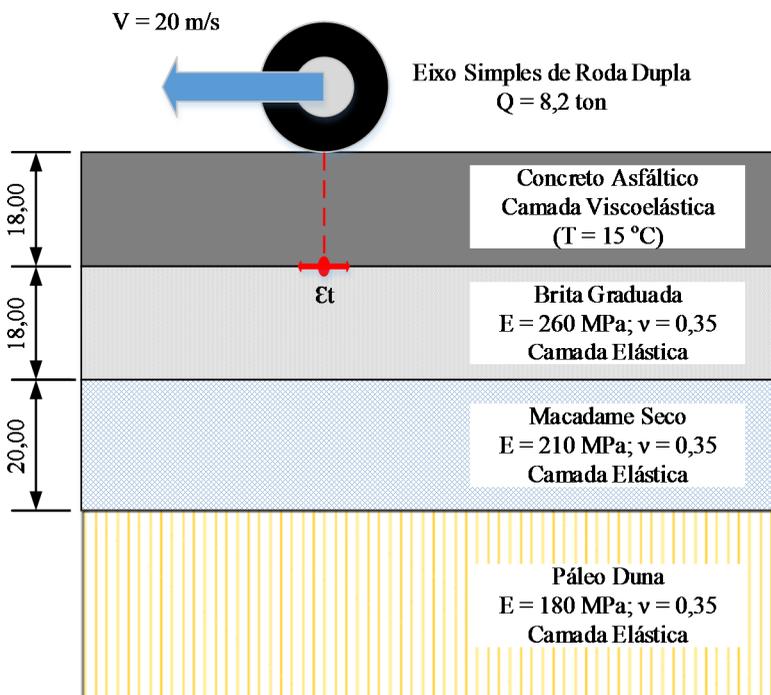
Parâmetros elásticos	Camadas da estrutura do pavimento		
	Brita graduada	Macadame seco	Páleo duna
E (MPa)	260	210	180
ν	0,35	0,35	0,35

6.7.3 Simulação Numérica

Para a modelização da estrutura do pavimento, foi utilizado o software Viscoroute 2.0, desenvolvido pelo *Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux* (IFSTTAR), em conjunto com a *École Nationale des Ponts et Chaussées* (ENPC).

A análise numérica foi conduzida sobre a plataforma de pavimento apresentada na Figura 6.66, com a temperatura do revestimento asfáltico em 15 °C e sob carregamento dinâmico de um eixo simples de roda dupla de 8,2 toneladas em velocidade constante de 20 m/s (72 km/h), equivalente a frequência de carregamento nos ensaios de fadiga a 10 Hz. Neste sentido, a partir dos parâmetros viscoelásticos obtidos do modelo de Huet-Sayegh, foram considerados na simulação numérica os efeitos do tempo de carregamento e da temperatura no comportamento do revestimento de concreto asfáltico.

Figura 6.66 - Constituição da plataforma de pavimento utilizada na simulação numérica.

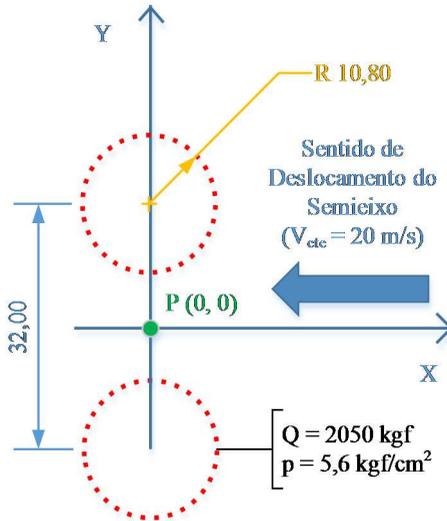


Fonte: Autor (2014).

Em relação a configuração do carregamento utilizado na simulação numérica, foi considerado o semieixo do eixo padrão de 8,2 toneladas, ou seja, um carregamento de roda dupla, com distância entre rodas de 32 cm, carga por roda (Q) de 2050 kgf, área circular de contato entre pneu-

pavimento de aproximadamente 366 cm^2 (raio (R) de 10,8 cm) e pressão de contato (p) de $5,6 \text{ kgf/cm}^2$, conforme ilustrado na Figura 6.67.

Figura 6.67 - Configuração do carregamento (semieixo de roda dupla) utilizado na simulação numérica.



Fonte: Autor (2014).

A seguir, são apresentados os resultados obtidos na simulação numérica realizada da plataforma do pavimento. Foram avaliadas três situações: a primeira, foi realizada utilizando-se a mistura asfáltica de referência como revestimento (Figura 6.68); na segunda e terceira avaliações foram empregadas como revestimento as misturas asfálticas com NTC-2% e NA-3% (Figura 6.69 e Figura 6.70, respectivamente).

Os gráficos apresentados na sequência, mostram a variação da microdeformação na fibra inferior da camada de revestimento asfáltico, com relação ao ponto (0,0) do plano cartesiano (

Figura 6.67), situação mais crítica, por ocasionar a sobreposição de tensões das duas rodas ao ponto (0,0). O eixo das abscissas (X) dos gráficos (Figura 6.68, Figura 6.69 e Figura 6.70), representa o distanciamento do semieixo de roda dupla em relação ao ponto (0,0). O eixo das ordenadas (Y) representa a microdeformação sofrida na fibra inferior do revestimento asfáltico no ponto (0,0), com a passagem do semieixo a 72 km/h.

Figura 6.68 - Variação da deformação na fibra inferior da camada de mistura asfáltica de referência.

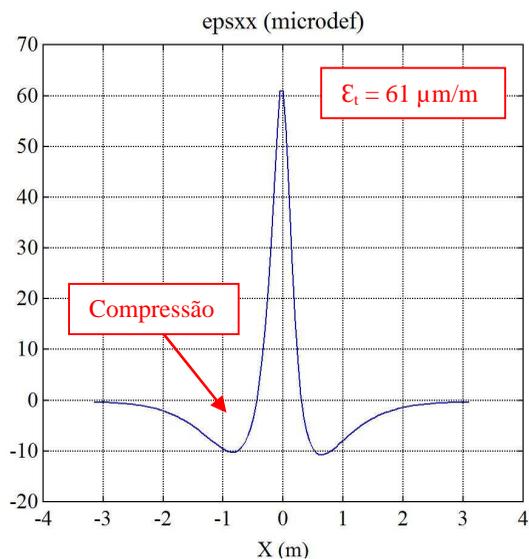


Figura 6.69 - Variação da deformação na fibra inferior da camada de mistura asfáltica com NTC-2%.

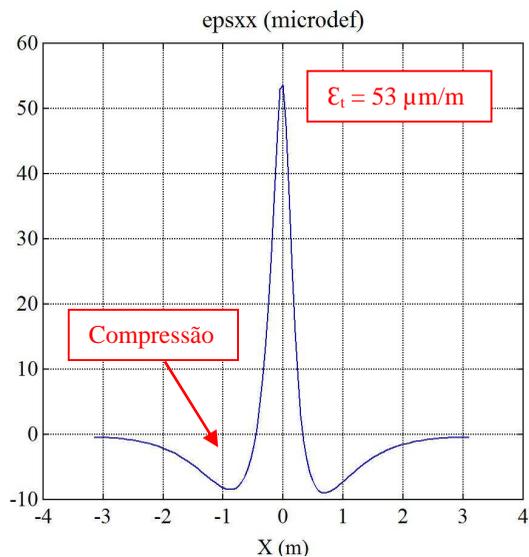
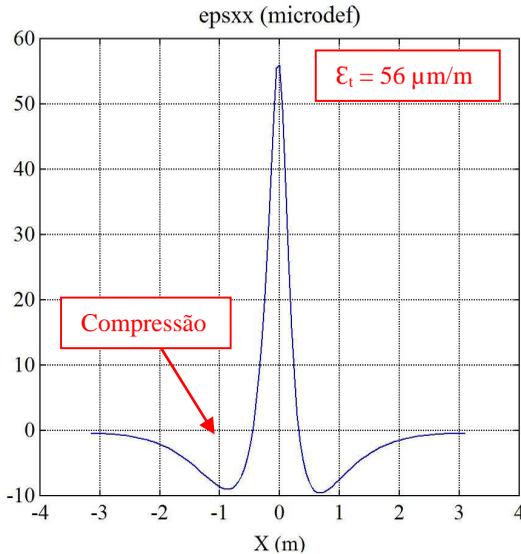


Figura 6.70 - Variação da deformação na fibra inferior da camada de mistura asfáltica com NA-3%.



A Figura 6.68, Figura 6.69 e Figura 6.70, mostra o resultado da deformação na fibra inferior da camada de revestimento asfáltico no ponto (0,0). Em todos os gráficos, o sinal de deformação mostra reversão de sinal, ou seja, tração (+) e compressão (-) na fibra inferior do revestimento. Pode-se perceber que, quando o carregamento está a 3 m do ponto em análise, inicia-se uma compressão, seguida de um pico máximo de tração quando o carregamento está sobre o ponto em análise, e nova compressão com o afastamento do carregamento. Ainda, verifica-se que a alternância de sinal não apresenta proporcionalidade, a deformação de compressão máxima representa 16% da deformação de tração máxima sofrida na fibra inferior da camada de revestimento asfáltico, nesta estrutura de pavimento.

Com base nos resultados obtidos na simulação numérica, é possível evidenciar um menor valor na deformação de tração da camada de revestimento asfáltico com a utilização das misturas asfálticas nanomodificadas em relação à mistura asfáltica de referência. Esta constatação, retrata o comportamento reológico das misturas asfálticas, onde foi verificado maiores valores de módulo complexo e menores valores de ângulo de fase no caso das misturas asfálticas nanomodificadas.

A avaliação mecânica da estrutura do pavimento em conjunto com os modelos de fadiga obtidos na pesquisa, permitiram fazer a previsão de vida útil do revestimento asfáltico em serviço quanto à ruptura por fadiga.

A Tabela 6.31 apresenta a estimativa de vida do revestimento asfáltico, em termos de sollicitação de eixo padrão ($N_{8,2t}$), considerando os três casos de simulação numérica realizados anteriormente. Nesta estimativa, considerou-se o fator campo/laboratório igual a 1 para todas as misturas estudadas.

Tabela 6.31 - Estimativa de vida da camada de revestimento asfáltico na plataforma do pavimento simulado.

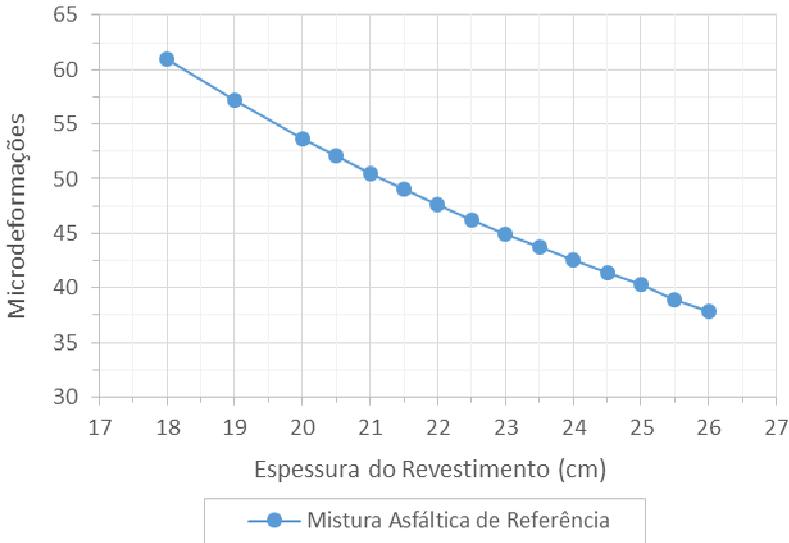
Parâmetros	Revestimento asfáltico		
	Referência (1ª Simulação)	NTC-2% (2ª Simulação)	NA-3% (3ª Simulação)
Equação de Fadiga	$N=1,32 \times 10^{14} \epsilon_t^{-4,25}$	$N=5,30 \times 10^{15} \epsilon_t^{-4,88}$	$N=4,54 \times 10^{15} \epsilon_t^{-4,84}$
ϵ_t ($\mu\text{m/m}$)	61	53	56
$N_{8,2t}$	$3,41 \times 10^6$	$2,04 \times 10^7$	$1,57 \times 10^7$

Na Tabela 6.31, observa-se um aumento significativo na estimativa da vida útil do revestimento, quanto à ruptura por fadiga, quando se utiliza as misturas com nanocompósitos. O ganho de desempenho em serviço em relação a mistura asfáltica de referência, é da ordem de 6 vezes e 4,6 vezes mais, quando utilizados os nanocompósitos asfálticos NTC-2% e NA-3%, respectivamente.

Realizando a análise em termos de microdeformações de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico, para os desempenhos se equipararem em relação ao $N_{8,2t}$, a mistura asfáltica de referência deveria apresentar uma deformação específica de tração na fibra inferior de 40 $\mu\text{m/m}$ e 42,6 $\mu\text{m/m}$ em relação às misturas NTC-2% e NA-3%, respectivamente.

Na Figura 6.71 é apresentada a variação da microdeformação de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico de referência com o aumento da sua espessura na estrutura do pavimento simulado.

Figura 6.71 - Variação da microdeformação de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico de referência com o aumento da sua espessura na estrutura do pavimento simulado.



Segundo a Figura 6.71, conclui-se em termos de espessura da camada de revestimento asfáltico, que para ter uma equivalência de desempenho quanto à ruptura por fadiga, deveria haver um incremento de aproximadamente 7 cm (25 cm de espessura) na camada da mistura asfáltica de referência quando comparada à mistura asfáltica com NTC-2%, e aproximadamente 6 cm (24 cm de espessura) no caso da mistura asfáltica com NA-3%.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A presente pesquisa tratou do desenvolvimento e estudo do comportamento reológico e desempenho mecânico de concretos asfálticos modificados com nanocompósitos. No âmbito dessa temática, foram desenvolvidos a partir de nanomateriais, seis diferentes nanocompósitos asfálticos, diferenciados pelo tipo (nanotubo de carbono ou nanoargila) e teor (1%, 2% e 3%) de incorporação em peso no ligante asfáltico (CAP 50-70). A pesquisa partiu desde a caracterização em escala nanométrica do tipo de nanocompósito asfáltico formado, passando pela avaliação reológica das matrizes asfálticas nanomodificadas e estendendo-se ao estudo do comportamento mecânico e reológico das misturas asfálticas modificadas pelos nanocompósitos, verificando sempre as alterações de desempenho em relação ao material não modificado. Ao final, foi realizada uma simulação numérica de uma estrutura de pavimento.

Os resultados obtidos no estudo desenvolvido, representam uma contribuição à área de pavimentação asfáltica, uma vez que as pesquisas conduzidas até então só retratam o desempenho de nanocompósitos no domínio dos ligantes asfálticos, ao passo que este estudo realizado prolonga-se ao campo das misturas asfálticas. O desempenho das misturas asfálticas nanomodificadas frente aos principais mecanismos de deterioração dos pavimentos asfálticos são os produtos originais da pesquisa realizada. Nesta direção, obteve-se principalmente o desempenho à deformação permanente, o comportamento reológico e as curvas de fadiga das misturas asfálticas estudadas. Nesta perspectiva, foi possível quantificar numericamente o potencial da incorporação de nanotubo de carbono e nanoargila na performance da mistura asfáltica na estrutura do pavimento.

A principal conclusão da pesquisa é a obtenção de misturas asfálticas com propriedades superiores à convencional, a partir da incorporação de materiais em escala nanométrica (nanotubo de carbono e nanoargila). O efeito benéfico dos nanomateriais no comportamento reológico e desempenho mecânico das misturas de concreto asfáltico é fundamentado com base nas principais conclusões obtidas ao longo da pesquisa, destacadas a seguir:

Os nanocompósitos (NA-3% e NTC-2%) afetam diretamente a trabalhabilidade da mistura asfáltica na compactação giratória, pois proporcionam maior teor de ligante efetivo na mistura, melhor molhabilidade e efeito lubrificante entre as partículas, atingindo mais

facilmente o grau de empacotamento desejado (% de volume de vazios) com porcentagens menores de ligante asfáltico.

A utilização de nanocompósitos de nanoargila na produção de misturas asfálticas proporciona um aumento da resistência à ação deletéria da água. A nanoargila melhora a afinidade química na interface asfalto-agregado, reduz a tensão superficial do ligante asfáltico, formando assim uma melhor ligação adesiva entre os materiais. Além de garantir coesão ativa, ou seja, recobrimento e interação química em presença de água. Os nanocompósitos de NTC providenciam uma adesão mais eficiente aos agregados em relação ao ligante convencional, apresentando coesão ativa superior ao ligante convencional, porém inferior ao nanocompósito NA-3%.

As misturas asfálticas produzidas com nanocompósitos apresentam maior resistência à deformação permanente. O NTC é mais eficiente que a nanoargila na resistência à deformação permanente, quando incorporado na faixa de 1% até 2%, indicando um teor ótimo ao redor de 2%. A nanoargila apresenta desempenho equivalente para os teores de 1% a 3%.

Os nanocompósitos (NA-3% e NTC-2%) quando adicionados nas misturas asfálticas, alteram o comportamento reológico destas. Há um aumento no valor de módulo complexo e redução do ângulo de fase com a adição dos nanomateriais, sendo estas alterações mais expressivas quando utilizado o NTC. O aumento no módulo complexo corresponde em totalidade à componente elástica (E1) na faixa de temperatura de 0 °C a 20 °C (10 Hz) e na faixa de temperatura de 20 °C a 30 °C (10 Hz) há também um incremento na componente viscosa (E2). A menor susceptibilidade térmica das misturas asfálticas também é obtida com a nanomodificação.

As misturas asfálticas nanomodificadas (NA-3% e NTC-2%) apresentam maior resistência à fadiga na temperatura de 15 °C (10 Hz), e o ganho de desempenho é maior quanto menor a amplitude da deformação. Os nanocompósitos (NTC-2% e NA-3%) apresentam resistência à fadiga equivalente na temperatura de 15 °C (10 Hz).

A simulação numérica da estrutura do pavimento comprova um aumento significativo na vida à fadiga do revestimento quando utilizado os nanocompósitos. O ganho de desempenho em serviço em relação à mistura asfáltica de referência, é da ordem de 6 vezes e 4,6 vezes mais, quando utilizados os nanocompósito asfáltico NTC-2% e NA-3%, respectivamente.

Para as rodovias de tráfego pesado e considerando-se as limitações do ligante asfáltico convencional 50/70, a incorporação de nanomateriais

à mistura asfáltica, permitiria pelo menos dobrar a vida útil dos revestimentos asfálticos brasileiros, trazendo significativa economia de recursos ao País e aos usuários.

7.1 CONSIDERAÇÕES COMPLEMENTARES

O ensaio de termogravimetria mostrou que as temperaturas abaixo de 250 °C para a nanoargila e 500 °C para o NTC não acarretam efeitos de decomposição nos nanomateriais, mantendo-se estáveis e preservando suas propriedades e funcionalidades. Conclui-se que a incorporação dos nanomateriais no ligante asfáltico em temperaturas usuais (< 180 °C) são adequadas para a produção dos nanocompósitos.

A obtenção de nanocompósitos asfálticos esfoliados (nanoargila) é possível. Contudo, depende da porcentagem de incorporação da nanoargila, da viscosidade do ligante asfáltico, do esforço de cisalhamento e do tempo de compatibilização. A produção de nanocompósitos esfoliados a partir do ligante asfáltico 50-70 é verificada para um teor de incorporação menor ou igual a 3%, sob temperatura de 150 °C, esforço de 5.000 rpm, aplicando um tempo de compatibilização de 100 minutos.

Os nanomateriais quando incorporados no ligante asfáltico 50-70 ocasionam uma melhora nas propriedades empíricas e reológicas destes materiais, muitas delas com dependência da porcentagem de incorporação.

A nanoargila e o NTC acarretam maior ponto de amolecimento e menor penetração ao ligante asfáltico 50-70, retratando melhoria na susceptibilidade térmica, que é dependente do teor e tipo de nanomaterial adicionado. A redução na sensibilidade a temperatura é maior com o aumento do teor incorporado e quando utilizado o NTC. Tais alterações de propriedades são interessantes uma vez que os asfaltos brasileiros apresentam susceptibilidade perto do limite superior da especificação e o aumento de consistência conduz a melhoria da resistência à deformação permanente.

A adição dos nanomateriais no ligante asfáltico 50-70 proporciona um aumento na viscosidade rotacional. A resistência ao fluxo dos nanocompósitos virgens, quando submetidos a tensões, é maior que a do ligante asfáltico 50-70. A medida que se aumenta o teor de incorporação, há um incremento na resistência ao escoamento. O efeito na resistência ao fluxo ocasionado pelo NTC é maior quando comparado à nanoargila.

O NTC e a nanoargila asseguram ao ligante asfáltico 50-70 maior módulo complexo cisalhante e uma redução no ângulo de fase nas altas

temperaturas. Os ganhos de rigidez e elasticidade são maiores quando adicionado o NTC e apresentam-se dependentes da porcentagem de NTC incorporado. Os resultados mostram uma otimização em torno de 2%. No caso da nanoargila, os efeitos da porcentagem de incorporação de 1% a 3% não alteram o desempenho. Ainda, é verificada maior resistência ao envelhecimento quando adicionado os nanomateriais.

As análises reológicas em baixas temperaturas denotam que a incorporação de nanomateriais não altera significativamente o módulo de rigidez do ligante asfáltico nesta situação. Neste sentido, apesar das incorporações de NTC aumentarem significativamente a rigidez nas altas temperaturas, sob baixas temperaturas, não houve perda de desempenho neste critério.

Os ensaios reométricos a baixas temperaturas indicam também uma tendência de maiores taxas de relaxação com o aumento dos teores de incorporação de nanoargila e a redução na taxa de relaxação com as adições de NTC.

Foi comprovada uma fraca correlação entre a predição do comportamento à deformação permanente a partir do parâmetro $G^*/\sin \delta$ do ligante asfáltico e o desempenho na deformação permanente das misturas asfálticas avaliadas no simulador de tráfego francês.

O índice TDI apresenta ineficiência na previsão à deformação permanente quando comparadas misturas asfálticas com granulometrias equivalentes e ligantes asfálticos distintos. Nesse sentido, associar este parâmetro isoladamente ao comportamento global das misturas asfálticas na deformação permanente é equivocado. A partir da compactação giratória, não é possível extrair características reológicas dos ligantes asfálticos que interferirão no comportamento à deformação permanente. O índice TDI proveniente da compactação giratória, está associado exclusivamente à estabilidade do esqueleto pétreo e ao teor de ligante asfáltico, sofrendo pouca influência do tipo de ligante asfáltico.

Os resultados de resistência à fadiga das misturas asfálticas estudadas, confrontados com o parâmetro $G^*\sin \delta$ do ligante asfáltico, sugerem a ineficiência do parâmetro na predição do comportamento da mistura asfáltica à fadiga.

7.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com base no estudo e resultados da pesquisa recomenda-se:

- Estudar a incorporação de nanotubo de carbono e nanoargila em outras classes de ligantes asfálticos;
- Produzir e avaliar as propriedades reológicas de nanocompósitos com nanoargilas modificadas por outros tipos de surfactantes (Closite 10A, Nanofil 15 e Tixogel MP 250);
- Avaliar o comportamento reológico e desempenho mecânico de misturas asfálticas modificadas com nanocompósitos + SBS ou SBR;
- Avaliar o efeito do tipo de nanomodificador na compatibilidade interna dos ligantes modificados;
- Buscar outras técnicas de caracterização microscópica para os nanocompósitos, como a microscopia de força atômica e a microscopia eletrônica de transmissão;
- Verificar a estimativa de tolerância ao dano e previsão da curva de fadiga dos nanocompósitos, no DSR, através do ensaio LAS, assim como, a resistência à deformação permanente através do ensaio MSCR;
- Comparar o comportamento reológico e desempenho mecânico de misturas asfálticas nanomodificadas com misturas asfálticas modificadas por borracha de pneus inservíveis e polímeros; e,
- Estudar a capacidade de autorreparação (*self-healing*) das misturas asfálticas nanomodificadas.

REFERÊNCIAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation. **AASHTO M 320: Standard specification for performance-graded asphalt binder**. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC. 2010.

_____. **AASHTO M 323: Standard specification for Superpave volumetric mix design**. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC. 2013.

_____. **AASHTO MP 19-10: Standard specification for performance-graded asphalt binder using multiple stress creep recovery (MSCR) test**. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC. 2012.

_____. **AASHTO R 30: Standard practice for mixture conditioning of hot-mix asphalt (HMA)**. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC. 2010.

_____. **AASHTO R 35: Standard practice for superpave volumetric design for hot-mix asphalt (HMA)**. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC. 2012.

_____. **AASHTO T 112: Standard method of test for clay lumps and friable particles in aggregate**. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC. 2012.

_____. **AASHTO T 176: Standard method of test for plastic fines in graded aggregates and soils by use of the sand equivalent test**. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC. 2008.

_____. **AASHTO T 209: Standard method of test for theoretical maximum specific gravity (G_{mm}) and density of hot-mix asphalt (HMA)**. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC. 2012.

_____. **AASHTO T 283: Standard method of test for resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage.** Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC. 2011.

_____. **AASHTO T 321: Standard method of test for determining the fatigue life of compacted hot-mix asphalt (HMA) subjected to repeated flexural bending.** Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC. 2003.

_____. **AASHTO TP 101: Standard method of test for estimating fatigue resistance of asphalt binders using the linear amplitude sweep.** Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC. 2012.

ABBAS, A.; MASAD, E.; PAPAGIANNAKIS, T.; HARMAN, T. **Micromechanical modeling of the viscoelastic behavior of asphalt mixtures using the discrete-element method.** International Journal of Geomechanics, v. 7, n. 2, p. 131-139. 2007.

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas. **ABNT NBR 6954: Lastro-padrão - Determinação da forma do material.** 1989.

_____. **ABNT NBR 15166: Asfalto modificado - Ensaio de separação de fase.** 2004.

ABPv - Associação Brasileira de Pavimentação. **Informativo técnico sobre avaliação de resistência à derrapagem através de aparelhagem portátil.** Boletim Técnico, Rio de Janeiro, n. 18. 1999.

ABOJARADEH, M. **Effective fatigue models for arizona asphalt concrete mixtures.** Ph.D. Dissertation, Arizona State University, Tempe, AZ. December, 2003.

ABOJARADEH, M.; WITCZAK, M. W.; MAMLOUK, M. S.; KALOUSH, K. **Validation of initial and failure stiffness definitions in flexure fatigue test for hot mix asphalt.** ASTM, Journal of Testing and Evaluation, v. 35, n. 1, p. 95-102. 2007.

AFNOR - Association Française de Normalisation. **AFNOR NF P 98-250-2: Essais relatifs aux chaussées - préparation des mélanges hydrocarbonés, partie 2: compactage des plaques.** Association Française de Normalisation, AFNOR. 1991.

_____. **AFNOR NF P 98-253-1: Préparation des mélanges hydrocarbonés, partie 1: essai d'orniérage.** Association Française de Normalisation, AFNOR. 1993.

AIREY, G. D.; BROWN, S. F. **Rheological performance of aged polymer modified bitumens proceedings.** Association of Asphalt Paving Technologists, v. 67, p. 66-87. 1998.

ALEXANDRE, M.; DUBBOIS, P. **Polymer layered silicate nanocomposite: preparation, properties and uses of a new class of materials.** Materials Science and Engineering, v. 28, p. 1-63. 2000.

ALI, Bassem. **Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées: application à l'analyse de l'orniérage.** These. Laboratoire de Mécanique de Lille. Ecole Polytechnique Universitaire de Lille. 2006.

ALLAOUI, A.; BAI, S.; CHENG, H. M.; BAI, J. B. **Mechanical and electrical properties of a MWNT/epoxy composite.** Composites Science and Technology, v. 62, p. 1993-1998. 2002.

AMORIM, Rodrigo Garcia. **Estudo da influência de defeitos estruturais nas propriedades de nanotubos de carbono.** Tese (Doutorado). Instituto de Física, Departamento de Física dos Materiais e Mecânica, Universidade de São Paulo, São Paulo. 166 f. 2009.

ANDERSON, T. L. **Fracture mechanics: fundamentals and applications.** CRC, Pr, 2^a Eddition, February. 1995.

ANDERSON, D. A. *et al.* **Evaluation of Fatigue Criteria for Asphalt Binders.** In Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board, TRB, 1766, Paper No. 01-3298. 2001.

ARIOLI, Rafael. **Estudo de processos de síntese de nanocompósitos de argila/poliestireno via polimerização *in situ*.** Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Química, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 132 f. 2009.

ASPHALT INTITUTE. **The asphalt binder hanbook**. Manual Series N°. 26 (MS-26), First Edition. March. 2011.

ASTM - American Society for Testing and Materials. **ASTM C 88: Standard test method for soundness of aggregates by use of sodium sulfate or magnesium sulfate**. USA. 2013.

_____. **ASTM C 127: Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate**. USA. 2012.

_____. **ASTM C 131: Standard test method for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles machine**. USA. 2006.

_____. **ASTM C 1252: Standard test methods for uncompacted void content of fine aggregate (as influenced by particle shape, surface texture and grading)**. USA. 2006.

_____. **ASTM D 5: Standard test method for penetration of bituminous materials**. USA. 2013.

_____. **ASTM D 36: Standard test method for softening point of bitumen (ring-and-ball apparatus)**. USA. 2014.

_____. **ASTM D 2726: Standard test method for bulk specific gravity and density of non-absorptive compacted bituminous mixtures**. USA. 2013.

_____. **ASTM D 2872: Standard test method for effect of heat and air on a moving film of asphalt (rolling thin-film oven test)**. USA. 2012.

_____. **ASTM D 4402: Standard test method for viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscometer**. USA. 2013.

_____. **ASTM D 4791: Standard test method for flat particles, elongated particles, or flat and elongated particles in coarse aggregate**. USA. 2010.

_____. **ASTM D 5821: Standard test method for determining the percentage of fractured particles in coarse aggregate.** USA. 2013.

_____. **ASTM D 6373: Standard specification for performance graded asphalt binder.** USA. 2013.

_____. **ASTM D 6521: Standard practice for accelerated aging of asphalt binder using a pressurized aging vessel (PAV).** USA. 2013.

_____. **ASTM D 6648: Standard test method for determining the flexural creep stiffness of asphalt binder using the bending beam rheometer (BBR).** USA. 2008.

_____. **ASTM D 7175: Standard Test Method for determining the rheological properties of asphalt binder using a dynamic shear rheometer.** USA. 2008.

_____. **ASTM E 965: Standard test method for measuring pavement macrotexture depth using a volumetric technique.** USA. 2006.

BAHIA, H. U. **Characterization of modified asphalt binders in superpave mix design.** NCHRP Report 459. Transportation Research Board, Washington, D.C. 2001.

BAHIA, H. U. *et al.* **The bending beam rheometer: a simple device for measuring low-temperature rheology of asphalt binders.** Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, White Bear Lake, v. 61, p. 117-153. 1992.

BAHIA, H. U.; ANDERSON, D. A. **Strategic highway research program binder rheological parameters: background and comparison with conventional properties.** Transportation Research Record, Washington, n. 1488, p. 32-39. 1995.

BAHIA, H. U.; FAHENN, A. F. **Using the superpave gyratory compactor to estimate rutting resistance of hot-mix asphalt.** Transportation Research Circular EC124, Practical approaches to hot-mix asphalt mix design and production quality control testing, p. 45-61, Washington, D.C., EUA. 2007.

BAHIA, H.; ZHAI, H.; BONNETTI, K.; KOSE, S. **Nonlinear visco-elastic and fatigue properties of asphalt binders**. J. Assoc. Asphalt Paving Tech, v. 68, p. 1-34. 1999.

BANFILL, P. F. G. **Rheological methods for assessing the flow properties of mortar and related materials**. Construction and Building Materials, v. 8, n. 1, p. 43-50. 1994.

BARNES, H. A.; HUTTON, J. F.; WALTERS, K.; **An introduction to Rheology**. Elsevier Science Publishers, Amsterdam. 1989.

BARTH, E. J. **Asphalt science and technology**. Gordon and Breach Science Publishers, New York. 1962.

BASUDEV, P.; BATABYAL, S, K.; PAL, K. J. **Electrical bistability and memory phenomenon in carbon nanotube conjugated polymer matrixes**. Journal Physics Chemical B, v. 110, p. 8274-8277. 2006.

BECHARA, M. F.; FAXINA, A. L.; FABBRI, G. T. P.; SOARES, J. B.; SOARES, S. A. **Avaliação dos efeitos dos envelhecimentos a curto e longo prazos por meio de curvas mestras**. 19º Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, RJ. 2008.

BERGAYA, F.; THENG, B. K. G.; LAGALY, G. **Handbook of clay science**. Elsevier, v. 1. 2006.

BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Petrobras, ABEDA, Rio de Janeiro. 504 f. 2008.

BETIOLI, Andrea Murillo. **Influência dos polímeros MHEC e EVA na hidratação e comportamento reológico de pastas de cimento Portland**. Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação Em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal De Santa Catarina, Florianópolis. 188 f. 2007.

BEYER, G. **Nanocomposites: a new class of flame retardants for polymers**. Plastics Additives & Compounding, v. 4, p. 22-28, 2002.

BIERCUK, M. J.; LLAGUNO, M. C.; RADOSAVLJEVIC, M.; HYUN, J. K.; JOHNSON, A. T.; BILIGIRI, K.; KALOUSH, K.; MAMLOUK, M.; WITCZAK, M. **Rational modeling of tertiary flow for asphalt mixtures.** Journal of the Transportation Research Board, Washington, DC, n. 2001, p 63-72. 2007.

BILLOTTE, C.; CARREAU, P. J.; HEUZEY, M. C. **Rheological characterization of a solder paste for surface mount applications.** Rheologica Acta, v. 45, n. 374. 2006.

BODIN, D. **Modèle d'endommagement cyclique: application à la fatigue des enrobés bitumineux.** Tese (Doutorado). École Doctorale Mécanique Thermique et Génie Civil, et École Central. 2002.

BOKOBZA, L.; RAPOPORT, O. **Reinforcement of natural rubber.** Journal of Applied Polymer Science, v. 85, p.2301-2316. 2002.

BOTELHO, Kilça Tanaka. **Síntese de argilas organofílicas e sua incorporação em polimerização *in situ* para a obtenção de nanocompósitos antichamas de poliestireno.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Química, Departamento de Engenharia Química e Engenharia de Alimentos, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 68 f. 2006.

BOUCARD, S. **Développement de formulations polyoléfines/silicates lamellaires: contrôle de la nanostructuration par la gestion des interactions physico-chimiques et le procédé de mise en oeuvre.** Thèse Doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, p. 304. 2004.

BRINGEL, Raquel Moraes. **Estudo químico e reológico de ligantes asfálticos modificados por polímeros e aditivos.** Dissertação (Mestrado). Pós-Graduação em Química Inorgânica, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 174 f. 2007.

BROSSEAUD, Y.; DELORME, J-L.; HIERNAUX, R. **Use of LPC wheel-tracking rutting tester to select asphalt pavements resistant to rutting.** Transportation Research Record. Pavement Design, Management and Performance, Washington, n. 1384, p. 59-68, 1993.

BRUM, Mariana Coutinho. **Remoção do cromo hexavalente de água por adsorção em argilas modificadas por surfactantes catiônicos.** Tese (Doutorado). Pós-graduação e pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 128 f. 2010.

CALLISTER, W. D. Jr. **Ciência e engenharia de materiais: uma introdução.** LTC, Rio de Janeiro, 705 p. 2008.

CANTALINIA, C. **Carbon nanotubes as new materials for gas sensing applications.** Journal of the European Ceramic Society, v. 24, p. 1405-1408. 2004.

CARASTAN, Danilo Justino. **Obtenção e caracterização reológica de nanocompósitos de polímeros estirênicos.** Tese (Doutorado). Departamento de Engenharia Metalúrgica e Materiais da Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo. 297 f. 2007.

CARPENTER, S. H.; GHUZLAN, A.; SHEN, S. **A fatigue endurance limit for highway and airport pavement.** Transportation Research Record, Transportation Research Board, Washington, DC, n. 1832, p. 131-138. 2003.

CASTRO, Eryza Guimarães de. **Nanopartículas de platina e seus nanocompósitos com nanotubos e outras formas de carbono: preparação, caracterização e propriedades.** Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Química, Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 162 f. 2009.

CASTRO, M.; SANCHEZ, J. A. **Fatigue and healing of asphalt mixtures: discriminate analysis of fatigue curves.** Journal of Transportation Engineering, ASCE, v. 132, n. 2, p. 168-174. 2006.

CAVALCANTI, Leonardo Santana. **Efeito de alguns modificadores de ligante na vida de fadiga e deformação permanente de misturas asfálticas.** Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. p. 196. 2010.

CHABOT, A.; CHUPIN, O.; DELOFFRE, L.; DUHAMEL, D. **Viscoroute 2.0: a tool for the simulation of moving load effects on asphalt pavement.** Road Materials and Pavements Design. 2009.

CHACUR, M.; NASCIMENTO, L. A. H. **Considerações quanto ao uso dos parâmetros superpave de ligantes para previsão do desempenho de misturas asfálticas em termos de deformação permanente e fadiga.** 40ª RAPv - Reunião Anual de Pavimentação. 2010.

CHHABRA, R. P.; RICHARDSON, J. F. **Non-newtonian flow and applied rheology: engineering applications.** Elsevier, 2ª edição, Butterworth-Heinemann, 518 p. 2008.

CHIANGMAI, Chaiwat Na. **Fatigue-fracture relation on asphalt concrete mixtures.** Tese (Doutorado). University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois. 69 f. 2010.

CHO, J. W.; PAUL, D. R. **Nylon 6 nanocomposites by melt compound.** Elsevier, Polymer 42, p. 1083-1094. 2000.

CHRISTENSEN, R. M. **Theory of viscoelasticity: an introduction.** Academic Press, 1ª edição, New York. 1971.

CNT - Confederação Nacional de Transportes. **Relatório Pesquisa CNT de Rodovias 2013.** SEST. SENAT. Brasília. 2013.

COELHO, A. C. V.; SANTOS, P. S.; SANTOS, H. S. **Argilas especiais: o que são, caracterização e propriedades.** Química Nova, v. 30, p. 146-152, 2007.

CORTÉ J. F. *et al.* **Investigation of rutting of asphalt surface layers: Influence of binder an axle loading configuration.** Transportation Research Record, n. 1436. 1994.

DAI, Q; YOU, Z. **Micro-mechanical finite element framework for predicting visco-elastic properties of asphaltic mixtures.** Journal of Materials and Structures, v. 41, n. 6, p. 1025-1037. 2008.

DANIEL, J. S.; KIM, Y. R. **Relationships among rate-dependent stiffnesses of asphalt concrete using laboratory and field test methods.** Transportation Research Record, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, n. 1630, p. 3-9. 1998.

DAVE, E. V. **Asphalt pavement aging and temperature dependent properties using functionally graded viscoelastic model**. Tese (Doutorado). Civil Engineering, University Of Illinois at Urbana-champaign, Illinois. 145 f. 2009.

DEACON, J. A. *et al.* **Influence of binder loss modulus on the fatigue performance of asphalt concrete pavements**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v.66, p.633-685. 1997.

DELGADILLO, R.; BAHIA, H. **Rational fatigue limits for asphalt binders derived from pavement analysis**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v.74, p.97-138. 2005.

DEMARQUETTE, N. R.; CARASTAN, Danilo J.; VALERA, Ticiane S. **Clay-containing styrenic compounds**. In: Sabu Thomas; Gennady Zaikov. (Org.). Recent Advances in Polymer Nanocomposites. Nova Science Publishers, p. 327-378. 2008.

DI BENEDETTO, H. **Nouvelle approche du comportement des enrobés bitumineux: résultats expérimentaux et formulation rhéologique**. Proceeding of the 4th International RILEM Symposium MTBM, Budapest, p. 387-400. 1990.

DIEFENDERFER, Stacey D. **Investigation of fatigue properties of Superpave HMA at the virginia smart road**. Tese (Doutorado). Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia. 154 f. 2009.

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **DNER-ME 035: Agregados: determinação da abrasão Los Angeles**. Método de Ensaio. Rio de Janeiro. 1998.

_____. **DNER-ME 084: Agregado miúdo - Determinação da densidade real**. Método de Ensaio. Rio de Janeiro. 1995.

_____. **DNER-ME 085: Material finamente pulverizado - Determinação da massa específica real**. Método de Ensaio. Rio de Janeiro. 1994.

_____. **DNER-ME 089: Agregados: avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio.** Método de Ensaio. Rio de Janeiro. 1994.

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **DNIT-PRO 008: Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos.** Rio de Janeiro. 2003.

D'ANGELO, J.; DONGRE, R. **Superpave binder specifications and their performance relationship to modified binders.** Proceeding, Canadian Technical Asphalt Association, November. 2002.

DOMEC, V. **Endommagement par fatigue des enrobés bitumineux em condition de trafic simulé et de température.** Tese (Doutorado). Université de Bordeaux I. 2005.

DONGMO-ENGELAND, B-J. **Caracterisation des deformations d'orniérage des chaussées bitumineuses.** Tese (Doutorado). Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. Laboratoire GéoMatériaux du Département Génie Civil et Bâtiment de Ecole Nationale des Travaux Publics de l'État. 264 f. 2005.

DONDRE, R.; D'ANGELO, J. **Evaluation of different parameters for Superpave high temperature binder specification based on rutting performance in the accelerated loading facility at FHWA.** Transportation Research Record, TRB, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C. 2003.

DOURADO, Érico Rodrigues. **Análise de superfícies de ligantes asfálticos convencionais e modificados.** Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Materiais, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 102 f. 2011.

DOZDROV, A. D. **Finite elasticity and viscoelasticity: a course in the nonlinear mechanics of solids.** Word scientific publishing Co. Pte. Ltd, Massachusettes. 1996.

DUARTE, Ricardo Miguel Boaventura. **Aplicação das normas europeias nas misturas betuminosas.** Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto. 75 f. 2010.

EN - European Standard. **EN 12697-24: Bituminous mixtures - test methods for hot mix asphalt, part 24: Resistance to fatigue.** CEN, Brussels. 2004.

_____. **EN 12697-26: Bituminous mixtures - test methods for hot mix asphalt, part 26: Stiffness.** CEN, Brussels. 2004.

_____. **EN 12697-6: Bituminous mixtures - test methods for hot mix asphalt, part 6: Determination of bulk density of bituminous specimen.** CEN, Brussels. 2004.

ESTEVEES, A. C. C.; TIMMONS, A. B.; TRINDADE, T. **Nanocompósitos de matriz polimérica: estratégias de síntese de materiais híbridos.** Química Nova, v. 27, p. 798-806. 2004.

FAXINA, Adalberto Leandro. **Estudo da viabilidade técnica do uso do resíduo do óleo de xisto como óleo extensor em ligantes asfalto-borracha.** Tese (Doutorado). Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos. 308 f. 2006.

FERREIRA, Gilvanete Maria. **Estudo das propriedades reológicas do sistema polpa de cupuaçu-biopolímeros.** Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação em Processos Químicos e Bioquímicos, Departamento de Escola De Química, Universidade Federal Do Rio De Janeiro, Rio de Janeiro. 120 f. 2008.

FERRY, J. D. **Viscoelastic properties of polymers.** Willey & Sons, Inc, New York. 1960.

FINDLEY, W. N.; LAI, J. S.; ONARAN, K. **Creep and relaxation of nonlinear viscoelastic materials.** North-Holland Publishing Company, New York. 1976.

FISCHER, H. **Polymer nanocomposites: from fundamental research to specific applications.** Materials Science and Engineering C, v. 23, p. 763-772. 2003.

FISCHER, J. E. **Carbon nanotube composites for thermal management.** Appl. Phys. Lett., v. 80, p. 2767. 2002.

FISHBINE, G. **The inventor's guide to nanotechnology & micromachines.** John Wiley & Sons, Inc. New York. 2002.

FONTES, Liseane Padilha Thives da Luz. **Optimização do desempenho de misturas betuminosas com betume modificado com borracha para reabilitação de pavimentos.** Tese (Doutorado). Universidade do Minho/Universidade Federal de Santa Catarina. 541 f. 2009.

GAESTEL, C.; SMADJA, R.; LAMMINAN, K. A. **Contribution à la connaissance des propriétés des bitumes routiers.** Bull. Laboratoire des Ponts e Chaussées, v. 466, p. 85-97. 1971.

GALOOYAK, S. Sadeghpour; DABIR, B.; NAZARBEGYI, A. E.; MOEINI, A.; BERAHMAN. B. **The effect of nanoclay on rheological properties and storage stability of SBS-modified bitumen.** Petroleum Science and Technology, Taylor & Francis Group, LLC, v. 29, p. 850–859. 2011.

GAO, G. H.; CAGIN, T.; GODDARD, W. A. **Energetics, structure, mechanical and vibrational properties of single-walled carbon nanotubes.** Nanotechnology, v. 9, n. 3, p. 184-191. 1998.

GEIM, A. K.; NOVOSELOV, K. S. **The rise of graphene.** Nat. Mater., v. 6, p.183-191. 2007.

GHUZZLAN, K. **Fatigue damage analysis in asphalt concrete mixtures based upon dissipated energy concepts.** Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL. 2001.

GHUZZLAN, K.; CARPENTER, S. H. **An energy-derived/damage-based failure criteria for fatigue testing.** Transportation Research Record (TRR), No. 1723, p. 131-141. 2000.

GOH, Shu Wei; AKIN, Michelle; YOU, Zhanping; SHI, Xianming. **Effect of deicing solutions on the tensile strength of micro or nano-modified asphalt mixture.** Construction and Building Materials, Elsevier, v. 25, p. 195-200. 2011.

GOLESTANI, Behnam; NEJAD, Fereidoon Moghadas; GALOOYAK, Saeed Sadeghpour. **Performance evaluation of linear and nonlinear**

nanocomposite modified asphalts. Construction and Building Materials, Elsevier, v. 35, p. 197–203. 2012.

GOMES, Cynthia Morais. **Avaliação do comportamento reológico de suspensões cerâmicas triaxiais utilizando abordagem do delineamento de misturas.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação Em Ciência e Engenharia de Materiais, Departamento de Engenharia de Materiais, Universidade Federal De Santa Catarina, Florianópolis. 108 f. 2004.

GOOD, R. J.; VAN OSS, C. J. **The modern theory of contact angles and the hydrogen bond components of surface energies.** Modern Approaches to Wettability (M. E. Schrader and G. Loeb, eds.), Plenum Press, New York. 1991.

GOUVEIA, Lilian Taís de. **Contribuição ao estudo da influência de propriedades de agregados no comportamento de misturas asfálticas densas.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Transportes, Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo. 309 f. 2006.

GREENSHIELDS, Márcia de Windson Costa Caetano. **Sensores químicos baseados em compósitos de nanotubos de carbono.** Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação em Física, Setor de Ciências Exatas, Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 124 f. 2011.

GRIM, R. E. **Clay mineralogy.** 2^a ed., Mc Graw Hill, New York. 1968.

GUIMARÃES, Ângela de Mello Ferreira. **Materiais híbridos nanoestruturados sintetizados a partir da funcionalização de esmectitas para imobilização de espécies inorgânicas.** Tese (Doutorado). Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica e de Minas, Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 149 f. 2007.

HADIJEV, V. G.; ILIEV, M. N.; AREPALI, S.; NIKOLAEV, P.; FILES, B. S. **Raman scattering test of single-wall carbon nanotube composites.** Appl. Phys. Lett., v. 78, p. 3193. 2001.

HAPUARACHCHI, Tharindu Dhanushka. **Development and characterisation of flame retardant nanoparticulate bio-based**

polymer composites. Tese (Doutorado). School of Engineering and Materials Science, Queen Mary University of London, London. 198 f. 2010.

HARVEY, J. T.; TSAI, B. **Effects of asphalt content and air void content on mix fatigue and stiffness.** Transportation Research Record, Transportation Research Board, Washington, DC, n. 1543, p. 38-45. 1996.

HAN, Z.; FINA, A. **Thermal conductivity of carbon nanotubes and their polymer nanocomposites: a review.** Prog. Polym., 2010.

HECK, J-V. **Modélisation des déformations réversibles et permanentes des enrobés bitumineux - application a l'ornière des chaussées.** Tese (Doutorado). Université de Nantes. 2001.

HENIA, Mehdi Ould. **Modélisation et prédiction du comportement rhéologique des mélanges bitume caoutchouc.** Tese (Doutorado). Faculté Environnement Naturel, Architectural Et Construit. Section de Génie Civil, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 177 f. 2005.

HERRINGTON, P.; BALL, G. **Temperature dependence of asphalt oxidation mechanism.** Fuel, v. 75, n. 9. 1996.

HERTZBERG, R. W. **Deformation and fracture mechanics of engineering materials.** John Wiley & Sons, 4ª edição, New York. 1996.

HINTZ, C. **Understanding mechanics leading to asphalt binder Fatigue.** Dissertation. University of Wisconsin-Madison. 2012.

HOU, Tian. **Fatigue performance prediction of North Carolina mixtures using simplified viscoelastic continuum damage model.** Tese (Doutorado). Graduate Faculty of North Carolina State University, Civil Engineering, Raleigh, North Carolina. 117 f. 2009.

HUNTER, R. N. **Asphalt in road construction.** Lanham, Maryland, Thomas Telford. 2000.

HUURMAN, M.; MO, L.; WOLDEKIDAN, M. **Mechanistic design of silent asphalt mixtures.** International Journal of Pavement Research and Technology, v. 3, n. 2, p. 56-64. 2010.

IJIMA, S. B. C.; MAITI, A.; BERNHOLC, J. **Structural flexibility of carbon nanotubes.** Chem. Phys., v. 104. 1995.

IRWIN, L. H.; GALLAWAY, B. M. **Influence of laboratory test method on fatigue test results for asphaltic concrete.** ASTM Special Technical Publication 561, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, p. 12-46. 1974.

JACOBS, M. M. J.; HOPMAN, P. C.; MOLENAAR, A. A. A. **Application of fracture mechanics principles to analyze in asphalt concrete.** Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), v. 65, p. 1-39. 1996.

JAHROMI, Saeed Ghaffarpour; AHMADI, Nabi Allah. **Engineering properties of nanoclay modified asphalt concrete mixtures.** International Journal of Earth Sciences and Engineering, v. 4, n. 06 SPL, p. 941-944. 2011.

JAHROMI, Saeed Ghaffarpour; KHODAI, Ali. **Effects of nanoclay on rheological properties of bitumen binder.** Construction and Building Materials, Elsevier, v. 23, p. 2894–2904. 2009.

JOHNSON, C. M. **Estimating asphalt binder fatigue resistance using an accelerated test method.** Tese (Doutorado), University of Wisconsin, Madison, WI. 2010.

JOHNSON, C. M.; BAHIA H. U.; WEN, H. **Evaluation of strain-controlled asphalt binder fatigue testing in the dynamic shear rheometer.** 4th International SIIV Congress - Palermo, Italy, 12-14 September, 2007.

JOLIET, Y.; MALLOT, M. **Precautions when interpreting rutting results from the LCPC traffic simulator.** 2° Eurasphalt & Eurobitume Congress Barcelona, 2000.

JUNG, Sung Hoon. **The effects of asphalt binder oxidation on hot mix asphalt concrete mixture rheology and fatigue performance.** Tese

(Doutorado). Office of Graduate Studies of Texas A&M University, Texas. 172 f. 2006.

JÚNIOR, Sebastião V. Canevarolo. **Ciência dos polímeros: um texto básico para tecnólogos e engenheiros**. Artliber Editora, 2ª edição, São Paulo, 277 p. 2006.

JUNIOR. João Gargalaka. **Preparação, caracterização e propriedades de nanocompósitos de poliamida 6 e argilas organofílicas**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Química. Instituto de Química da Universidade de São Paulo, São Paulo. 111 f. 2010.

KAWANO, Y.; NETO, R. B.; MATOS, J. R.; MACHADO, L. B. **Espectroscopia vibracional de absorção n infravermelho. Raios X. Análise Térmica - Termogravimetria**. In: CANEVAROLO Jr., S. V. Técnicas de Caracterização de Polímeros, Ed. Artliber Ltda., São Carlos, p. 17-41. 2009.

KHALID, H. A. **Comparison between bending and diametral fatigue tests for bituminous materials**. Materials & Structures, v. 33, n. 231, p. 457-465. 2000.

KHAN, Kamran Muzaffar. **Impact of Superpave mix design method on rutting behaviour of flexible pavements**. Tese (Doutorado). Department of Civil Engineering, Faculty of Civil & Environmental Engineering, University of Engineering and Technology, Taxila. 194 f. 2008.

KHATRI, A. *et al.* **Mixing and compaction temperatures for modified binders using the superpave gyratory compactor**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, White Bear Lake, v. 70, p. 312-356. 2001.

KHATTAK, M. J.; BALADI, G. Y.; DRZAL, L. T. **Low temperature binder-aggregate adhesion and mechanistic characteristics of polymer modified asphalt mixtures**. Journal Mater. Civ. Eng., v. 19(5), p. 411-22. 2007.

KHEDAYWI, T. S.; WHITE, T. D. **Effect of segregation on fatigue performance of asphalt paving mixtures**. Transportation Research

Record, Transportation Research Board, Washington, DC, n. 1543, p. 63-70. 1996.

KICKELBICK, G. Concepts for the incorporation of inorganic building blocks into organic polymers on a nanoscale. Progress in Polymer Science, v. 28, p. 83-114. 2003.

KIM, Y. R. Modeling of asphalt concrete. American Society of Civil Engineers, McGraw-Hill Construction, 1^a Ed. 2009.

KIM, Y. R.; N. KIM; KHOSLA N. P. Effects of aggregate type and gradation on fatigue and permanent deformation of asphalt concrete. ASTM Special Technical Publication, Philadelphia, PA, n. 1147, p. 310-328. 1992.

KIM, Y.; KIM, Y. R. In-situ evaluation of fatigue damage growth and healing of asphalt concrete pavements using stress wave method. Transportation Research Record 1568, National Research Council, Washington, DC, p. 106-113. 1997.

KOSMIDOU, T. V.; VATALIS, A. S.; DELIDES, C. G. Structural, mechanical and electrical characterization of epoxy amine/carbon black nanocomposites. Express Polymer Letters, v. 2, p. 364-372. 2008.

KOZAK, M.; DOMKA, L. Adsorption of the quaternary ammonium salts on montmorillonite. Journal of Physics and Chemistry of Solids, v. 65, p. 441-445. 2004.

LAKES, Roderic. Viscoelastic materials. Cambridge University Press. 461 p. 2009.

LEITE, L. F. M. Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímeros. Tese (Doutorado). Instituto de Macromoléculas Professora Eloísa Mano, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 266 f. 1999.

LEITE, L. F. M.; TONIAL, I. A. Qualidade dos cimentos asfálticos brasileiros segundo as especificações SHRP. In: Anais do 12^o Encontro de Asfalto. Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1994.

LEITE, L. F. M.; GUERRA, Guilherme; MARTINS, Adriana; CRAVO, Margareth. **Efeito de nanomodificadores no envelhecimento e susceptibilidade térmica de cimentos asfálticos.** In: Anais do 42^a Reunião Anual de Pavimentação. Fortaleza, CE, Brasil. 2012.

LESUEUR, D. **The colloidal structure of bitumen: consequences on the rheology and on the mechanisms of bitumen modification.** Advances in Colloid and Interface Science, v. 145, p. 42-82. 2009.

LIANG, R. Y.; ZHOU, J. **Prediction of fatigue life of asphalt concrete beams.** International Journal of Fatigue, v. 19 (2), p. 117-124. 1997.

LIU, L. Q.; WAGNER, H. D. **Rubbery and glassy epoxy resins reinforced with carbon nanotubes.** Composite Science Technology, v. 65. 2005.

LORDI, V.; YAO, N. RADIAL. **Compressor and controlled cutting of carbon nanotubes.** Journal of Chemical Physics, v. 109, p. 2509-2512. 1998.

LU, X.; ISACSSON, U.; EKBLAD, J. **Rheological properties of SEBS, EVA and EBA polymer modified bitumens.** Materials and Structures, v. 32, p. 131-139. 1999.

LYTTON, R. L. **Characterizing asphalt pavements for performance.** Transportation Research Record, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, DC, n. 1723, p. 5-16. 2000.

MA, P. C.; KIM, J. K.; TANG, B. Z. **Effects of silane functionalization on the properties of carbon nanotubes/epoxy nanocomposites.** Composite Science Technology, v. 67, p. 2965-2972. 2007.

MA, P. C.; LIU, M. Y.; KIM, J. K.; TANG, B. Z. **Development of electrically conducting nanocomposites by employing hybrid fillers of carbon nanotubes and carbon black.** Applied Materials Interfaces, v. 1, p.1090-1096. 2009.

MACHADO, J. C. V. **Reologia e escoamento de fluidos: ênfase na indústria do petróleo.** Interciência, Rio de Janeiro. 2002.

MACOSKO, C. W. **Rheology: principles, measurements and applications.** VCH Publishers, New York. 1993.

MAGALHÃES, Sidlei Teixeira. **Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho.** Tese (Doutorado). Pós-graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 188 f. 2004.

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. **Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures.** Wisconsin Highway Research Program 0092-01-02, Madison, Wisconsin, EUA. 2004.

MAJIDZADEH, K.; KAUFFMANN, E. M.; RAMSAMOOJ, D. V. **Application of fracture mechanics in the analysis of pavement fatigue.** Journal of Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), p. 227-246. 1971.

MALKIN, Alexander Ya. **Rheology concepts, methods and applications.** Elsevier Science, Toronto, 528 p. 2011.

MARCONDES, Carlos G. N. **Adição de nanotubos de carbono em concretos de cimento Portland – absorção, permeabilidade, penetração de cloretos e propriedades mecânicas.** Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia da Construção Civil. Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 2012.

MARQUES, G. L. O. **Procedimentos de avaliação e caracterização de agregados minerais usados na pavimentação asfáltica.** Seminário de qualificação ao doutoramento, Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2001.

MARTINS, Johnny de Nardi. **Preparação e caracterização de nanocompósitos de poli(fluoreto de vinilideno) com poss e nanotubos de carbono.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Ciência dos Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 72 f. 2010.

MARTINS, Cláudia Rocha *et al.* **Solubilidade das substâncias orgânicas.** Química Nova, v. 36, No 8, p. 1248-1255. 2013.

MATOS, Carolina Ferreira. **Materiais nanocompósitos multifuncionais formados entre nanotubos de carbono e látices poliméricos.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Química, Departamento de Química, Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 110 f. 2011.

MATTHEWS, J. M.; MONISMITH, C. L. **Direct tension and simple stiffness tests. Tools for the fatigue design of asphalt concrete layers.** Transportation Research Record, Transportation Research Board, Washington, DC, n. 1388, p. 182-199. 1993.

McCLEMENTS, D. J. **Food emulsions: principles, practice, and techniques.** CRC Press, Boca Raton, 378 p. 1999.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos.** 1ª ed. Rio de Janeiro: Coppe/UFRJ. 380 f. 1997.

MELO, Valquíria Silva. **Nanotecnologia aplicada ao concreto: efeito da mistura física de nanotubos de carbono em matrizes de cimento Portland.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte. 327 f. 2009.

MERBOUH, M. M'hammed. **Contribution a la modelisation du comportement rheologique des enrobes bitumineux: influence des conditions extrêmes de température et de trafic en fatigue.** Tese (Doutorado). L'Universite Bordeaux-I. 264 f. 2010.

MINHOTO, Manuel Joaquim da Costa. **Consideração da temperatura no comportamento à reflexão de fendas dos reforços de pavimentos rodoviários flexíveis.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia, Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal. 329 f. 2005.

MOHANTY, Maithili. **Performance based characterisation of bituminous binders.** Dissertação (Mestrado). Technology in Civil Engineering, National Institute of Technology, Rourkela. 44 f. 2012.

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

Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo. 259 f. 1998.

MONISMITH, C. L. **Asphalt mixture behavior in repeated flexure.** IER Report TE 66-6, University of California, Berkeley, 1966.

MONISMITH, C. L.; EPPS J. A.; FINN, F. N. **Improved asphalt mix design.** Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 54, p. 347-406. 1985.

MORGADO, A. F. **Caracterização e propriedades tecnológicas de uma argila esmectítica de santa catarina.** Tese (Doutorado). Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo. 1998.

MORILHA JÚNIOR, Armando. **Estudo sobre a ação de modificadores no envelhecimento dos ligantes asfálticos e nas propriedades mecânicas e de fadiga das misturas asfálticas.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 165 f. 2004.

MOSCHEN, Izolda Del Corno. **Sobre as funções mittag-leffler e o modelo fracionário de materiais viscoelásticos.** Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação Em Engenharia Mecânica, Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal De Santa Catarina, Florianópolis. 114 f. 2006.

MOUAZEN, Mouhamad. **Evolution des propriétés rhéologiques des enrobés bitume, vers une loi vieillissement/viscosité.** Tese (Doutorado). Institut Des Sciences Et Technologies, MINES ParisTech, Centre de mise en forme des matériaux, Paris. 196 f. 2011.

MOURA, Edson de. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório.** Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade de São Paulo, São Paulo. 299 f. 2010.

MUNSON, Bruce R.; OKIISHI, Theodore H.; YOUNG, Donald F. **Fundamentos da mecânica dos fluidos.** Edgard Blucher, 4ª edição, 584 p. 2004.

MURGICH, J.; ABANERO, J. A.; STRAUSZ, O. P. **Molecular recognition in aggregates formed by asphaltene and resin molecules from the athabasca oil sand.** Energy Fuels, v. 13, p. 278-286. 1999.

MURRAY, H. H. **Applied clay mineralogy: occurrences, processing and applications of kaolins, bentonites, palygorskitesepiolite, and common clays.** Developments in Clay Science, Elsevier, v. 2. 2007.

MUSKHELISHVILI, N. I. **Some basic problems of the mathematical theory of elasticity.** P. Noordhoff Ltd., Groningen. 1963.

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. Universidade Federal do Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ. p. 204. 2008.

NIELSEN, L. E.; LANDEL R. F. **Mechanical properties of polymers and composites.** Marcel dekker, 2ª edição, New York. 1994.

ODA, Sandra. **Análise da viabilidade técnica da utilização do ligante asfalto-borracha em obras de pavimentação.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 251 f. 2000.

OLARD, François. **Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux à basses températures: relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé.** Tese (Doutorado). Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. Laboratoire GéoMatériaux du Département Génie Civil et Bâtiment de Ecole Nationale des Travaux Publics de l'État. 221 f. 2003.

OLIVEIRA, Bianca Lira de. **Síntese de nanotubos de carbono (NTC) por deposição química de vapor empregando Fe/CaCO₃ e Fe/NTC como catalisador.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Química, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 100 f. 2009.

OLIVEIRA, Camila Fernanda de Paula. **Melhoria da resistência no estado fundido do polipropileno através da adição de nanoargilas.** Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Metalúrgica e Materiais da Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo. 100 f. 2010.

OLIVEIRA, Marcelo Ferreira Leão de. **Tenacificação em nanocompósito de poliamida 6 e argila**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Química, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 103 f. 2010.

OLIVEIRA, Regina Ivone; STUDART, André Rocha; PILEGGI, Rafael Giuliano; PANDOLFELLI, Victor Carlos. **Dispersão e empacotamento de partículas. Princípios e aplicações em processamento cerâmico**. Editora Fazendo Arte Editorial, São Paulo, 195 p. 2000.

OSWALD, T. **A polymer processing fundamentals**. Hanser Publishers, Munic. 1994.

OTTO, Gustavo Garcia. **Misturas asfálticas mornas – verificação da fadiga e do módulo complexo**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 164 f. 2009.

PAIVA, L. B.; MORALES, A. R.; DÍAZ, F. R. V. **Organoclays: properties, preparation and applications**. Applied Clay Science, v. 42, n. 1-2, p. 8-24. 2008.

PAN, B. **Photoinitiated grafting of maleic anhydride onto polypropilene**. Journal of Polymer Science: Part A: Polymer chemistry, v. 42, p. 1953-1962. 2004.

PAPAGIANNAKIS, A.; ABBAS, A.; MASAD, E. **Micromechanical analysis of viscoelastic properties of asphalt concretes**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1789, p. 113-120. 2002.

PAVLIDOUA S.; PAPASPYRIDES, C. D. **Review on polymer-layered silicate nanocomposites**. Progress in Polymer Science, v. 33, p. 1119-1198. 2008.

PELL, P. S. **Fatigue of asphalt pavement mixes**. Proceedings of the Second International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Arbor, MI, p. 577-593. 1967.

PELL, P. S.; COOPER, K. E. **The effect of testing and mix variables on the fatigue performance of bitumenous materials.** Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Baltimore, Phoenix, Arizona, v. 44, p. 1-37. 1975.

PELLINEN, T.; CROCKFORD, B. **Comparison of analysis techniques to obtain modulus and phase angle from sinusoidal test data.** Proceedings in the 6th International RILEM Symposium, April 14–17, Zurich, Switzerland, p. 307-309. 2003.

PERALTA, Elvira Joana Ferreira. **Study of the interaction between bitumen and rubber.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia, Universidade do Minho. 238 f. 2009.

PEREIRA, Eliana Matins. **Estudo do comportamento à expansão de materiais sedimentares da formação Guabirotuba em ensaios com secção controlada.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 227 f. 2004.

PERRET, J. **Déformation des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic.** Tese (Doutorado). École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Lausanne, France. 2003.

PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos.** Tese (Doutorado). COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 1991

PONCHARAL, P.; WANG, Z. L.; UGART, D.; HEER, W. A. DE. **Eletrostatic deflection and eletromechanical resonance of carbon nanotubes.** Science, v. 283, p. 1513-1516. 1999.

PORTELA, Enson de Lima. **Análise viscoelástica de materiais asfálticos considerando os efeitos da temperatura e do dano.** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 100 f. 2011.

PRONK, A. C. **Comparison of 2 and 4 point fatigue tests and healing in 4 point dynamic bending test based on the dissipated energy concept.** Proceedings of the eighth international conference on asphalt pavements, Seattle, Washington, p. 987-994. 1997.

PRONK, A. C. **The Huet-Sayegh model: a simple and excellent rheological model for master curves of asphaltic mixes.** ASCE. Baton Rouge, Louisiana. 2005.

PRONK, A. C.; HOPMAN, P. C. **Energy dissipation: the leading factor of fatigue.** Highway Research: Sharing the Benefits. Proceedings of the Conference the United States Strategic Highway Research Program. London. 1990.

RAITHBY, K. D.; STERLING, A. B. **The effect of rest periods on the fatigue performance of a hot-rolled asphalt under repeated loading.** Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, n. 39, p. 134-152. 1970.

RAY, M. O. Suprakas Sinha. **Polymer/layered silicate nanocomposites: a review from preparation to processing.** Progress in Polymer Science, v. 28: p. 1539-1641. 2003.

RAY, S. S. **Rheology of polymer/layered silicate nanocomposites.** Journal of Industrial and Engineering Chemistry, v. 12, p. 811-842. 2006.

READ, J.; WHITEOAK, C. D. **The shell bitumen handbook.** Fifth edition, Shell Bitumen UK, Thomas Telford Publishing, London. 2003.

RITCHARD, Philip J.; MCDONALD, Alan T.; FOX, Robert W. **Introdução à mecânica dos fluidos.** LTC, 7ª edição, 712 p. 2010.

RIVIÈRE, Nicole. **Comportement en fatigue des enrobés bitumineux,** Tese (Doutorado), Université de Bordeaux I, Bordeaux. 1996.

ROBERTS, F. L. *et al.* **Hot mix asphalt materials, mixture design and construction.** NAPA Research and Education Foundation, NCAT, 1ª ed. Lanham, Maryland, USA. 1991.

ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E.; RAY, D.; KENNEDY, T. W. **Hot mix asphalt materials, mixture design and construction.** NAPA Research and Education Foundation, NCAT, 2ª ed. Lanham, Maryland, USA. 1996.

ROCHE, C. De La. **Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux**. Tese (Doutorado). École Central de Paris, Paris. 1996.

ROWE, G. M. **Performance of asphalt mixtures in the trapezoidal fatigue test**. Association of Asphalt Paving Technologists, v. 62, p. 344-384. 1993.

SANTAGATA, Ezio; BAGLIERI, Orazio; TSANTILIS, Lucia; DALMAZZO, Davide. **Rheological characterization of bituminous binders modified with carbon nanotubes**. Procedia - Social and Behavioral Sciences, Elsevier, v. 53, p. 546-555. 2012.

SANTOS, João Paulo Lima. **Análise de modelos reológicos viscoelásticos através de formulações mista em elementos finitos**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal Do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 123 f. 2008.

SANTOS, P. S. **Tecnologia de argilas**. Editora Edgar Blücher Ltda., v. 2, 2ª ed., São Paulo, p. 408-853. 1992.

SCHAPERLY, R. A. **Correspondence principles and a generalized J integral for large deformation and fracture analysis of viscoelastic media**. International Journal of Fracture, v. 25, p. 195-223. 1984.

SCHAPERLY, R. A. **A theory of mechanical behavior of elastic media with growing damage and other changes in structure**. J. Mech. Phys. Solids, v. 38, p. 215-253. 1990.

SCHARAMM, G. A. **A practical approach to rheology and rheometry**. 2ª edição, Karlsruhe, Germany. 2000.

SHEN, Shihui; CARPENTER, Samuel H. **Dissipated energy concepts for HMA performance: fatigue and healing**. Department of Civil and Environmental Engineering. University of Illinois. USA. March. 2007.

SHEN, S.; CARPENTER, S. H. **Application of dissipated energy concept in fatigue endurance limit testing**. Journal of Transportation Research Record: Transportation Research Board, No. 1929, p. 165-173. 2005.

SHENOY, A. Fatigue testing and evaluation of asphalt binders using the dynamic shear rheometer. Journal of Testing and Evaluation, v. 30, No. 4, p. 303-312. 2002.

SHI, H.; LAN, T.; PINNAVAIA, T. J. Interfacial effects on the reinforcement of properties polymer - organoclay nanocomposites. Chemistry of Materials, v. 8, p. 1584-1587. 1996.

SHRP, A-404. Fatigue response of asphalt-aggregate mixes. Strategic Highway Research Program, National Research Council. 1994.

SILVA, Hugo Manuel Ribeiro Dias da. Caracterização do mastique betuminoso e da ligação agregado mastique. Contribuição para o estudo do comportamento das misturas betuminosas. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia, Universidade do Minho. 366 f. 2005.

SILVA, Leticia Socal da. Contribuição ao estudo do envelhecimento de ligantes asfálticos. Influência da adição de polímeros e comportamento frente a radiação UV. Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e Materiais, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 155 f. 2005.

SILVA, Paulo Sérgio C. P. Comportamento mecânico e fratura de componentes e estruturas metálicas. Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 1999.

SOULIMAN, Mena. Integrated predictive model for healing and fatigue endurance limit for asphalt concrete. Tese (Doutorado). Arizona State University. 235 f. 2012.

SOUSA, J. B.; PAIS, J. C.; PRATES, M.; BARROS, R.; LANGLIOS, P.; LECLERC, A. M. Effect of aggregate gradation on fatigue life of asphalt concrete mixes. Transportation Research Record, Washington, DC, n. 1630. 1998.

SOUZA, Michelle Andrade. Obtenção de nanocompósitos de poliamida 6 / argila nacional com diferentes agentes compatibilizantes. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Ciência e Engenharia dos Materiais, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos. 111 f. 2006.

STAKSTON, A. D. **The effect of fine aggregate angularity, asphalt content and performance graded asphalts on hot-mix asphalt performance in a laboratory study.** Dissertação. University of Wisconsin, Madison, Wisconsin, EUA. 2002.

STEFFE, J. F. **Rheological methods in food process engineering.** Freeman Press, 2ª edição, East Lansing, Michigan State, USA. 418 p. 1996.

STUART, K.; MOGAWER, W.; ROMERO, P. **Validation of asphalt binder and mixture test that measured rutting susceptibility using the accelerated loading facility.** Interim Report October 1993 – October 1999. Turner Fairbank Highway Research Center, Office of Infrastructure R&D, Federal Highway Administration. 1999.

TAYEBALI, A. A.; ROWE, G. M.; SOUSA, J. B. **Fatigue response of asphalt aggregate mixtures.** Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 62, p.385-421. 1992.

THIESEN, Klaus Machado. **Estudo de parâmetros constitutivos extraídos de dados experimentais no comportamento de misturas asfálticas.** Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação Em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal Do Rio Grande Do Sul, Porto Alegre. 285 f. 2011.

THOSTENSON, E. T.; RENB, Z.; CHOUA, T. W.; **Advances in the science and technology of carbon nanotubes and their composites: a review.** Composites Science and Technology, v. 61, p. 1899-1912. 2001.

TJONG, S. C. **Structural and mechanical properties of polymer nanocomposites.** Materials Science and Engineering, v. 53, p. 73-197. 2006.

TONIAL, I. A. **Influência do envelhecimento do revestimento asfáltico na vida de fadiga de pavimentos.** Dissertação (Mestrado), COPPE/UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 244 f. 2001.

TRIGUEIRO, J. P. C. et al. **Purity evaluation of carbon nanotube materials by thermogravimetric, TEM, and SEM methods.** Journal of Nanoscience and Nanotechnology, v. 7, p. 3477. 2007.

TSAI, B. W.; MONISMITH, C. **Influence of asphalt binder properties on the fatigue performance of asphalt concrete pavements.** Asphalt Paving Technology: Association of Asphalt Paving Technologists-Proceedings of the Technical Sessions, v. 74, p. 733-789. 2005.

TSCHIPTSCHIN, A. P. *et al.* **Textura e relações de orientação: deformação plástica, recristalização, crescimento de grão.** IPEN/CNEN-SP, 3ª edição, São Paulo. 2003.

TUTUMLUER, E.; SEYHAN, U. **Characterization of cross-anisotropic aggregate base behavior from stress path tests.** Proceedings, 15th ASCE Engineering Mechanics Division Conference, Columbia University, New York. 2002.

U.S DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Superpave fundamentals: reference manual.** Federal Highway Administration, National Highway Institute. 2010.

VAIA, R. A.; TEUKOLSKY, R. K.; GIANNELIS, E. P. **Interlayer structure and molecular environment of alkylammonium layered silicates.** Chemistry of Materials, v. 6, p. 1017-1022. 1994.

VAIRAVAPANDIAN, D. *et al.* **Preparation and modification of carbon nanotubes: Review of recent advances and applications incatalysis and sensing.** Analytica Chemical Acta, v. 626, p.119-129. 2008.

VALENZUELA DÍAZ, F. R. **Obtenção de argilas organofílicas partindo-se de argila esmectita e sal quartenário de amônio.** In: Congresso Brasileiro de Cerâmica. Anais do 43º Congresso Brasileiro de Cerâmica, Florianópolis, Santa Catarina. v. 43, p. 43201-43213. 1999.

VAN DIJK, W. **Practical fatigue characterization of bituminous mixes.** Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 44, p. 38. 1975.

VAN DIJK, W.; VISSER, W. **The energy approach to fatigue for pavement design.** Proceedings Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists. 1977.

VERSTRAETEN, J. **Bituminous materials with a high resistance to flow rutting**. Belgium: Piarc Technical Committee on Flexible Roads. 1994.

WAGENER, R.; REISINGER, T. J. G. **A rheological method to compare the degree of exfoliation of nanocomposites**. *Polymer*, v. 44, p. 7513-7518. 2003.

WALTERS, D. A.; ERICSON, L. M.; CASAVANT, M. J.; LIU, J.; COLBERT, D. T.; SMITH, K. A.; SMALLEY, R. E. **Elastic strain of freely suspended single wall carbon nanotube rope**. *Applied Physics Letter*, v. 74, p. 3803-3805. 1999.

WARD, I. M.; HADLEY, D. W. **Mechanical properties of solid polymers**. John Wiley & Sons Ltd, England. 1993.

WASILKOSKI, Cleuza Maria. **Comportamento mecânico dos materiais poliméricos**. Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação em Engenharia e Ciência Dos Materiais, Departamento de Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba. 68 f. 2006.

WEN, H; BAHIA, H. **Characterizing fatigue of asphalt binders with viscoelastic continuum damage mechanics**. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2126(-1), p. 55–62. 2009.

WOLDEKIDAN, M. F. **Response modelling of bitumen, bituminous mastic and mortar**. Dissertação (Mestrado). Section of Road and Railway Engineering, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, The Netherlands. 260 f. 2011.

YAO, Hui; LI, Liang; XIE, Hua; DAN, Han-Cheng; YANG, Xiao-Li. **Microstructure and performance analysis of nanomaterials modified asphalt**. *Geotechnical Special Publication, ASCE*, n. 223, p. 220–228. 2011.

YAO, Hui; LI, Liang; YOU, Zhanping; SHI, Xianming; GOH, Shu Wei; MILLS-BEALE, Julian; WINGARD, David. **Performance of asphalt binder blended with non-modified and polymer-modified nanoclay**. *Construction and Building Materials, Elsevier*, v. 35, p. 159–170. 2012.

YEN, T. F.; EDERMAN, J. G.; POLLACK, S. S. **Investigation of the structure of petroleum asphaltenes by X-ray diffraction.** Analytical Chemistry, v. 33, p.1587-1594. 1961.

YOU, Zhanping *et al.* **Nanoclay-modified asphalt materials preparation preparation and characterization.** Construction and Building Materials, Elsevier, v. 25, p. 1072-1078. 2011.

YU, Jian-Ying; FENG, Peng-Cheng; ZHANG, Heng-Long; WU, Shao-Peng. **Effect of organo-montmorillonite on aging properties of asphalt.** Construction and Building Materials, Elsevier, v. 23, p. 2636-2640. 2009.

YU, M. F.; LOURIE, O.; DYER, M. J.; MOLONI, K.; KELLY, T. F.; RUOFF, R. S. **Strength and breaking mechanism of multiwalled carbon nanotube under tensile load.** Science, v. 287, p. 637-640. 2000.

ZARE-SHAHABADI, Abolfazl; SHOKUHFAR, Ali; EBRAHIMI-NEJAD, Salman. **Preparation and rheological characterization of asphalt binders reinforced with layered silicate nanoparticles.** Construction and Building Materials, Elsevier, v. 24, p. 1239-1244. 2010.

ZARBIN, A. J. G.; OLIVEIRA, M. M. **Nanoestruturas de carbono (nanotubos, grafeno): quo vadis?** Química Nova, v. 36, No 10, p. 1533-1539. 2013.

ZEGARRA, Jorge Rodolfo Escalante. **Avaliação de misturas produzidas com ligantes asfálticos peruanos convencional PEN 60/70 e modificados por polímero SBS tipo I 60/60 e PG 76-22.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 234 f. 2007.

ZEIADA, Waleed. **Endurance limit for HMA based on healing phenomenon using viscoelastic continuum damage analysis.** Tese (Doutorado). Arizona State University. 439 f. 2012.

ZHANG, W.; CHEN, D.; ZHAO, Q.; FANG, Y. **Effects of different kinds of clay and different vinyl acetate content on the morphology and properties of EVA/clay nanocomposites.** Polymer, v. 44, p. 7953-7961. 2003.

APÊNDICE

APÊNDICE A – Resultados do Cisalhamento Dinâmico nas Altas Temperaturas do Ligante Asfáltico 50-70 e dos Nanocompósitos (Amostras Virgens e Envelhecidas no RTFOT)

Apêndice A.1 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-1% (amostra virgem - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,90E-02	85,92	450,8	6320	6336,1	6,35	6,35
	1,90E-02	85,95	446,5	6305	6320,8	6,34	
	1,89E-02	85,92	451,2	6330	6346,1	6,36	
	1,90E-02	85,86	457,5	6320	6336,5	6,35	
	1,90E-02	85,76	467,0	6305	6322,3	6,34	
58	4,60E-02	86,93	140	2605	2608,7	2,61	2,60
	4,62E-02	87,04	134	2595	2598,5	2,60	
	4,63E-02	87,02	135	2589	2592,5	2,60	
	4,62E-02	87,00	136	2598	2601,6	2,61	
	4,62E-02	87,06	134	2596	2599,4	2,60	
64	1,06E-01	87,96	40	1128	1128,7	1,13	1,13
	1,06E-01	87,97	40	1126	1126,7	1,13	
	1,06E-01	87,96	40	1126	1126,7	1,13	
	1,07E-01	87,98	40	1121	1121,7	1,12	
	1,07E-01	88,01	39	1120	1120,7	1,12	
70	2,27E-01	88,68	12	523	522,6	0,52	0,52
	2,26E-01	88,68	12	524	524,1	0,52	
	2,26E-01	88,66	12	524	524,1	0,52	
	2,26E-01	88,65	12	524	524,3	0,52	
	2,26E-01	88,65	12	525	524,7	0,52	
76	4,36E-01	89,08	4	259	259,4	0,26	0,26
	4,34E-01	89,17	4	261	260,6	0,26	
	4,34E-01	89,17	4	261	260,5	0,26	
	4,34E-01	89,03	4	260	260,3	0,26	
	4,35E-01	88,92	5	260	259,9	0,26	

Apêndice A.2 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-1% (amostra virgem - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,88E-02	85,95	452	6383	6399,0	6,42	6,41
	1,88E-02	85,94	452	6371	6387,0	6,40	
	1,88E-02	85,97	448	6369	6384,8	6,40	
	1,87E-02	86,00	447	6399	6414,6	6,43	
	1,88E-02	85,98	448	6377	6392,7	6,41	
58	4,56E-02	87,10	133	2631	2634,4	2,64	2,64
	4,55E-02	87,11	133	2638	2641,4	2,64	
	4,56E-02	87,12	132	2628	2631,3	2,63	
	4,56E-02	87,10	133	2630	2633,4	2,64	
	4,57E-02	87,12	132	2625	2628,3	2,63	
64	1,05E-01	88,04	39	1146	1146,7	1,15	1,14
	1,05E-01	88,06	39	1143	1143,7	1,14	
	1,05E-01	88,05	39	1142	1142,7	1,14	
	1,05E-01	88,04	39	1142	1142,7	1,14	
	1,05E-01	88,04	39	1144	1144,7	1,15	
70	2,23E-01	88,72	12	532	532,1	0,53	0,53
	2,23E-01	88,71	12	532	531,9	0,53	
	2,22E-01	88,71	12	533	533,0	0,53	
	2,22E-01	88,72	12	533	533,1	0,53	
	2,22E-01	88,70	12	533	533,1	0,53	
76	4,29E-01	89,07	4	264	263,9	0,26	0,26
	4,28E-01	89,06	4	265	264,7	0,26	
	4,29E-01	89,05	4	264	263,9	0,26	
	4,28E-01	89,02	5	265	264,7	0,26	
	4,29E-01	89,03	4	264	263,8	0,26	

Apêndice A.3 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-2% (amostra virgem - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	9,62E-03	82,82	1561	12390	12487,9	12,59	12,67
	9,56E-03	82,83	1569	12470	12568,3	12,67	
	9,49E-03	82,83	1579	12560	12658,9	12,76	
	9,52E-03	82,83	1574	12520	12618,6	12,72	
	9,61E-03	82,82	1562	12400	12498,0	12,60	
58	2,37E-02	84,69	470	5053	5074,8	5,10	5,10
	2,37E-02	84,70	469	5060	5081,7	5,10	
	2,37E-02	84,69	469	5054	5075,8	5,10	
	2,37E-02	84,69	470	5058	5079,8	5,10	
	2,38E-02	84,70	467	5036	5057,6	5,08	
64	5,58E-02	86,23	142	2151	2155,7	2,16	2,16
	5,57E-02	86,22	142	2153	2157,7	2,16	
	5,57E-02	86,22	142	2153	2157,7	2,16	
	5,58E-02	86,24	141	2151	2155,6	2,16	
	5,59E-02	86,24	141	2145	2149,6	2,15	
70	1,24E-01	87,45	43	966	966,5	0,97	0,97
	1,24E-01	87,45	43	963	963,7	0,96	
	1,24E-01	87,45	43	963	963,7	0,96	
	1,24E-01	87,45	43	962	963,2	0,96	
	1,24E-01	87,45	43	963	963,9	0,96	
76	2,59E-01	88,36	13	455	455,6	0,46	0,46
	2,59E-01	88,35	13	455	455,6	0,46	
	2,59E-01	88,35	13	455	455,0	0,46	
	2,60E-01	88,33	13	455	454,7	0,45	
	2,59E-01	88,25	14	455	455,2	0,46	

Apêndice A.4 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-2% (amostra virgem - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	9,64E-03	82,92	1535	12370	12464,9	12,56	12,56
	9,70E-03	82,92	1526	12290	12384,4	12,48	
	9,65E-03	82,95	1529	12360	12454,2	12,55	
	9,59E-03	82,95	1537	12430	12524,7	12,62	
	9,60E-03	82,95	1536	12420	12514,6	12,61	
58	2,37E-02	84,71	468	5051	5072,6	5,09	5,09
	2,37E-02	84,70	468	5045	5066,7	5,09	
	2,38E-02	84,74	464	5037	5058,3	5,08	
	2,37E-02	84,76	463	5050	5071,2	5,09	
	2,37E-02	84,73	465	5049	5070,4	5,09	
64	5,60E-02	86,18	143	2141	2145,8	2,15	2,15
	5,60E-02	86,21	142	2141	2145,7	2,15	
	5,60E-02	86,24	141	2141	2145,6	2,15	
	5,62E-02	86,23	141	2135	2139,6	2,14	
	5,62E-02	86,23	141	2134	2138,6	2,14	
70	1,25E-01	87,49	42	959	959,8	0,96	0,96
	1,25E-01	87,49	42	961	961,8	0,96	
	1,25E-01	87,48	42	957	958,0	0,96	
	1,25E-01	87,49	42	959	960,0	0,96	
	1,25E-01	87,50	42	957	958,2	0,96	
76	2,61E-01	88,45	12	452	452,6	0,45	0,45
	2,60E-01	88,35	13	454	454,5	0,45	
	2,60E-01	88,33	13	453	453,5	0,45	
	2,61E-01	88,46	12	453	452,7	0,45	
	2,61E-01	88,45	12	452	452,6	0,45	

Apêndice A.5 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-3% (amostra virgem - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,37E-02	84,65	820	8757	8795,3	8,83	8,78
	1,38E-02	84,65	809	8642	8679,8	8,72	
	1,36E-02	84,71	813	8776	8813,6	8,85	
	1,37E-02	84,66	815	8715	8753,0	8,79	
	1,38E-02	84,64	811	8647	8684,9	8,72	
58	3,31E-02	85,86	262	3619	3628,5	3,64	3,63
	3,32E-02	85,90	259	3609	3618,3	3,63	
	3,32E-02	85,93	257	3614	3623,1	3,63	
	3,31E-02	85,93	258	3622	3631,2	3,64	
	3,32E-02	85,93	257	3613	3622,1	3,63	
64	7,66E-02	87,08	80	1566	1568,0	1,57	1,57
	7,69E-02	87,09	79	1560	1562,0	1,56	
	7,67E-02	87,09	80	1564	1566,0	1,57	
	7,69E-02	87,10	79	1560	1562,0	1,56	
	7,70E-02	87,10	79	1558	1560,0	1,56	
70	1,67E-01	88,02	25	717	717,0	0,72	0,72
	1,66E-01	88,02	25	718	718,8	0,72	
	1,66E-01	88,00	25	718	718,0	0,72	
	1,67E-01	88,01	25	716	716,1	0,72	
	1,67E-01	88,01	25	715	715,6	0,72	
76	3,32E-01	88,59	9	350	350,2	0,35	0,35
	3,32E-01	88,58	9	351	351,0	0,35	
	3,32E-01	88,58	9	351	351,1	0,35	
	3,32E-01	88,50	9	350	350,2	0,35	
	3,33E-01	88,48	9	350	350,0	0,35	

Apêndice A.6 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-3% (amostra virgem - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,39E-02	84,76	789,5	8611	8647,1	8,68	8,73
	1,37E-02	84,87	782,3	8710	8745,1	8,78	
	1,38E-02	84,80	788,6	8670	8705,8	8,74	
	1,39E-02	84,82	781,1	8617	8652,3	8,69	
	1,38E-02	84,82	788,3	8699	8734,6	8,77	
58	3,34E-02	86,11	244	3589	3597,3	3,61	3,61
	3,34E-02	86,09	246	3592	3600,4	3,61	
	3,34E-02	86,06	247	3584	3592,5	3,60	
	3,34E-02	86,09	245	3589	3597,4	3,61	
	3,34E-02	86,09	246	3593	3601,4	3,61	
64	7,70E-02	87,26	75	1559	1560,8	1,56	1,56
	7,72E-02	87,28	74	1553	1554,7	1,56	
	7,73E-02	87,31	73	1553	1554,7	1,56	
	7,71E-02	87,30	73	1556	1557,7	1,56	
	7,74E-02	87,28	74	1551	1552,7	1,55	
70	1,67E-01	88,13	23	717	716,9	0,72	0,72
	1,66E-01	88,07	24	718	718,6	0,72	
	1,66E-01	88,10	24	717	717,3	0,72	
	1,67E-01	88,10	24	715	715,2	0,72	
	1,67E-01	88,09	24	715	715,8	0,72	
76	3,29E-01	88,66	8	354	354,2	0,35	0,35
	3,29E-01	88,65	8	353	353,3	0,35	
	3,30E-01	88,63	8	353	353,1	0,35	
	3,30E-01	88,64	8	353	353,1	0,35	
	3,29E-01	88,63	8	354	354,0	0,35	

Apêndice A.7 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-1% (amostra virgem - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,88E-02	85,87	459	6356	6372,6	6,39	6,38
	1,88E-02	85,85	461	6358	6374,7	6,39	
	1,88E-02	85,87	459	6358	6374,6	6,39	
	1,89E-02	85,84	462	6341	6357,8	6,37	
	1,89E-02	85,85	460	6344	6360,7	6,38	
58	4,56E-02	87,02	137	2633	2636,6	2,64	2,64
	4,57E-02	86,99	138	2627	2630,6	2,63	
	4,55E-02	87,02	137	2634	2637,6	2,64	
	4,58E-02	87,03	136	2621	2624,5	2,63	
	4,56E-02	87,03	136	2628	2631,5	2,64	
64	1,05E-01	88,02	40	1144	1144,7	1,15	1,14
	1,05E-01	88,02	40	1143	1143,7	1,14	
	1,05E-01	88,03	39	1141	1141,7	1,14	
	1,05E-01	87,99	40	1144	1144,7	1,15	
	1,05E-01	88,05	39	1140	1140,7	1,14	
70	2,24E-01	88,82	11	529	528,7	0,53	0,53
	2,23E-01	88,82	11	530	530,1	0,53	
	2,24E-01	88,80	11	529	529,0	0,53	
	2,24E-01	88,81	11	529	529,1	0,53	
	2,24E-01	88,81	11	529	528,7	0,53	
76	4,34E-01	89,35	3	260	260,1	0,26	0,26
	4,34E-01	89,29	3	260	259,9	0,26	
	4,34E-01	89,21	4	260	260,1	0,26	
	4,34E-01	89,13	4	261	260,6	0,26	
	4,34E-01	89,13	4	260	260,2	0,26	

Apêndice A.8 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-1% (amostra virgem - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,89E-02	85,68	480	6353	6371,1	6,39	6,38
	1,89E-02	85,67	480	6352	6370,1	6,39	
	1,88E-02	85,66	484	6369	6387,3	6,41	
	1,89E-02	85,63	484	6329	6347,5	6,37	
	1,90E-02	85,72	473	6321	6338,7	6,36	
58	4,55E-02	86,85	145	2635	2639,0	2,64	2,64
	4,54E-02	86,85	146	2643	2647,0	2,65	
	4,57E-02	86,84	145	2627	2631,0	2,64	
	4,56E-02	86,85	145	2633	2637,0	2,64	
	4,57E-02	86,83	145	2623	2627,0	2,63	
64	1,05E-01	87,86	43	1145	1145,8	1,15	1,15
	1,05E-01	87,86	43	1146	1146,8	1,15	
	1,05E-01	87,86	43	1143	1143,8	1,14	
	1,05E-01	87,87	43	1145	1145,8	1,15	
	1,05E-01	87,87	42	1142	1142,8	1,14	
70	2,21E-01	88,64	13	536	535,7	0,54	0,54
	2,22E-01	88,62	13	534	534,4	0,53	
	2,22E-01	88,60	13	534	534,6	0,53	
	2,21E-01	88,56	13	536	536,4	0,54	
	2,21E-01	88,58	13	536	536,6	0,54	
76	4,27E-01	89,12	4	265	265,3	0,27	0,27
	4,26E-01	89,11	4	266	265,8	0,27	
	4,27E-01	89,09	4	265	265,1	0,27	
	4,27E-01	89,06	4	266	265,6	0,27	
	4,27E-01	89,03	4	265	265,1	0,27	

Apêndice A.9 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-2% (amostra virgem - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,86E-02	85,83	471	6451	6468,1	6,49	6,50
	1,85E-02	85,85	470	6486	6503,0	6,52	
	1,86E-02	85,81	473	6453	6470,3	6,49	
	1,85E-02	85,83	472	6469	6486,2	6,50	
	1,85E-02	85,81	473	6462	6479,3	6,50	
58	4,41E-02	86,98	144	2721	2724,8	2,73	2,72
	4,43E-02	86,98	143	2707	2710,8	2,71	
	4,41E-02	86,98	144	2718	2721,8	2,73	
	4,43E-02	86,98	143	2709	2712,8	2,72	
	4,42E-02	86,96	144	2715	2718,8	2,72	
64	1,02E-01	87,95	42	1173	1173,7	1,17	1,17
	1,02E-01	87,94	42	1176	1176,8	1,18	
	1,02E-01	87,95	42	1175	1175,8	1,18	
	1,02E-01	87,95	42	1173	1173,8	1,17	
	1,02E-01	87,95	42	1170	1170,8	1,17	
70	2,20E-01	88,64	13	538	538,5	0,54	0,54
	2,20E-01	88,67	13	539	539,1	0,54	
	2,20E-01	88,66	13	538	538,0	0,54	
	2,20E-01	88,65	13	538	537,7	0,54	
	2,20E-01	88,65	13	538	538,1	0,54	
76	4,30E-01	89,06	4	264	263,6	0,26	0,26
	4,29E-01	89,03	4	264	264,0	0,26	
	4,29E-01	89,06	4	264	263,8	0,26	
	4,29E-01	89,06	4	264	263,8	0,26	
	4,29E-01	88,99	5	264	264,1	0,26	

Apêndice A.10 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-2% (amostra virgem - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,84E-02	85,78	481	6518	6535,7	6,55	6,56
	1,83E-02	85,77	484	6542	6559,9	6,58	
	1,84E-02	85,74	484	6503	6521,0	6,54	
	1,83E-02	85,77	484	6541	6558,9	6,58	
	1,84E-02	85,76	483	6514	6531,9	6,55	
58	4,49E-02	87,00	140	2671	2674,7	2,68	2,68
	4,50E-02	87,01	140	2668	2671,6	2,68	
	4,49E-02	87,00	140	2673	2676,7	2,68	
	4,50E-02	87,01	139	2663	2666,6	2,67	
	4,50E-02	87,01	140	2668	2671,6	2,68	
64	1,03E-01	88,05	40	1161	1161,7	1,16	1,16
	1,03E-01	88,04	40	1158	1158,7	1,16	
	1,04E-01	88,04	40	1157	1157,7	1,16	
	1,04E-01	88,03	40	1158	1158,7	1,16	
	1,03E-01	88,02	40	1159	1159,7	1,16	
70	2,22E-01	88,77	11	534	534,2	0,53	0,53
	2,22E-01	88,78	11	534	534,4	0,53	
	2,22E-01	88,77	11	534	533,7	0,53	
	2,22E-01	88,76	12	533	533,3	0,53	
	2,22E-01	88,76	12	533	533,4	0,53	
76	4,32E-01	89,21	4	262	261,7	0,26	0,26
	4,31E-01	89,20	4	262	262,0	0,26	
	4,32E-01	89,20	4	262	261,9	0,26	
	4,32E-01	89,19	4	262	261,8	0,26	
	4,32E-01	89,19	4	262	261,9	0,26	

Apêndice A.11 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-3% (amostra virgem - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,89E-02	85,78	469	6351	6368,3	6,39	6,38
	1,89E-02	85,80	466	6344	6361,1	6,38	
	1,89E-02	85,82	463	6342	6358,9	6,38	
	1,89E-02	85,81	465	6349	6366,0	6,38	
	1,89E-02	85,82	464	6346	6362,9	6,38	
58	4,47E-02	86,92	144	2684	2687,9	2,69	2,69
	4,46E-02	86,90	146	2689	2692,9	2,70	
	4,45E-02	86,88	147	2695	2699,0	2,70	
	4,47E-02	86,93	144	2682	2685,9	2,69	
	4,47E-02	86,92	144	2684	2687,9	2,69	
64	1,03E-01	87,94	42	1161	1161,8	1,16	1,16
	1,03E-01	87,94	42	1161	1161,8	1,16	
	1,03E-01	87,99	41	1158	1158,7	1,16	
	1,04E-01	87,95	41	1155	1155,7	1,16	
	1,04E-01	87,90	43	1157	1157,8	1,16	
70	2,20E-01	88,65	13	539	539,5	0,54	0,54
	2,20E-01	88,64	13	539	539,3	0,54	
	2,20E-01	88,70	12	539	538,8	0,54	
	2,20E-01	88,70	12	539	538,6	0,54	
	2,20E-01	88,68	12	539	539,3	0,54	
76	4,23E-01	89,12	4	268	268,1	0,27	0,27
	4,22E-01	89,12	4	269	268,7	0,27	
	4,23E-01	89,11	4	268	268,2	0,27	
	4,23E-01	89,09	4	268	268,4	0,27	
	4,22E-01	89,07	4	269	268,5	0,27	

Apêndice A.12 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-3% (amostra virgem - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,82E-02	85,50	517	6570	6590,3	6,61	6,60
	1,83E-02	85,53	513	6562	6582,0	6,60	
	1,83E-02	85,50	515	6554	6574,2	6,59	
	1,82E-02	85,49	518	6572	6592,4	6,61	
	1,83E-02	85,52	513	6548	6568,1	6,59	
58	4,44E-02	86,67	157	2701	2705,6	2,71	2,71
	4,42E-02	86,66	158	2711	2715,6	2,72	
	4,44E-02	86,71	155	2704	2708,5	2,71	
	4,44E-02	86,68	157	2700	2704,5	2,71	
	4,44E-02	86,66	158	2704	2708,6	2,71	
64	1,01E-01	87,79	46	1186	1186,9	1,19	1,18
	1,02E-01	87,77	46	1180	1180,9	1,18	
	1,02E-01	87,77	46	1181	1181,9	1,18	
	1,01E-01	87,76	46	1182	1182,9	1,18	
	1,01E-01	87,78	46	1182	1182,9	1,18	
70	2,16E-01	88,56	14	550	550,0	0,55	0,55
	2,15E-01	88,53	14	551	550,7	0,55	
	2,16E-01	88,49	15	550	550,6	0,55	
	2,16E-01	88,43	15	550	550,6	0,55	
	2,15E-01	88,44	15	551	551,0	0,55	
76	4,17E-01	88,93	5	273	272,6	0,27	0,27
	4,18E-01	88,92	5	272	271,9	0,27	
	4,18E-01	88,93	5	272	272,1	0,27	
	4,17E-01	88,93	5	273	272,6	0,27	
	4,17E-01	88,92	5	272	272,4	0,27	

Apêndice A.13 - Cisalhamento dinâmico do ligante asfáltico 50-70 (amostra virgem - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	2,31E-02	86,43	323	5182	5192,1	5,20	5,22
	2,31E-02	86,47	321	5200	5209,9	5,22	
	2,30E-02	86,46	322	5203	5212,9	5,22	
	2,30E-02	86,49	320	5214	5223,8	5,23	
	2,30E-02	86,48	320	5204	5213,9	5,22	
58	5,66E-02	87,46	94	2121	2123,1	2,13	2,12
	5,68E-02	87,49	93	2113	2115,0	2,12	
	5,69E-02	87,53	91	2110	2112,0	2,11	
	5,69E-02	87,49	93	2110	2112,0	2,11	
	5,68E-02	87,49	93	2113	2115,0	2,12	
64	1,31E-01	88,36	26	912	912,3	0,91	0,91
	1,31E-01	88,37	26	914	914,3	0,91	
	1,31E-01	88,38	26	911	911,6	0,91	
	1,31E-01	88,36	26	914	914,1	0,91	
	1,31E-01	88,35	26	911	911,5	0,91	
70	2,75E-01	88,95	8	427	427,3	0,43	0,43
	2,75E-01	88,96	8	427	426,8	0,43	
	2,75E-01	88,92	8	427	427,2	0,43	
	2,75E-01	88,92	8	427	427,4	0,43	
	2,75E-01	88,92	8	427	427,5	0,43	
76	5,22E-01	89,23	3	210	210,0	0,21	0,21
	5,21E-01	89,21	3	211	210,5	0,21	
	5,20E-01	89,25	3	211	210,6	0,21	
	5,21E-01	89,22	3	211	210,5	0,21	
	5,21E-01	89,20	3	210	210,2	0,21	

Apêndice A.14 - Cisalhamento dinâmico do ligante asfáltico 50-70 (amostra virgem - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	2,44E-02	86,67	286	4923	4931,3	4,94	4,93
	2,44E-02	86,67	286	4915	4923,3	4,93	
	2,44E-02	86,69	284	4907	4915,2	4,92	
	2,44E-02	86,72	282	4919	4927,1	4,94	
	2,43E-02	86,70	284	4928	4936,2	4,94	
58	5,94E-02	87,63	84	2019	2020,7	2,02	2,02
	5,95E-02	87,62	84	2015	2016,7	2,02	
	5,94E-02	87,63	84	2020	2021,7	2,02	
	5,95E-02	87,63	83	2015	2016,7	2,02	
	5,95E-02	87,59	85	2017	2018,8	2,02	
64	1,36E-01	88,51	23	876	876,7	0,88	0,88
	1,37E-01	88,51	23	875	875,2	0,88	
	1,37E-01	88,50	23	875	874,9	0,88	
	1,37E-01	88,47	23	874	874,3	0,87	
	1,37E-01	88,46	23	874	874,3	0,87	
70	2,87E-01	88,98	7	409	408,7	0,41	0,41
	2,86E-01	88,98	7	409	409,3	0,41	
	2,86E-01	88,99	7	410	409,6	0,41	
	2,86E-01	88,94	8	410	410,5	0,41	
	2,86E-01	88,96	7	410	410,3	0,41	
76	5,36E-01	89,23	3	203	203,3	0,20	0,20
	5,34E-01	89,20	3	204	204,0	0,20	
	5,34E-01	89,22	3	204	204,1	0,20	
	5,34E-01	89,21	3	204	204,0	0,20	
	5,35E-01	89,21	3	204	203,9	0,20	

Apêndice A.15 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-1% (amostra envelhecida no RTFOT - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,84E-02	83,45	1366	11890	11968,2	12,05	12,02
	1,85E-02	83,43	1363	11830	11908,3	11,99	
	1,84E-02	83,43	1368	11880	11958,5	12,04	
	1,85E-02	83,43	1363	11830	11908,3	11,99	
	1,84E-02	83,43	1367	11870	11948,5	12,03	
58	4,61E-02	85,20	400	4763	4779,8	4,80	4,79
	4,61E-02	85,20	400	4762	4778,7	4,80	
	4,61E-02	85,21	399	4759	4775,7	4,79	
	4,62E-02	85,21	398	4749	4765,6	4,78	
	4,63E-02	85,22	397	4744	4760,6	4,78	
64	5,92E-02	86,50	124	2028	2031,8	2,04	2,03
	5,94E-02	86,50	124	2019	2022,8	2,03	
	5,94E-02	86,47	125	2021	2024,8	2,03	
	5,93E-02	86,45	125	2023	2026,9	2,03	
	5,93E-02	86,43	126	2023	2026,9	2,03	
70	1,32E-01	87,37	42	908	908,8	0,91	0,91
	1,32E-01	87,36	42	909	909,8	0,91	
	1,32E-01	87,41	41	906	906,5	0,91	
	1,32E-01	87,36	42	905	906,3	0,91	
	1,32E-01	87,41	41	905	906,3	0,91	
76	2,74E-01	88,49	11	430	429,6	0,43	0,43
	2,74E-01	88,56	11	430	429,7	0,43	
	2,74E-01	88,55	11	429	428,7	0,43	
	2,74E-01	88,52	11	430	429,8	0,43	
	2,73E-01	88,48	11	431	430,7	0,43	

Apêndice A.16 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-1% (amostra envelhecida no RTFOT - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,76E-02	83,45	1429	12450	12531,7	12,61	12,61
	1,75E-02	83,45	1434	12490	12572,1	12,65	
	1,76E-02	83,45	1426	12420	12501,6	12,58	
	1,75E-02	83,49	1427	12510	12591,1	12,67	
	1,77E-02	83,40	1432	12380	12462,5	12,55	
58	4,38E-02	85,23	418	5007	5024,4	5,04	5,03
	4,38E-02	85,22	419	5009	5026,5	5,04	
	4,40E-02	85,24	416	4990	5007,3	5,02	
	4,39E-02	85,22	419	5003	5020,5	5,04	
	4,41E-02	85,21	418	4983	5000,5	5,02	
64	5,63E-02	86,58	127	2132	2135,8	2,14	2,14
	5,61E-02	86,63	126	2137	2140,7	2,14	
	5,64E-02	86,62	126	2127	2130,7	2,13	
	5,62E-02	86,61	126	2133	2136,7	2,14	
	5,63E-02	86,58	127	2131	2134,8	2,14	
70	1,24E-01	87,73	38	962	963,0	0,96	0,96
	1,24E-01	87,74	38	963	963,3	0,96	
	1,24E-01	87,74	38	963	963,3	0,96	
	1,24E-01	87,75	38	962	962,7	0,96	
	1,25E-01	87,75	38	960	960,3	0,96	
76	2,59E-01	88,56	11	455	455,3	0,46	0,46
	2,58E-01	88,58	11	456	456,3	0,46	
	2,59E-01	88,58	11	456	456,1	0,46	
	2,59E-01	88,58	11	456	455,7	0,46	
	2,59E-01	88,57	11	455	454,8	0,45	

Apêndice A.17 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-2% (amostra envelhecida no RTFOT - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,06E-02	80,21	3530	20460	20762,3	21,07	21,21
	1,06E-02	80,25	3516	20450	20750,1	21,05	
	1,05E-02	80,24	3553	20660	20963,3	21,27	
	1,05E-02	80,24	3560	20690	20994,0	21,30	
	1,05E-02	80,22	3572	20730	21035,5	21,35	
58	2,65E-02	82,72	1052	8244	8310,9	8,38	8,37
	2,65E-02	82,72	1054	8247	8314,1	8,38	
	2,65E-02	82,71	1054	8239	8306,1	8,37	
	2,65E-02	82,72	1052	8231	8298,0	8,37	
	2,66E-02	82,70	1052	8211	8278,1	8,35	
64	3,47E-02	84,71	320	3452	3466,8	3,48	3,48
	3,47E-02	84,65	324	3451	3466,1	3,48	
	3,47E-02	84,71	319	3447	3461,7	3,48	
	3,46E-02	84,71	320	3456	3470,8	3,49	
	3,47E-02	84,71	320	3451	3465,8	3,48	
70	7,87E-02	86,30	98	1524	1527,2	1,53	1,53
	7,87E-02	86,31	98	1525	1528,2	1,53	
	7,89E-02	86,32	98	1520	1523,1	1,53	
	7,89E-02	86,34	97	1520	1523,1	1,53	
	7,88E-02	86,32	98	1522	1525,1	1,53	
76	1,69E-01	87,58	30	705	706,0	0,71	0,71
	1,70E-01	87,57	30	703	704,0	0,70	
	1,70E-01	87,59	30	703	703,8	0,70	
	1,70E-01	87,59	30	704	704,9	0,71	
	1,70E-01	87,57	30	704	704,7	0,71	

Apêndice A.18 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-2% (amostra envelhecida no RTFOT - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,03E-02	80,08	3699	21150	21471,0	21,80	21,57
	1,02E-02	80,08	3720	21260	21583,0	21,91	
	1,03E-02	80,07	3682	21030	21349,9	21,67	
	1,06E-02	80,08	3594	20550	20861,9	21,18	
	1,05E-02	80,09	3610	20650	20963,2	21,28	
58	2,61E-02	82,45	1108	8358	8431,1	8,50	8,53
	2,60E-02	82,47	1109	8392	8465,0	8,54	
	2,61E-02	82,49	1105	8385	8457,5	8,53	
	2,59E-02	82,50	1109	8425	8497,7	8,57	
	2,61E-02	82,52	1097	8354	8425,7	8,50	
64	3,37E-02	84,47	344	3552	3568,6	3,59	3,58
	3,38E-02	84,48	342	3541	3557,5	3,57	
	3,38E-02	84,49	341	3537	3553,4	3,57	
	3,37E-02	84,49	343	3548	3564,5	3,58	
	3,38E-02	84,54	339	3544	3560,2	3,58	
70	7,64E-02	86,07	108	1569	1572,7	1,58	1,57
	7,65E-02	86,11	107	1568	1571,6	1,58	
	7,65E-02	86,1	107	1568	1571,6	1,58	
	7,66E-02	86,12	106	1565	1568,6	1,57	
	7,68E-02	86,15	105	1563	1566,5	1,57	
76	1,66E-01	87,47	32	721	722,1	0,72	0,72
	1,65E-01	87,5	32	723	723,3	0,72	
	1,65E-01	87,5	32	723	723,6	0,72	
	1,65E-01	87,52	31	722	722,7	0,72	
	1,66E-01	87,49	32	722	722,3	0,72	

Apêndice A.19 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-3% (amostra envelhecida no RTFOT - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,47E-02	82,58	1935	14860	14985,5	15,11	15,06
	1,47E-02	82,55	1942	14840	14966,5	15,09	
	1,48E-02	82,55	1926	14730	14855,4	14,98	
	1,47E-02	82,56	1942	14870	14996,3	15,12	
	1,48E-02	82,54	1930	14750	14875,7	15,00	
58	3,69E-02	84,45	579	5950	5978,1	6,01	5,99
	3,69E-02	84,46	576	5939	5966,9	5,99	
	3,69E-02	84,47	575	5942	5969,8	6,00	
	3,69E-02	84,49	574	5940	5967,6	6,00	
	3,70E-02	84,49	571	5925	5952,5	5,98	
64	4,73E-02	86,00	177	2534	2540,2	2,55	2,54
	4,73E-02	85,95	179	2535	2541,3	2,55	
	4,74E-02	85,96	179	2530	2536,3	2,54	
	4,74E-02	86,00	177	2533	2539,2	2,55	
	4,74E-02	86,02	176	2528	2534,1	2,54	
70	1,05E-01	87,23	55	1141	1142,3	1,14	1,14
	1,05E-01	87,23	55	1138	1139,3	1,14	
	1,05E-01	87,23	55	1140	1141,3	1,14	
	1,05E-01	87,24	55	1137	1138,3	1,14	
	1,05E-01	87,26	54	1138	1139,3	1,14	
76	2,20E-01	88,21	17	540	540,1	0,54	0,54
	2,20E-01	88,18	17	540	539,9	0,54	
	2,20E-01	88,20	17	540	539,9	0,54	
	2,20E-01	88,21	17	539	539,5	0,54	
	2,20E-01	88,19	17	539	539,6	0,54	

Apêndice A.20 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-3% (amostra envelhecida no RTFOT - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,45E-02	82,48	1984	15040	15170,3	15,30	15,25
	1,46E-02	82,46	1974	14910	15040,1	15,17	
	1,46E-02	82,50	1962	14910	15038,5	15,17	
	1,45E-02	82,50	1983	15060	15190,0	15,32	
	1,46E-02	82,46	1984	15000	15130,6	15,26	
58	3,62E-02	84,41	593	6060	6088,9	6,12	6,10
	3,62E-02	84,42	592	6053	6081,8	6,11	
	3,62E-02	84,42	591	6049	6077,8	6,11	
	3,64E-02	84,43	588	6030	6058,6	6,09	
	3,64E-02	84,43	588	6029	6057,6	6,09	
64	4,63E-02	85,81	190	2592	2598,9	2,61	2,60
	4,65E-02	85,91	184	2579	2585,6	2,59	
	4,63E-02	85,93	184	2590	2596,5	2,60	
	4,65E-02	85,92	184	2579	2585,6	2,59	
	4,64E-02	85,94	184	2583	2589,5	2,60	
70	1,03E-01	87,15	58	1161	1162,4	1,16	1,16
	1,03E-01	87,16	58	1160	1161,4	1,16	
	1,03E-01	87,17	57	1159	1160,4	1,16	
	1,03E-01	87,13	58	1159	1160,5	1,16	
	1,04E-01	87,12	58	1157	1158,5	1,16	
76	2,16E-01	88,10	18	549	549,3	0,55	0,55
	2,17E-01	88,09	18	548	548,5	0,55	
	2,17E-01	88,13	18	548	548,0	0,55	
	2,17E-01	88,10	18	548	548,2	0,55	
	2,17E-01	88,10	18	548	548,3	0,55	

Apêndice A.21 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-1% (amostra envelhecida no RTFOT - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,89E-02	83,45	1328	11570	11646,0	11,72	11,71
	1,90E-02	83,47	1322	11540	11615,5	11,69	
	1,89E-02	83,46	1324	11550	11625,6	11,70	
	1,89E-02	83,47	1324	11560	11635,6	11,71	
	1,89E-02	83,46	1327	11570	11645,9	11,72	
58	4,66E-02	85,26	391	4714	4730,2	4,75	4,75
	4,65E-02	85,25	392	4722	4738,3	4,75	
	4,65E-02	85,25	392	4719	4735,3	4,75	
	4,66E-02	85,24	393	4714	4730,3	4,75	
	4,67E-02	85,25	391	4706	4722,2	4,74	
64	5,96E-02	86,62	119	2013	2016,5	2,02	2,02
	5,96E-02	86,63	119	2012	2015,5	2,02	
	5,96E-02	86,63	119	2014	2017,5	2,02	
	5,98E-02	86,62	119	2007	2010,5	2,01	
	5,98E-02	86,62	119	2007	2010,5	2,01	
70	1,32E-01	87,76	35	907	908,1	0,91	0,91
	1,32E-01	87,80	35	908	908,5	0,91	
	1,32E-01	87,81	35	908	908,4	0,91	
	1,32E-01	87,78	35	907	907,8	0,91	
	1,32E-01	87,78	35	905	906,1	0,91	
76	2,73E-01	88,69	10	431	431,2	0,43	0,43
	2,73E-01	88,67	10	431	431,5	0,43	
	2,72E-01	88,66	10	432	431,7	0,43	
	2,72E-01	88,65	10	432	432,0	0,43	
	2,72E-01	88,62	10	432	431,7	0,43	

Apêndice A.22 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-1% (amostra envelhecida no RTFOT - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,85E-02	83,32	1386	11840	11920,8	12,00	11,97
	1,86E-02	83,38	1369	11790	11869,2	11,95	
	1,85E-02	83,37	1375	11820	11899,7	11,98	
	1,85E-02	83,36	1373	11800	11879,6	11,96	
	1,85E-02	83,36	1373	11800	11879,6	11,96	
58	4,57E-02	85,13	409	4799	4816,4	4,83	4,82
	4,59E-02	85,16	405	4788	4805,1	4,82	
	4,59E-02	85,17	405	4784	4801,1	4,82	
	4,59E-02	85,18	404	4783	4800,0	4,82	
	4,60E-02	85,18	403	4773	4790,0	4,81	
64	5,84E-02	86,60	122	2053	2056,6	2,06	2,06
	5,84E-02	86,60	122	2054	2057,6	2,06	
	5,85E-02	86,59	122	2052	2055,6	2,06	
	5,85E-02	86,58	123	2050	2053,7	2,06	
	5,85E-02	86,57	123	2051	2054,7	2,06	
70	1,28E-01	87,71	37	935	935,4	0,94	0,93
	1,28E-01	87,67	38	933	933,5	0,93	
	1,28E-01	87,67	38	934	934,6	0,94	
	1,29E-01	87,67	38	930	931,2	0,93	
	1,28E-01	87,68	38	932	932,8	0,93	
76	2,65E-01	88,47	12	444	444,0	0,44	0,44
	2,65E-01	88,47	12	444	444,4	0,44	
	2,66E-01	88,47	12	444	443,8	0,44	
	2,65E-01	88,51	12	444	444,4	0,44	
	2,66E-01	88,43	12	443	443,6	0,44	

Apêndice A.23 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-2% (amostra envelhecida no RTFOT - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,84E-02	83,32	1394	11900	11981,4	12,06	12,07
	1,84E-02	83,33	1389	11880	11960,9	12,04	
	1,84E-02	83,33	1391	11900	11981,0	12,06	
	1,83E-02	83,35	1392	11930	12010,9	12,09	
	1,84E-02	83,33	1395	11920	12001,4	12,08	
58	4,55E-02	85,19	406	4823	4840,0	4,86	4,86
	4,55E-02	85,19	406	4822	4839,1	4,86	
	4,55E-02	85,17	407	4823	4840,2	4,86	
	4,55E-02	85,17	407	4821	4838,2	4,86	
	4,56E-02	85,18	406	4815	4832,1	4,85	
64	5,85E-02	86,55	123	2049	2052,7	2,06	2,05
	5,88E-02	86,54	123	2041	2044,7	2,05	
	5,88E-02	86,62	121	2040	2043,6	2,05	
	5,87E-02	86,58	122	2042	2045,6	2,05	
	5,87E-02	86,59	122	2042	2045,6	2,05	
70	1,31E-01	87,73	36	913	913,7	0,91	0,91
	1,31E-01	87,73	36	914	914,8	0,92	
	1,31E-01	87,73	36	912	912,3	0,91	
	1,31E-01	87,76	36	915	915,8	0,92	
	1,31E-01	87,77	36	914	914,2	0,91	
76	2,72E-01	88,64	10	432	431,8	0,43	0,44
	2,72E-01	88,65	10	432	431,8	0,43	
	2,71E-01	88,62	10	435	434,9	0,44	
	2,61E-01	88,61	11	452	451,6	0,45	
	2,52E-01	88,57	12	468	467,9	0,47	

Apêndice A.24 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-2% (amostra envelhecida no RTFOT - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,85E-02	83,25	1396	11790	11872,4	11,96	11,95
	1,85E-02	83,28	1391	11800	11881,7	11,96	
	1,86E-02	83,25	1391	11760	11842,0	11,92	
	1,85E-02	83,28	1393	11820	11901,8	11,98	
	1,86E-02	83,23	1397	11760	11842,7	11,93	
58	4,64E-02	85,12	404	4730	4747,2	4,76	4,76
	4,64E-02	85,13	404	4735	4752,2	4,77	
	4,64E-02	85,13	403	4726	4743,2	4,76	
	4,64E-02	85,12	404	4731	4748,2	4,77	
	4,65E-02	85,11	404	4718	4735,3	4,75	
64	5,97E-02	86,51	123	2009	2012,7	2,02	2,02
	5,97E-02	86,50	123	2011	2014,8	2,02	
	5,97E-02	86,51	123	2010	2013,7	2,02	
	5,96E-02	86,53	122	2012	2015,7	2,02	
	5,97E-02	86,54	122	2010	2013,7	2,02	
70	1,32E-01	87,71	36	908	908,2	0,91	0,91
	1,32E-01	87,70	36	906	906,5	0,91	
	1,32E-01	87,67	37	907	908,2	0,91	
	1,32E-01	87,66	37	907	907,3	0,91	
	1,32E-01	87,68	37	905	905,6	0,91	
76	2,72E-01	88,57	11	432	432,1	0,43	0,43
	2,73E-01	88,57	11	431	431,4	0,43	
	2,73E-01	88,57	11	431	431,3	0,43	
	2,72E-01	88,60	11	432	431,9	0,43	
	2,72E-01	88,60	11	432	431,9	0,43	

Apêndice A.25 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-3% (amostra envelhecida no RTFOT - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,88E-02	83,30	1364	11620	11699,8	11,78	11,77
	1,88E-02	83,30	1365	11610	11690,0	11,77	
	1,89E-02	83,30	1361	11590	11669,6	11,75	
	1,88E-02	83,30	1365	11620	11699,9	11,78	
	1,88E-02	83,30	1363	11600	11679,8	11,76	
58	4,64E-02	85,13	403	4728	4745,2	4,76	4,76
	4,65E-02	85,14	402	4721	4738,1	4,76	
	4,64E-02	85,13	403	4728	4745,1	4,76	
	4,65E-02	85,14	402	4724	4741,0	4,76	
	4,66E-02	85,14	401	4714	4731,0	4,75	
64	5,91E-02	86,59	121	2028	2031,6	2,04	2,03
	5,93E-02	86,59	120	2022	2025,6	2,03	
	5,94E-02	86,60	120	2020	2023,6	2,03	
	5,94E-02	86,59	120	2021	2024,6	2,03	
	5,93E-02	86,59	120	2023	2026,6	2,03	
70	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	
76	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	

Apêndice A.26 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-3% (amostra envelhecida no RTFOT - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	1,89E-02	83,30	1357	11550	11629,4	11,71	11,72
	1,89E-02	83,34	1352	11580	11658,7	11,74	
	1,89E-02	83,31	1354	11550	11629,1	11,71	
	1,89E-02	83,32	1356	11570	11649,2	11,73	
	1,89E-02	83,31	1358	11580	11659,4	11,74	
58	4,67E-02	85,10	403	4699	4716,3	4,73	4,73
	4,69E-02	85,10	402	4685	4702,2	4,72	
	4,67E-02	85,11	402	4697	4714,2	4,73	
	4,69E-02	85,16	397	4684	4700,8	4,72	
	4,68E-02	85,16	397	4692	4708,8	4,73	
64	5,95E-02	86,47	124	2017	2020,8	2,02	2,02
	5,94E-02	86,49	124	2019	2022,8	2,03	
	5,96E-02	86,46	124	2011	2014,8	2,02	
	5,96E-02	86,45	125	2012	2015,9	2,02	
	5,96E-02	86,58	120	2014	2017,6	2,02	
70	1,30E-01	87,74	36	922	922,9	0,92	0,92
	1,30E-01	87,78	36	923	923,2	0,92	
	1,30E-01	87,78	36	920	920,4	0,92	
	1,30E-01	87,77	36	921	922,0	0,92	
	1,30E-01	87,78	36	918	918,5	0,92	
76	2,68E-01	88,63	10	439	439,5	0,44	0,44
	2,67E-01	88,65	10	440	440,3	0,44	
	2,68E-01	88,65	10	439	439,3	0,44	
	2,68E-01	88,65	10	439	438,8	0,44	
	2,68E-01	88,67	10	438	438,5	0,44	

Apêndice A.27 - Cisalhamento dinâmico do ligante asfáltico 50-70 (amostra envelhecida no RTFOT - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	2,01E-02	83,83	1178	10890	10953,5	11,02	11,02
	2,01E-02	83,82	1178	10880	10943,6	11,01	
	2,01E-02	83,83	1180	10910	10973,6	11,04	
	2,02E-02	83,83	1174	10860	10923,3	10,99	
	2,01E-02	83,85	1175	10900	10963,1	11,03	
58	5,02E-02	85,58	338	4371	4384,0	4,40	4,39
	5,03E-02	85,61	335	4365	4377,9	4,39	
	5,03E-02	85,59	337	4368	4381,0	4,39	
	5,02E-02	85,58	338	4373	4386,1	4,40	
	5,04E-02	85,59	336	4357	4369,9	4,38	
64	6,50E-02	86,93	99	1846	1848,7	1,85	1,85
	6,49E-02	86,95	98	1848	1850,6	1,85	
	6,49E-02	86,96	98	1849	1851,6	1,85	
	6,50E-02	86,96	98	1845	1847,6	1,85	
	6,51E-02	86,97	98	1843	1845,6	1,85	
70	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	
76	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	-	

Apêndice A.28 - Cisalhamento dinâmico do ligante asfáltico 50-70 (amostra envelhecida no RTFOT - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*/senδ (kPa)	Média G*/senδ (kPa)
52	2,06E-02	83,82	1152	10650	10712,1	10,77	10,78
	2,05E-02	83,84	1150	10650	10711,9	10,77	
	2,06E-02	83,84	1150	10650	10711,9	10,77	
	2,06E-02	83,83	1150	10640	10702,0	10,76	
	2,05E-02	83,81	1157	10670	10732,5	10,80	
58	5,14E-02	85,57	331	4275	4287,8	4,30	4,30
	5,13E-02	85,56	332	4280	4292,9	4,31	
	5,14E-02	85,56	331	4269	4281,8	4,29	
	5,15E-02	85,60	328	4267	4279,6	4,29	
	5,14E-02	85,58	331	4277	4289,8	4,30	
64	6,59E-02	86,76	103	1820	1822,9	1,83	1,82
	6,61E-02	86,76	103	1816	1818,9	1,82	
	6,61E-02	86,82	101	1816	1818,8	1,82	
	6,61E-02	86,80	102	1815	1817,8	1,82	
	6,61E-02	86,73	104	1816	1819,0	1,82	
70	1,46E-01	87,85	31	820	820,7	0,82	0,82
	1,46E-01	87,92	30	818	818,2	0,82	
	1,46E-01	87,89	30	818	818,8	0,82	
	1,46E-01	87,86	31	818	818,2	0,82	
	1,46E-01	87,89	30	817	817,5	0,82	
76	3,01E-01	88,68	9	389	388,7	0,39	0,39
	3,01E-01	88,75	8	389	389,2	0,39	
	3,01E-01	88,76	8	389	388,9	0,39	
	3,01E-01	88,76	8	389	388,9	0,39	
	3,02E-01	88,77	8	388	387,9	0,39	

**APÊNDICE B – Resultados do Cisalhamento Dinâmico nas
Temperaturas Intermediárias do Ligante Asfáltico 50-70 e dos
Nanocompósitos (Amostras Envelhecidas no RTFOT + PAV)**

Apêndice B.1 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-1% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*sen δ (Pa)	Média G*sen δ (kPa)
40	1,81E-03	69,93	9,68E+04	2,65E+05	2,82E+05	2,65E+05	266,56
	1,78E-03	70,12	9,76E+04	2,70E+05	2,87E+05	2,70E+05	
	1,81E-03	70,36	9,49E+04	2,66E+05	2,82E+05	2,66E+05	
	1,83E-03	70,21	9,45E+04	2,63E+05	2,79E+05	2,63E+05	
	1,78E-03	70,30	9,64E+04	2,69E+05	2,86E+05	2,69E+05	
34	9,87E-04	65,51	3,39E+05	7,44E+05	8,18E+05	7,44E+05	752,52
	9,94E-04	65,59	3,36E+05	7,40E+05	8,12E+05	7,40E+05	
	9,82E-04	65,65	3,39E+05	7,49E+05	8,22E+05	7,49E+05	
	9,66E-04	65,72	3,44E+05	7,62E+05	8,35E+05	7,61E+05	
	9,56E-04	65,63	3,48E+05	7,69E+05	8,44E+05	7,69E+05	
28	3,60E-04	58,06	1,47E+06	2,36E+06	2,79E+06	2,36E+06	2361,75
	3,60E-04	58,07	1,47E+06	2,36E+06	2,78E+06	2,36E+06	
	3,60E-04	58,00	1,48E+06	2,36E+06	2,79E+06	2,36E+06	
	3,61E-04	58,02	1,47E+06	2,36E+06	2,78E+06	2,36E+06	
	3,60E-04	57,86	1,48E+06	2,36E+06	2,79E+06	2,36E+06	
22	2,35E-04	49,37	5,55E+06	6,47E+06	8,52E+06	6,47E+06	6483,59
	2,36E-04	49,40	5,53E+06	6,45E+06	8,50E+06	6,45E+06	
	2,36E-04	49,39	5,54E+06	6,46E+06	8,51E+06	6,46E+06	
	2,35E-04	49,33	5,58E+06	6,49E+06	8,56E+06	6,49E+06	
	2,32E-04	49,25	5,64E+06	6,54E+06	8,64E+06	6,54E+06	

Apêndice B.2 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-1% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	1,82E-03	69,64	9,76E+04	2,63E+05	2,81E+05	2,63E+05	262,34
	1,83E-03	69,69	9,70E+04	2,62E+05	2,79E+05	2,62E+05	
	1,82E-03	69,67	9,72E+04	2,62E+05	2,80E+05	2,62E+05	
	1,82E-03	69,65	9,73E+04	2,62E+05	2,80E+05	2,62E+05	
	1,83E-03	69,67	9,70E+04	2,62E+05	2,79E+05	2,62E+05	
34	9,87E-04	65,26	3,43E+05	7,43E+05	8,18E+05	7,43E+05	746,11
	9,85E-04	65,26	3,43E+05	7,44E+05	8,19E+05	7,44E+05	
	9,81E-04	65,26	3,44E+05	7,48E+05	8,23E+05	7,48E+05	
	9,81E-04	65,25	3,44E+05	7,47E+05	8,22E+05	7,47E+05	
	9,79E-04	65,35	3,44E+05	7,49E+05	8,24E+05	7,49E+05	
28	3,65E-04	58,05	1,46E+06	2,34E+06	2,75E+06	2,33E+06	2349,91
	3,64E-04	57,99	1,46E+06	2,34E+06	2,76E+06	2,34E+06	
	3,62E-04	57,96	1,47E+06	2,35E+06	2,77E+06	2,35E+06	
	3,60E-04	57,89	1,48E+06	2,36E+06	2,79E+06	2,36E+06	
	3,59E-04	57,87	1,49E+06	2,37E+06	2,80E+06	2,37E+06	
22	2,33E-04	49,31	5,63E+06	6,54E+06	8,63E+06	6,54E+06	6594,68
	2,33E-04	49,29	5,63E+06	6,54E+06	8,63E+06	6,54E+06	
	2,31E-04	49,25	5,67E+06	6,58E+06	8,68E+06	6,58E+06	
	2,29E-04	49,16	5,74E+06	6,64E+06	8,77E+06	6,64E+06	
	2,27E-04	49,10	5,78E+06	6,68E+06	8,83E+06	6,68E+06	

Apêndice B.3 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-2% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	1,08E-03	65,83	1,93E+05	4,30E+05	4,72E+05	4,30E+05	433,08
	1,07E-03	65,79	1,94E+05	4,32E+05	4,73E+05	4,32E+05	
	1,07E-03	65,78	1,95E+05	4,34E+05	4,76E+05	4,34E+05	
	1,06E-03	65,73	1,96E+05	4,35E+05	4,77E+05	4,35E+05	
	1,06E-03	65,73	1,96E+05	4,35E+05	4,77E+05	4,35E+05	
34	6,14E-04	60,86	6,38E+05	1,15E+06	1,31E+06	1,15E+06	1138,99
	6,16E-04	60,55	6,43E+05	1,14E+06	1,31E+06	1,14E+06	
	6,16E-04	60,83	6,37E+05	1,14E+06	1,31E+06	1,14E+06	
	6,19E-04	60,79	6,35E+05	1,14E+06	1,30E+06	1,14E+06	
	6,21E-04	60,81	6,33E+05	1,13E+06	1,30E+06	1,13E+06	
28	2,54E-04	53,85	2,33E+06	3,19E+06	3,95E+06	3,19E+06	3200,19
	2,54E-04	53,81	2,34E+06	3,19E+06	3,96E+06	3,19E+06	
	2,53E-04	53,84	2,34E+06	3,20E+06	3,96E+06	3,20E+06	
	2,52E-04	53,80	2,35E+06	3,21E+06	3,98E+06	3,21E+06	
	2,52E-04	53,78	2,35E+06	3,21E+06	3,98E+06	3,21E+06	
22	1,77E-04	46,15	7,85E+06	8,17E+06	1,13E+07	8,17E+06	8188,27
	1,77E-04	46,13	7,85E+06	8,17E+06	1,13E+07	8,17E+06	
	1,77E-04	46,13	7,85E+06	8,17E+06	1,13E+07	8,17E+06	
	1,77E-04	46,08	7,89E+06	8,19E+06	1,14E+07	8,19E+06	
	1,75E-04	46,04	7,95E+06	8,25E+06	1,15E+07	8,25E+06	

Apêndice B.4 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-2% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	1,22E-03	65,74	1,71E+05	3,79E+05	4,15E+05	3,79E+05	380,70
	1,22E-03	65,74	1,71E+05	3,80E+05	4,17E+05	3,80E+05	
	1,22E-03	65,77	1,71E+05	3,80E+05	4,17E+05	3,80E+05	
	1,21E-03	65,70	1,73E+05	3,82E+05	4,19E+05	3,82E+05	
	1,21E-03	65,74	1,72E+05	3,82E+05	4,19E+05	3,82E+05	
34	6,81E-04	60,80	5,77E+05	1,03E+06	1,18E+06	1,03E+06	1034,22
	6,80E-04	60,76	5,79E+05	1,03E+06	1,18E+06	1,03E+06	
	6,81E-04	60,77	5,78E+05	1,03E+06	1,18E+06	1,03E+06	
	6,78E-04	60,74	5,81E+05	1,04E+06	1,19E+06	1,04E+06	
	6,79E-04	60,70	5,80E+05	1,03E+06	1,19E+06	1,03E+06	
28	2,76E-04	53,73	2,15E+06	2,93E+06	3,63E+06	2,93E+06	2942,24
	2,75E-04	53,69	2,16E+06	2,94E+06	3,65E+06	2,94E+06	
	2,75E-04	53,67	2,16E+06	2,94E+06	3,65E+06	2,94E+06	
	2,74E-04	53,62	2,17E+06	2,94E+06	3,66E+06	2,94E+06	
	2,73E-04	53,61	2,18E+06	2,96E+06	3,67E+06	2,96E+06	
22	1,92E-04	45,84	7,28E+06	7,49E+06	1,04E+07	7,49E+06	7530,44
	1,92E-04	45,85	7,27E+06	7,49E+06	1,04E+07	7,49E+06	
	1,92E-04	45,83	7,29E+06	7,50E+06	1,05E+07	7,50E+06	
	1,90E-04	45,75	7,36E+06	7,56E+06	1,06E+07	7,56E+06	
	1,89E-04	45,66	7,43E+06	7,61E+06	1,06E+07	7,61E+06	

Apêndice B.5 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-3% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	1,40E-03	68,42	1,33E+05	3,37E+05	3,63E+05	3,37E+05	334,25
	1,42E-03	68,42	1,31E+05	3,32E+05	3,57E+05	3,32E+05	
	1,44E-03	68,48	1,30E+05	3,29E+05	3,53E+05	3,29E+05	
	1,39E-03	68,54	1,33E+05	3,40E+05	3,65E+05	3,39E+05	
	1,42E-03	68,53	1,31E+05	3,34E+05	3,59E+05	3,34E+05	
34	7,79E-04	64,01	4,53E+05	9,30E+05	1,03E+06	9,30E+05	916,35
	7,83E-04	63,91	4,53E+05	9,24E+05	1,03E+06	9,24E+05	
	7,98E-04	64,05	4,42E+05	9,08E+05	1,01E+06	9,08E+05	
	7,99E-04	64,10	4,41E+05	9,08E+05	1,01E+06	9,08E+05	
	7,95E-04	64,10	4,43E+05	9,12E+05	1,01E+06	9,12E+05	
28	2,91E-04	57,00	1,88E+06	2,89E+06	3,44E+06	2,89E+06	2885,94
	2,92E-04	56,90	1,88E+06	2,88E+06	3,43E+06	2,88E+06	
	2,91E-04	56,91	1,88E+06	2,89E+06	3,45E+06	2,89E+06	
	2,91E-04	56,90	1,89E+06	2,89E+06	3,45E+06	2,89E+06	
	2,91E-04	56,89	1,88E+06	2,89E+06	3,44E+06	2,88E+06	
22	1,92E-04	48,48	6,91E+06	7,81E+06	1,04E+07	7,81E+06	7819,60
	1,93E-04	48,37	6,93E+06	7,79E+06	1,04E+07	7,79E+06	
	1,93E-04	48,36	6,92E+06	7,79E+06	1,04E+07	7,79E+06	
	1,92E-04	48,40	6,95E+06	7,83E+06	1,05E+07	7,83E+06	
	1,90E-04	48,30	7,03E+06	7,89E+06	1,06E+07	7,89E+06	

Apêndice B.6 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NTC-3% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	1,47E-03	68,16	1,29E+05	3,21E+05	3,46E+05	3,21E+05	320,20
	1,48E-03	68,20	1,28E+05	3,20E+05	3,44E+05	3,20E+05	
	1,47E-03	68,17	1,28E+05	3,21E+05	3,45E+05	3,21E+05	
	1,48E-03	68,22	1,28E+05	3,20E+05	3,44E+05	3,20E+05	
	1,47E-03	68,11	1,29E+05	3,21E+05	3,45E+05	3,21E+05	
34	8,17E-04	63,87	4,35E+05	8,86E+05	9,87E+05	8,86E+05	886,12
	8,15E-04	63,87	4,36E+05	8,88E+05	9,89E+05	8,88E+05	
	8,15E-04	63,82	4,37E+05	8,88E+05	9,89E+05	8,88E+05	
	8,19E-04	63,92	4,33E+05	8,84E+05	9,85E+05	8,84E+05	
	8,19E-04	63,87	4,34E+05	8,84E+05	9,85E+05	8,84E+05	
28	3,15E-04	56,77	1,74E+06	2,66E+06	3,18E+06	2,66E+06	2668,56
	3,15E-04	56,78	1,74E+06	2,66E+06	3,18E+06	2,66E+06	
	3,14E-04	56,78	1,75E+06	2,67E+06	3,19E+06	2,67E+06	
	3,14E-04	56,75	1,75E+06	2,67E+06	3,19E+06	2,67E+06	
	3,14E-04	56,74	1,76E+06	2,68E+06	3,20E+06	2,68E+06	
22	2,08E-04	48,36	6,42E+06	7,22E+06	9,65E+06	7,22E+06	7245,34
	2,08E-04	48,39	6,41E+06	7,22E+06	9,66E+06	7,22E+06	
	2,08E-04	48,32	6,43E+06	7,22E+06	9,66E+06	7,22E+06	
	2,07E-04	48,31	6,46E+06	7,26E+06	9,72E+06	7,26E+06	
	2,05E-04	48,22	6,53E+06	7,31E+06	9,81E+06	7,31E+06	

Apêndice B.7 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-1% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	2,01E-03	69,80	8,79E+04	2,39E+05	2,76E+05	2,59E+05	263,08
	2,00E-03	69,68	8,88E+04	2,40E+05	2,79E+05	2,61E+05	
	2,00E-03	69,40	8,97E+04	2,39E+05	2,83E+05	2,65E+05	
	2,00E-03	69,38	9,02E+04	2,40E+05	2,86E+05	2,67E+05	
	2,01E-03	69,43	8,95E+04	2,39E+05	2,81E+05	2,63E+05	
34	1,10E-03	65,52	3,03E+05	6,66E+05	7,82E+05	7,12E+05	723,13
	1,10E-03	65,44	3,06E+05	6,69E+05	7,90E+05	7,19E+05	
	1,10E-03	65,45	3,05E+05	6,68E+05	7,97E+05	7,24E+05	
	1,10E-03	65,48	3,05E+05	6,69E+05	8,02E+05	7,30E+05	
	1,09E-03	65,41	3,08E+05	6,73E+05	8,04E+05	7,31E+05	
28	4,05E-04	58,68	1,29E+06	2,12E+06	2,41E+06	2,06E+06	2059,98
	4,05E-04	58,70	1,29E+06	2,12E+06	2,41E+06	2,06E+06	
	4,03E-04	58,62	1,30E+06	2,13E+06	2,42E+06	2,06E+06	
	4,02E-04	58,63	1,30E+06	2,13E+06	2,41E+06	2,06E+06	
	4,01E-04	58,57	1,31E+06	2,14E+06	2,41E+06	2,06E+06	
22	2,55E-04	50,26	5,04E+06	6,06E+06	6,69E+06	5,15E+06	5145,14
	2,54E-04	50,25	5,05E+06	6,07E+06	6,69E+06	5,14E+06	
	2,55E-04	50,26	5,04E+06	6,06E+06	6,69E+06	5,15E+06	
	2,54E-04	50,20	5,06E+06	6,07E+06	6,69E+06	5,14E+06	
	2,52E-04	50,15	5,10E+06	6,11E+06	6,71E+06	5,15E+06	

Apêndice B.8 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-1% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	1,98E-03	70,16	8,74E+04	2,42E+05	2,57E+05	2,42E+05	241,13
	1,99E-03	70,21	8,69E+04	2,42E+05	2,57E+05	2,42E+05	
	2,00E-03	70,16	8,66E+04	2,40E+05	2,55E+05	2,40E+05	
	2,00E-03	70,19	8,67E+04	2,41E+05	2,56E+05	2,41E+05	
	1,99E-03	70,28	8,65E+04	2,41E+05	2,56E+05	2,41E+05	
34	1,08E-03	66,04	3,03E+05	6,81E+05	7,45E+05	6,81E+05	687,99
	1,08E-03	66,05	3,05E+05	6,86E+05	7,50E+05	6,86E+05	
	1,07E-03	65,96	3,08E+05	6,91E+05	7,57E+05	6,91E+05	
	1,06E-03	65,82	3,11E+05	6,92E+05	7,59E+05	6,92E+05	
	1,07E-03	65,84	3,09E+05	6,90E+05	7,56E+05	6,90E+05	
28	3,99E-04	58,81	1,30E+06	2,15E+06	2,51E+06	2,15E+06	2170,80
	3,98E-04	58,82	1,31E+06	2,16E+06	2,52E+06	2,16E+06	
	3,95E-04	58,73	1,32E+06	2,17E+06	2,54E+06	2,17E+06	
	3,93E-04	58,71	1,33E+06	2,19E+06	2,56E+06	2,19E+06	
	3,92E-04	58,69	1,33E+06	2,19E+06	2,56E+06	2,19E+06	
22	2,48E-04	50,11	5,19E+06	6,21E+06	8,09E+06	6,20E+06	6200,33
	2,48E-04	50,11	5,19E+06	6,21E+06	8,09E+06	6,21E+06	
	2,48E-04	50,10	5,18E+06	6,20E+06	8,08E+06	6,20E+06	
	2,49E-04	50,09	5,17E+06	6,19E+06	8,07E+06	6,19E+06	
	2,48E-04	50,03	5,20E+06	6,21E+06	8,10E+06	6,21E+06	

Apêndice B.9 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-2% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	1,73E-03	69,47	1,33E+05	1,04E+05	2,76E+05	2,59E+05	262,92
	1,71E-03	69,55	1,31E+05	1,04E+05	2,79E+05	2,61E+05	
	1,69E-03	69,51	1,30E+05	1,06E+05	2,83E+05	2,65E+05	
	1,67E-03	69,38	1,33E+05	1,07E+05	2,86E+05	2,67E+05	
	1,70E-03	69,31	1,31E+05	1,06E+05	2,81E+05	2,63E+05	
34	9,35E-04	65,00	4,53E+05	3,65E+05	7,82E+05	7,09E+05	720,45
	9,26E-04	64,99	4,53E+05	3,69E+05	7,90E+05	7,16E+05	
	9,19E-04	65,10	4,42E+05	3,70E+05	7,97E+05	7,22E+05	
	9,12E-04	65,00	4,41E+05	3,74E+05	8,02E+05	7,27E+05	
	9,08E-04	64,90	4,43E+05	3,77E+05	8,04E+05	7,28E+05	
28	3,52E-04	57,84	1,88E+06	1,52E+06	2,41E+06	2,04E+06	2041,13
	3,53E-04	57,79	1,88E+06	1,52E+06	2,41E+06	2,04E+06	
	3,52E-04	57,80	1,88E+06	1,52E+06	2,42E+06	2,04E+06	
	3,52E-04	57,77	1,89E+06	1,52E+06	2,41E+06	2,04E+06	
	3,52E-04	57,75	1,88E+06	1,52E+06	2,41E+06	2,04E+06	
22	2,28E-04	49,34	6,91E+06	5,75E+06	6,69E+06	5,08E+06	5073,73
	2,28E-04	49,33	6,93E+06	5,75E+06	6,69E+06	5,07E+06	
	2,27E-04	49,27	6,92E+06	5,76E+06	6,69E+06	5,07E+06	
	2,27E-04	49,20	6,95E+06	5,78E+06	6,69E+06	5,07E+06	
	2,27E-04	49,25	7,03E+06	5,78E+06	6,71E+06	5,08E+06	

Apêndice B.10 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-2% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	1,83E-03	69,02	1,00E+05	2,61E+05	2,80E+05	2,61E+05	263,27
	1,79E-03	69,37	1,00E+05	2,66E+05	2,84E+05	2,66E+05	
	1,82E-03	69,30	9,93E+04	2,63E+05	2,81E+05	2,63E+05	
	1,83E-03	69,32	9,84E+04	2,61E+05	2,79E+05	2,61E+05	
	1,80E-03	69,34	1,00E+05	2,65E+05	2,84E+05	2,65E+05	
34	1,00E-03	64,66	3,44E+05	7,27E+05	8,04E+05	7,27E+05	736,50
	1,00E-03	64,70	3,45E+05	7,29E+05	8,06E+05	7,29E+05	
	9,93E-04	64,71	3,47E+05	7,35E+05	8,13E+05	7,35E+05	
	9,86E-04	64,77	3,49E+05	7,41E+05	8,19E+05	7,41E+05	
	9,71E-04	64,73	3,55E+05	7,52E+05	8,31E+05	7,51E+05	
28	3,80E-04	57,66	1,42E+06	2,24E+06	2,65E+06	2,23E+06	2241,96
	3,80E-04	57,69	1,41E+06	2,24E+06	2,65E+06	2,24E+06	
	3,79E-04	57,69	1,42E+06	2,24E+06	2,65E+06	2,24E+06	
	3,78E-04	57,67	1,42E+06	2,24E+06	2,66E+06	2,24E+06	
	3,76E-04	57,63	1,43E+06	2,25E+06	2,67E+06	2,25E+06	
22	2,41E-04	49,36	5,42E+06	6,32E+06	8,32E+06	6,32E+06	6333,93
	2,41E-04	49,33	5,43E+06	6,32E+06	8,34E+06	6,32E+06	
	2,40E-04	49,29	5,45E+06	6,34E+06	8,36E+06	6,34E+06	
	2,40E-04	49,27	5,46E+06	6,34E+06	8,37E+06	6,34E+06	
	2,39E-04	49,27	5,47E+06	6,35E+06	8,38E+06	6,35E+06	

Apêndice B.11 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-3% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	2,13E-03	70,85	7,89E+04	2,27E+05	2,76E+05	2,61E+05	265,33
	2,10E-03	71,00	7,93E+04	2,30E+05	2,79E+05	2,63E+05	
	2,11E-03	70,86	7,95E+04	2,29E+05	2,83E+05	2,67E+05	
	2,13E-03	70,86	7,88E+04	2,27E+05	2,86E+05	2,70E+05	
	2,09E-03	70,88	7,99E+04	2,31E+05	2,81E+05	2,65E+05	
34	1,16E-03	66,34	2,81E+05	6,41E+05	7,82E+05	7,16E+05	728,45
	1,16E-03	66,37	2,80E+05	6,40E+05	7,90E+05	7,24E+05	
	1,16E-03	66,47	2,77E+05	6,36E+05	7,97E+05	7,30E+05	
	1,15E-03	66,37	2,81E+05	6,42E+05	8,02E+05	7,35E+05	
	1,15E-03	66,45	2,80E+05	6,42E+05	8,04E+05	7,37E+05	
28	4,18E-04	59,23	1,23E+06	2,07E+06	2,41E+06	2,07E+06	2072,71
	4,19E-04	59,30	1,23E+06	2,06E+06	2,41E+06	2,07E+06	
	4,15E-04	59,20	1,24E+06	2,08E+06	2,42E+06	2,07E+06	
	4,14E-04	59,20	1,24E+06	2,08E+06	2,41E+06	2,07E+06	
	4,13E-04	59,20	1,25E+06	2,09E+06	2,41E+06	2,07E+06	
22	2,61E-04	50,74	4,86E+06	5,95E+06	6,69E+06	5,18E+06	5179,95
	2,61E-04	50,76	4,86E+06	5,95E+06	6,69E+06	5,18E+06	
	2,61E-04	50,71	4,87E+06	5,96E+06	6,69E+06	5,18E+06	
	2,59E-04	50,68	4,91E+06	5,99E+06	6,69E+06	5,18E+06	
	2,56E-04	50,57	4,98E+06	6,06E+06	6,71E+06	5,18E+06	

Apêndice B.12 - Cisalhamento dinâmico do nanocompósito NA-3% (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	1,99E-03	70,45	8,59E+04	2,42E+05	2,57E+05	2,42E+05	241,00
	2,00E-03	70,48	8,53E+04	2,41E+05	2,55E+05	2,41E+05	
	2,03E-03	70,58	8,39E+04	2,38E+05	2,52E+05	2,38E+05	
	1,98E-03	70,54	8,57E+04	2,43E+05	2,57E+05	2,43E+05	
	1,99E-03	70,46	8,59E+04	2,42E+05	2,57E+05	2,42E+05	
34	1,08E-03	66,09	3,02E+05	6,81E+05	7,45E+05	6,81E+05	682,67
	1,08E-03	66,14	3,03E+05	6,85E+05	7,49E+05	6,85E+05	
	1,08E-03	66,12	3,03E+05	6,85E+05	7,49E+05	6,85E+05	
	1,08E-03	66,14	3,03E+05	6,84E+05	7,48E+05	6,84E+05	
	1,09E-03	66,01	3,02E+05	6,78E+05	7,42E+05	6,78E+05	
28	4,10E-04	59,13	1,26E+06	2,10E+06	2,45E+06	2,10E+06	2120,53
	4,07E-04	59,11	1,27E+06	2,12E+06	2,47E+06	2,12E+06	
	4,07E-04	59,15	1,27E+06	2,12E+06	2,47E+06	2,12E+06	
	4,05E-04	59,08	1,28E+06	2,13E+06	2,48E+06	2,13E+06	
	4,04E-04	59,09	1,28E+06	2,13E+06	2,49E+06	2,13E+06	
22	2,52E-04	50,69	5,05E+06	6,17E+06	7,98E+06	6,17E+06	6194,56
	2,52E-04	50,65	5,06E+06	6,17E+06	7,98E+06	6,17E+06	
	2,51E-04	50,63	5,07E+06	6,17E+06	7,99E+06	6,17E+06	
	2,50E-04	50,59	5,10E+06	6,20E+06	8,03E+06	6,20E+06	
	2,47E-04	50,50	5,16E+06	6,26E+06	8,11E+06	6,26E+06	

Apêndice B.13 - Cisalhamento dinâmico do ligante asfáltico 50-70 (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - original).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	1,85E-03	69,16	9,80E+04	2,57E+05	2,76E+05	2,58E+05	262,64
	1,87E-03	69,31	9,67E+04	2,56E+05	2,79E+05	2,61E+05	
	1,87E-03	69,34	9,63E+04	2,55E+05	2,83E+05	2,65E+05	
	1,87E-03	69,32	9,63E+04	2,55E+05	2,86E+05	2,67E+05	
	1,87E-03	69,26	9,69E+04	2,56E+05	2,81E+05	2,62E+05	
34	1,02E-03	65,26	3,32E+05	7,20E+05	7,82E+05	7,10E+05	721,81
	1,01E-03	65,24	3,34E+05	7,24E+05	7,90E+05	7,17E+05	
	1,01E-03	65,22	3,35E+05	7,25E+05	7,97E+05	7,23E+05	
	1,01E-03	65,22	3,34E+05	7,25E+05	8,02E+05	7,28E+05	
	1,01E-03	65,22	3,35E+05	7,25E+05	8,04E+05	7,30E+05	
28	3,81E-04	58,32	1,39E+06	2,24E+06	2,41E+06	2,05E+06	2051,70
	3,80E-04	58,28	1,39E+06	2,25E+06	2,41E+06	2,05E+06	
	3,79E-04	58,26	1,40E+06	2,26E+06	2,42E+06	2,05E+06	
	3,78E-04	58,24	1,40E+06	2,26E+06	2,41E+06	2,05E+06	
	3,78E-04	58,22	1,40E+06	2,26E+06	2,41E+06	2,05E+06	
22	2,44E-04	49,95	5,30E+06	6,30E+06	6,69E+06	5,12E+06	5117,97
	2,43E-04	49,91	5,31E+06	6,31E+06	6,69E+06	5,12E+06	
	2,43E-04	49,90	5,32E+06	6,32E+06	6,69E+06	5,12E+06	
	2,41E-04	49,82	5,38E+06	6,37E+06	6,69E+06	5,11E+06	
	2,38E-04	49,73	5,44E+06	6,42E+06	6,71E+06	5,12E+06	

Apêndice B.14 - Cisalhamento dinâmico do ligante asfáltico 50-70 (amostra envelhecida no RTFOT + PAV - réplica).

T (°C)	Deformação	δ (Graus)	G' (Pa)	G'' (Pa)	G* (Pa)	G*senδ (Pa)	Média G*senδ (kPa)
40	1,81E-03	70,41	9,45E+04	2,66E+05	2,82E+05	2,65E+05	264,86
	1,81E-03	70,42	9,45E+04	2,66E+05	2,82E+05	2,66E+05	
	1,82E-03	70,35	9,41E+04	2,64E+05	2,80E+05	2,64E+05	
	1,82E-03	70,32	9,43E+04	2,64E+05	2,80E+05	2,64E+05	
	1,80E-03	70,33	9,51E+04	2,66E+05	2,82E+05	2,66E+05	
34	9,86E-04	65,50	3,39E+05	7,45E+05	8,18E+05	7,45E+05	751,89
	9,81E-04	65,53	3,41E+05	7,49E+05	8,23E+05	7,49E+05	
	9,76E-04	65,50	3,43E+05	7,52E+05	8,27E+05	7,52E+05	
	9,72E-04	65,50	3,44E+05	7,56E+05	8,31E+05	7,56E+05	
	9,69E-04	65,46	3,46E+05	7,58E+05	8,33E+05	7,57E+05	
28	3,70E-04	58,26	1,43E+06	2,31E+06	2,71E+06	2,31E+06	2305,60
	3,71E-04	58,33	1,42E+06	2,30E+06	2,70E+06	2,30E+06	
	3,70E-04	58,31	1,42E+06	2,31E+06	2,71E+06	2,31E+06	
	3,71E-04	58,24	1,43E+06	2,30E+06	2,71E+06	2,30E+06	
	3,69E-04	58,25	1,43E+06	2,31E+06	2,72E+06	2,31E+06	
22	2,38E-04	49,96	5,42E+06	6,45E+06	8,43E+06	6,45E+06	6454,55
	2,38E-04	49,95	5,42E+06	6,44E+06	8,42E+06	6,44E+06	
	2,38E-04	49,94	5,42E+06	6,44E+06	8,42E+06	6,44E+06	
	2,38E-04	49,91	5,43E+06	6,45E+06	8,43E+06	6,45E+06	
	2,36E-04	49,85	5,47E+06	6,49E+06	8,49E+06	6,49E+06	

APÊNDICE C – Resultados da Dosagem Superpave

Apêndice C.1 - Dados da compactação CP 1 (mistura de referência).

CP 1 - Teor de Ligante: 4,35%					
Massa (g): 4768,4			Fator de Correção: 1,0242		
Giros	H (mm)	G_{mb} (estimado)	G_{mb} (corrigido)	% G_{mm}	V_v (%)
9	118,37	2,280	2,335	86,96	13,04
20	114,44	2,358	2,415	89,94	10,06
35	111,85	2,412	2,471	92,03	7,97
50	110,29	2,447	2,506	93,33	6,67
65	109,25	2,470	2,530	94,22	5,78
80	108,49	2,487	2,547	94,88	5,12
95	107,89	2,501	2,562	95,40	4,60
110	107,40	2,512	2,573	95,84	4,16
120	107,11	2,519	2,580	96,10	3,90
125	106,98	2,522	2,583	96,22	3,78
140	106,63	2,531	2,592	96,53	3,47
155	106,34	2,537	2,599	96,79	3,21
170	106,09	2,543	2,605	97,02	2,98
185	105,88	2,549	2,610	97,22	2,78
195	105,74	2,552	2,614	97,34	2,66
200	105,66	2,554	2,616	97,42	2,58
205	105,60	2,555	2,617	97,47	2,53

Apêndice C.2 - Dados da compactação CP 2 (mistura de referência).

CP 2 - Teor de Ligante: 4,35%					
Massa (g): 4756,3			Fator de Correção: 1,0261		
Giros	H (mm)	G_{mb} (estimado)	G_{mb} (corrigido)	% G_{mm}	V_v (%)
9	119,45	2,253	2,312	86,11	13,89
20	115,24	2,336	2,397	89,26	10,74
35	112,45	2,394	2,456	91,47	8,53
50	110,83	2,429	2,492	92,81	7,19
65	109,74	2,453	2,517	93,73	6,27
80	108,95	2,470	2,535	94,41	5,59
95	108,33	2,485	2,549	94,95	5,05
110	107,85	2,496	2,561	95,37	4,63
120	107,57	2,502	2,567	95,62	4,38
125	107,43	2,505	2,571	95,75	4,25
140	107,10	2,513	2,579	96,04	3,96
155	106,81	2,520	2,586	96,30	3,70
170	106,56	2,526	2,592	96,53	3,47
185	106,35	2,531	2,597	96,72	3,28
195	106,21	2,534	2,600	96,85	3,15
200	106,14	2,536	2,602	96,91	3,09
205	106,08	2,537	2,603	96,96	3,04

Apêndice C.3 - Dados da compactação CP 3 (mistura de referência).

CP 3 - Teor de Ligante: 4,35%					
Massa (g): 4772,5			Fator de Correção: 1,0263		
Giros	H (mm)	G_{mb} (estimado)	G_{mb} (corrigido)	% G_{mm}	V_v (%)
9	119,45	2,261	2,320	86,42	13,58
20	115,22	2,344	2,406	89,60	10,40
35	112,49	2,401	2,464	91,77	8,23
50	110,92	2,435	2,499	93,07	6,93
65	109,84	2,459	2,524	93,99	6,01
80	109,05	2,477	2,542	94,67	5,33
95	108,43	2,491	2,556	95,21	4,79
110	107,95	2,502	2,568	95,63	4,37
120	107,68	2,508	2,574	95,87	4,13
125	107,54	2,511	2,577	96,00	4,00
140	107,20	2,519	2,586	96,30	3,70
155	106,90	2,526	2,593	96,57	3,43
170	106,66	2,532	2,599	96,79	3,21
185	106,44	2,537	2,604	96,99	3,01
195	106,31	2,540	2,607	97,11	2,89
200	106,25	2,542	2,609	97,16	2,84
205	106,18	2,543	2,610	97,22	2,78

Apêndice C.4 - Dados da compactação CP 1 (mistura com NA-3%).

CP 1 - Teor de Ligante: 4,10%					
Massa (g): 4763,4			Fator de Correção: 1,0240		
Giros	H (mm)	G_{mb} (estimado)	G_{mb} (corrigido)	% G_{mm}	V_v (%)
9	118,22	2,280	2,335	86,80	13,20
20	114,16	2,361	2,418	89,88	10,12
35	111,42	2,419	2,477	92,09	7,91
50	109,95	2,452	2,510	93,33	6,67
65	108,91	2,475	2,534	94,22	5,78
80	108,13	2,493	2,553	94,90	5,10
95	107,57	2,506	2,566	95,39	4,61
110	107,05	2,518	2,578	95,85	4,15
120	106,77	2,525	2,585	96,11	3,89
125	106,63	2,528	2,589	96,23	3,77
140	106,29	2,536	2,597	96,54	3,46
155	105,99	2,543	2,604	96,81	3,19
170	105,73	2,549	2,611	97,05	2,95
185	105,50	2,555	2,616	97,26	2,74
195	105,36	2,558	2,620	97,39	2,61
200	105,28	2,560	2,622	97,47	2,53
205	105,23	2,562	2,623	97,51	2,49

Apêndice C.5 - Dados da compactação CP 2 (mistura com NA-3%).

CP 2 - Teor de Ligante: 4,10%					
Massa (g): 4772,3			Fator de Correção: 1,0239		
Giros	H (mm)	G_{mb} (estimado)	G_{mb} (corrigido)	% G_{mm}	V_v (%)
9	119,03	2,269	2,323	86,36	13,64
20	114,88	2,351	2,407	89,48	10,52
35	112,26	2,406	2,463	91,57	8,43
50	110,70	2,440	2,498	92,86	7,14
65	109,65	2,463	2,522	93,75	6,25
80	108,86	2,481	2,540	94,43	5,57
95	108,24	2,495	2,555	94,97	5,03
110	107,44	2,514	2,574	95,68	4,32
120	107,47	2,513	2,573	95,65	4,35
125	107,34	2,516	2,576	95,76	4,24
140	106,96	2,525	2,585	96,10	3,90
155	106,68	2,531	2,592	96,36	3,64
170	106,41	2,538	2,599	96,60	3,40
185	106,18	2,543	2,604	96,81	3,19
195	106,05	2,547	2,607	96,93	3,07
200	105,97	2,548	2,609	97,00	3,00
205	105,90	2,550	2,611	97,07	2,93

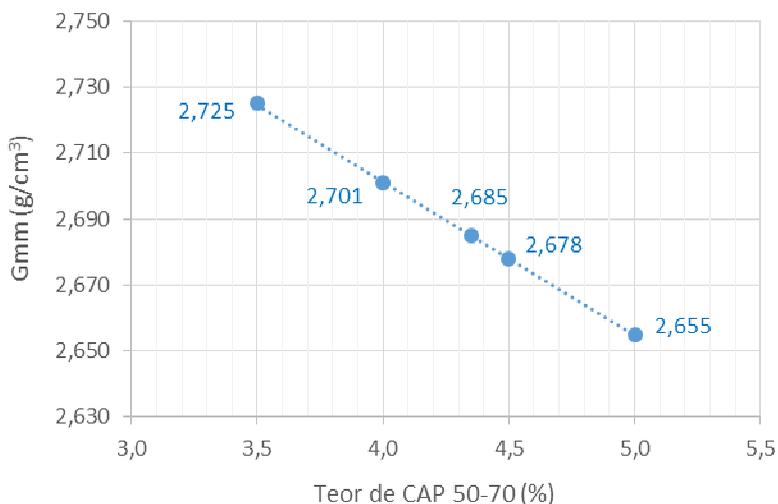
Apêndice C.6 - Dados da compactação CP 1 (mistura com NTC-2%).

CP 1 - Teor de Ligante: 4,10%					
Massa (g): 4761,3			Fator de Correção: 1,0239		
Giros	H (mm)	G_{mb} (estimado)	G_{mb} (corrigido)	% G_{mm}	V_v (%)
9	118,80	2,268	2,322	86,43	13,57
20	114,63	2,350	2,407	89,57	10,43
35	111,95	2,407	2,464	91,71	8,29
50	110,40	2,441	2,499	93,00	7,00
65	109,35	2,464	2,523	93,90	6,10
80	108,56	2,482	2,541	94,58	5,42
95	107,96	2,496	2,555	95,10	4,90
110	107,44	2,508	2,568	95,56	4,44
120	107,17	2,514	2,574	95,81	4,19
125	107,03	2,517	2,578	95,93	4,07
140	106,66	2,526	2,587	96,26	3,74
155	106,37	2,533	2,594	96,53	3,47
170	106,12	2,539	2,600	96,75	3,25
185	105,89	2,544	2,605	96,96	3,04
195	105,74	2,548	2,609	97,10	2,90
200	105,69	2,549	2,610	97,15	2,85
205	105,59	2,552	2,613	97,24	2,76

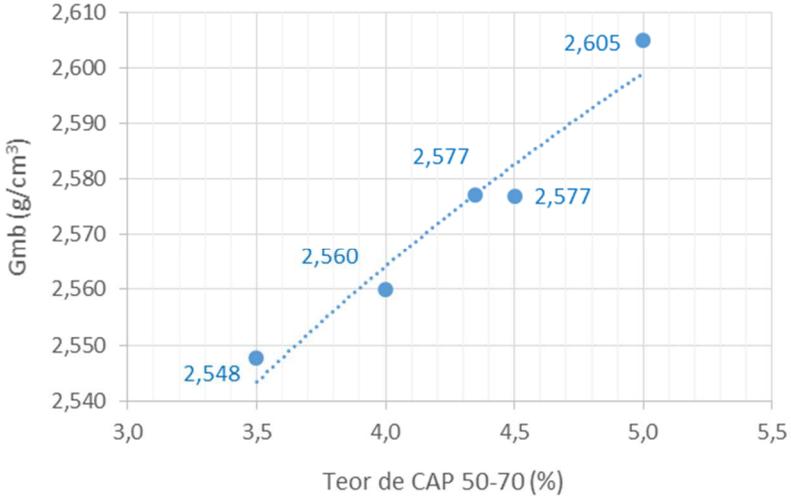
Apêndice C.7 - Dados da compactação CP 2 (mistura com NTC-2%).

CP 2 - Teor de Ligante: 4,10%					
Massa (g): 4768,2			Fator de Correção: 1,0241		
Giros	H (mm)	G _{mb} (estimado)	G _{mb} (corrigido)	% G _{mm}	V _v (%)
9	119,19	2,264	2,318	86,28	13,72
20	114,92	2,348	2,405	89,49	10,51
35	112,18	2,405	2,463	91,67	8,33
50	110,57	2,440	2,499	93,01	6,99
65	109,48	2,465	2,524	93,94	6,06
80	108,68	2,483	2,543	94,63	5,37
95	108,07	2,497	2,557	95,16	4,84
110	107,57	2,508	2,569	95,60	4,40
120	107,28	2,515	2,576	95,86	4,14
125	107,14	2,518	2,579	95,99	4,01
140	106,78	2,527	2,588	96,31	3,69
155	106,45	2,535	2,596	96,61	3,39
170	106,20	2,541	2,602	96,84	3,16
185	105,98	2,546	2,607	97,04	2,96
195	105,84	2,549	2,611	97,17	2,83
200	105,77	2,551	2,613	97,23	2,77
205	105,70	2,553	2,614	97,29	2,71

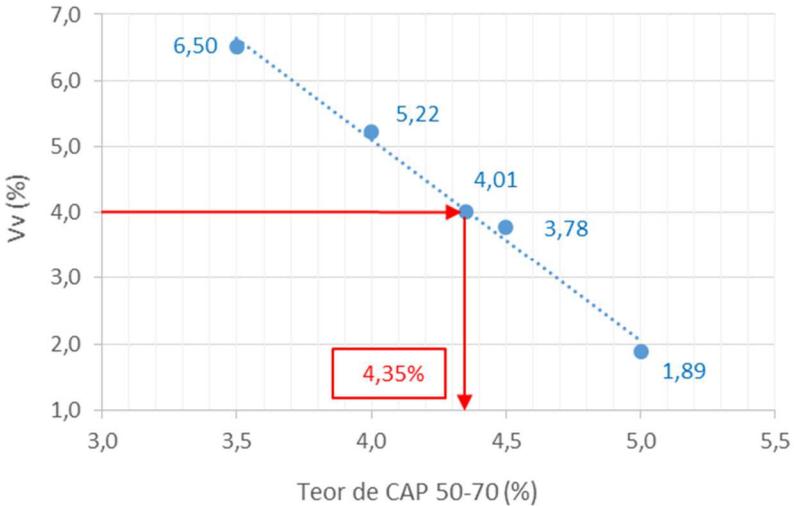
Apêndice C.8 - Teor de ligante asfáltico *versus* massa específica máxima (mistura de referência).



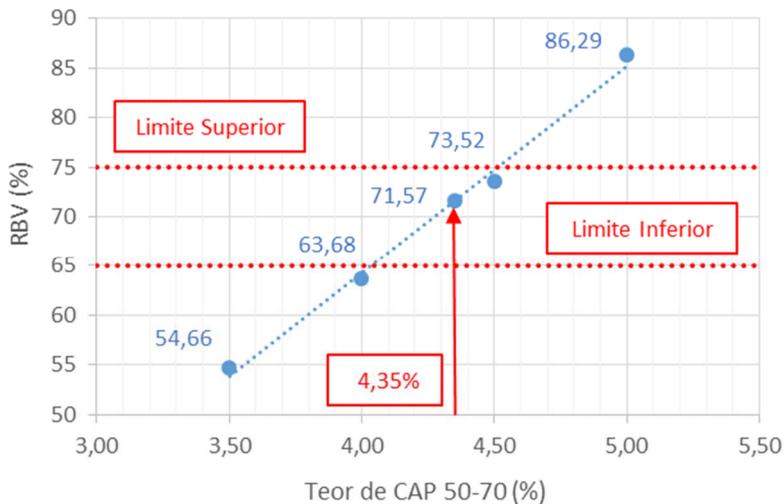
Apêndice C.9 - Teor de ligante asfáltico *versus* massa específica aparente do corpo de prova compactado no $N_{projeto}$ (mistura de referência).



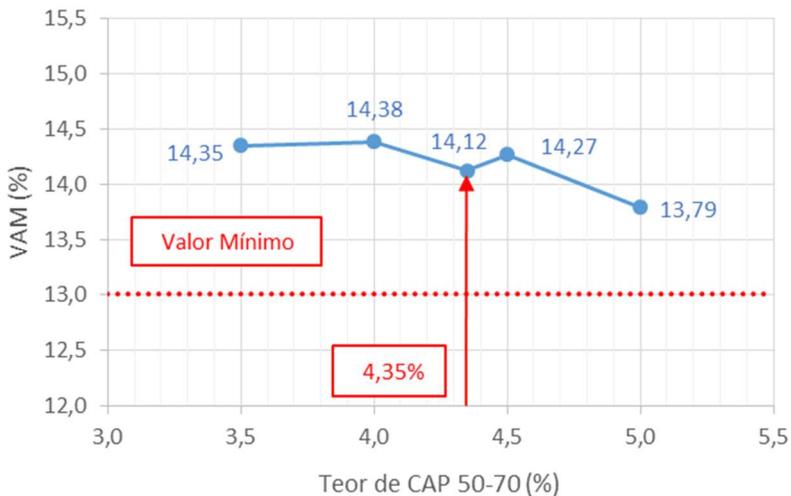
Apêndice C.10 - Teor de ligante asfáltico *versus* volume de vazios (mistura de referência).



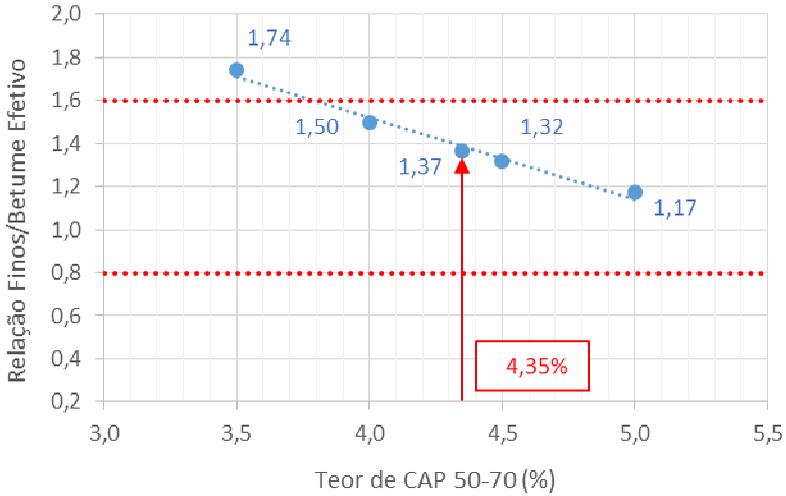
Apêndice C.11 - Teor de ligante asfáltico *versus* relação betume/vazios (mistura de referência).



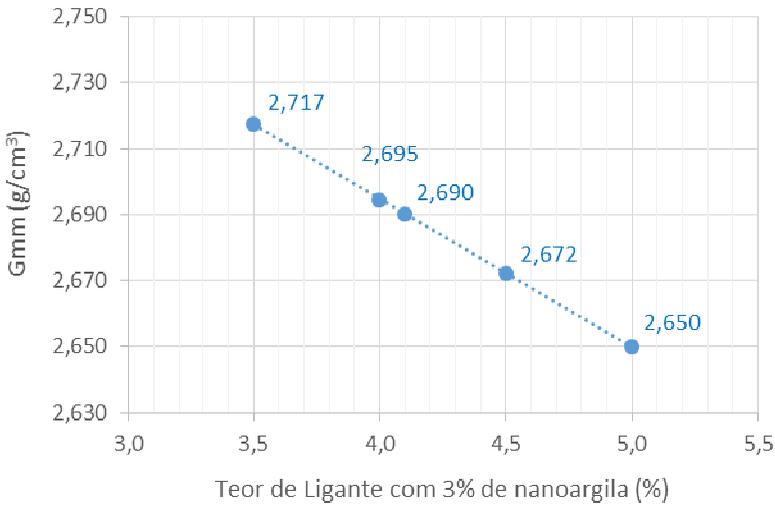
Apêndice C.12 - Teor de ligante asfáltico *versus* vazios do agregado mineral (mistura de referência).



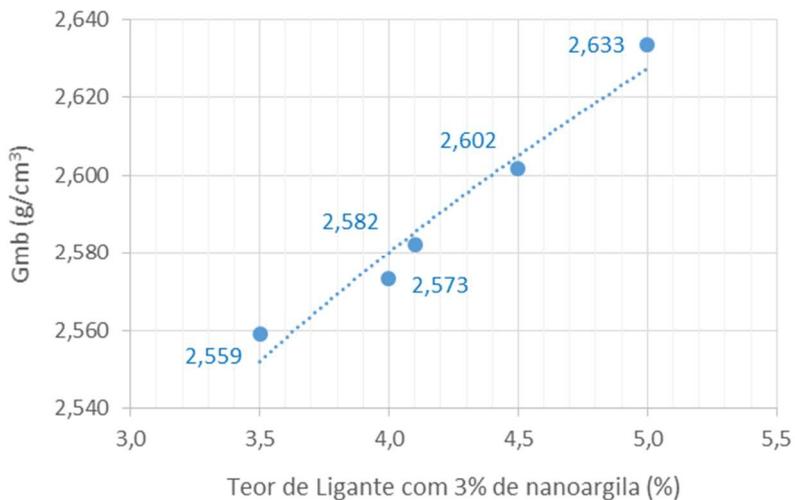
Apêndice C.13 - Teor de ligante asfáltico *versus* proporção finos/betume efetivo (mistura de referência).



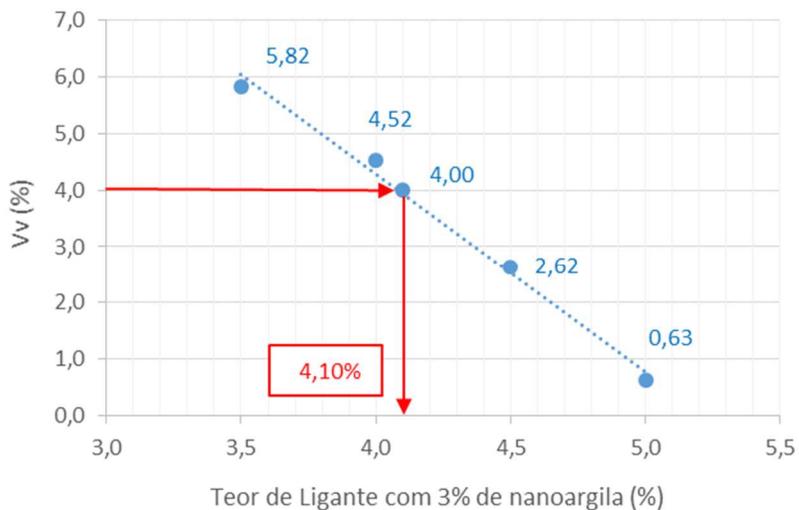
Apêndice C.14 - Teor de ligante asfáltico *versus* massa específica máxima (mistura com NA-3%).



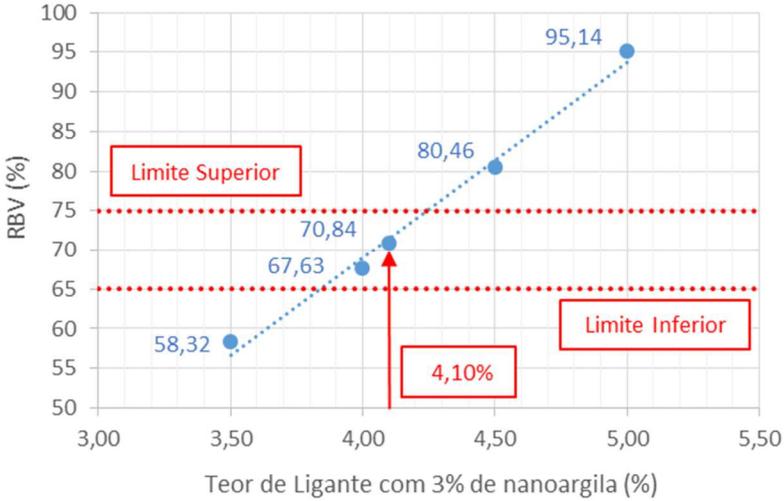
Apêndice C.15 - Teor de ligante asfáltico *versus* massa específica aparente do corpo de prova compactado no $N_{projeto}$ (mistura com NA-3%).



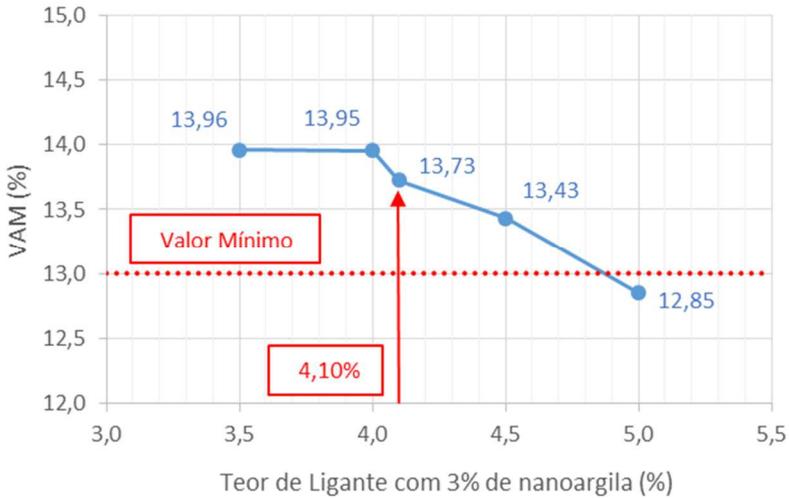
Apêndice C.16 - Teor de ligante asfáltico *versus* volume de vazios (mistura com NA-3%).



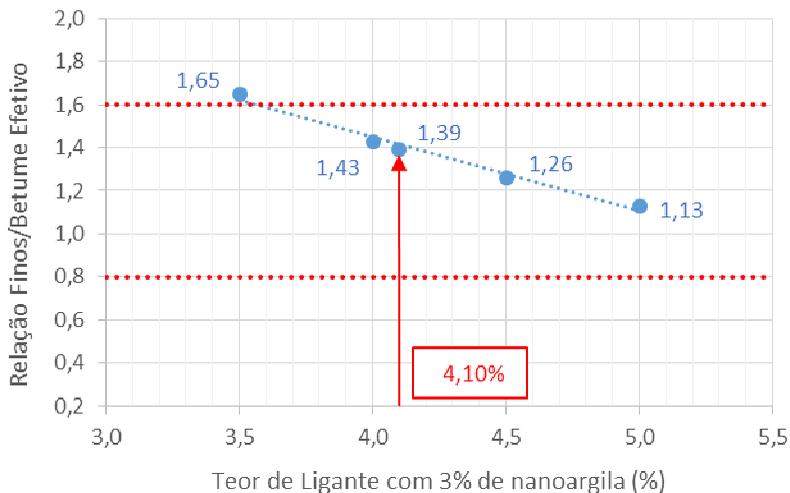
Apêndice C.17 - Teor de ligante asfáltico *versus* relação betume/vazios (mistura com NA-3%).



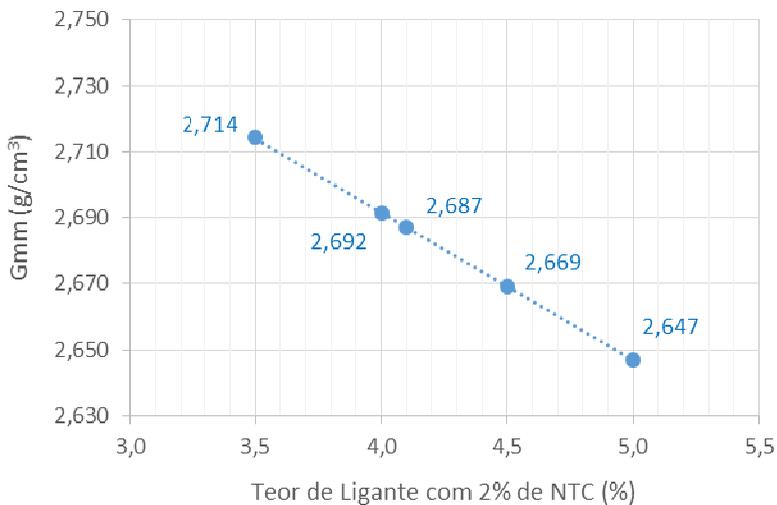
Apêndice C.18 - Teor de ligante asfáltico *versus* vazios do agregado mineral (mistura com NA-3%).



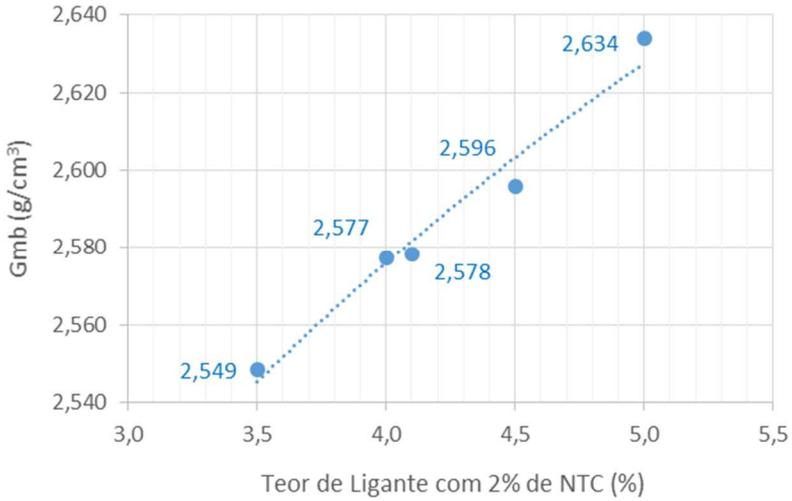
Apêndice C.19 - Teor de ligante asfáltico *versus* proporção finos/betume efetivo (mistura com NA-3%).



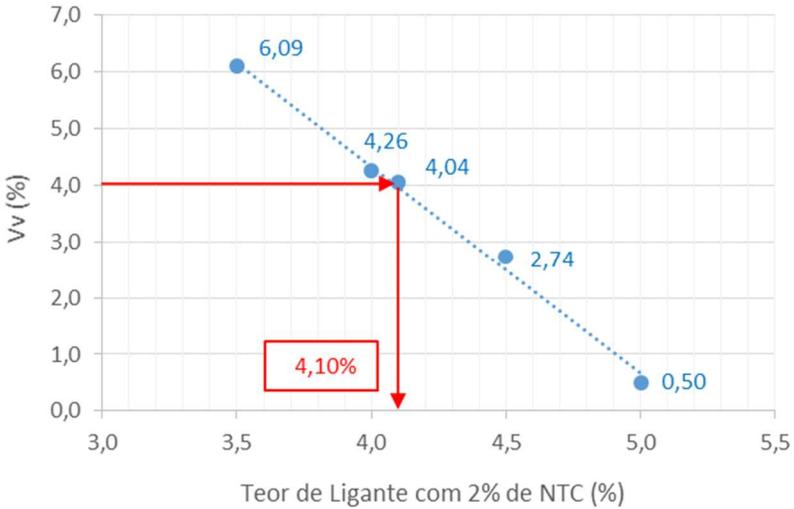
Apêndice C.20 - Teor de ligante asfáltico *versus* massa específica máxima (mistura com NTC-2%).



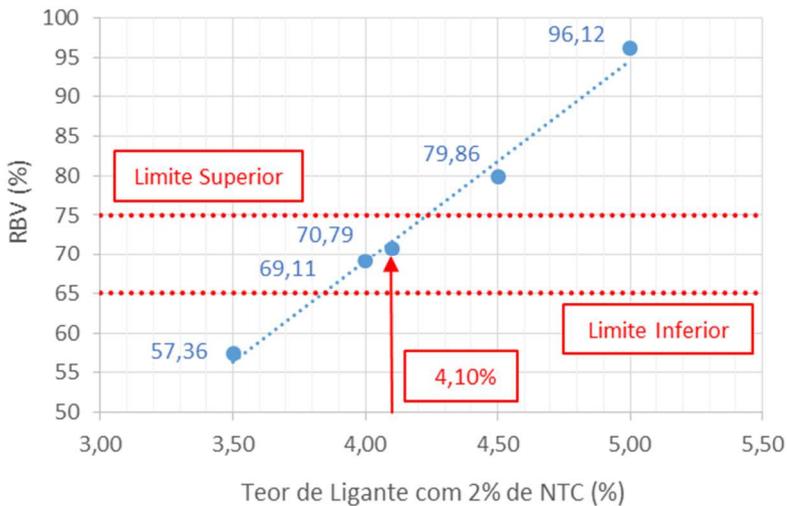
Apêndice C.21 - Teor de ligante asfáltico *versus* massa específica aparente do corpo de prova compactado no $N_{projeto}$ (mistura com NTC-2%).



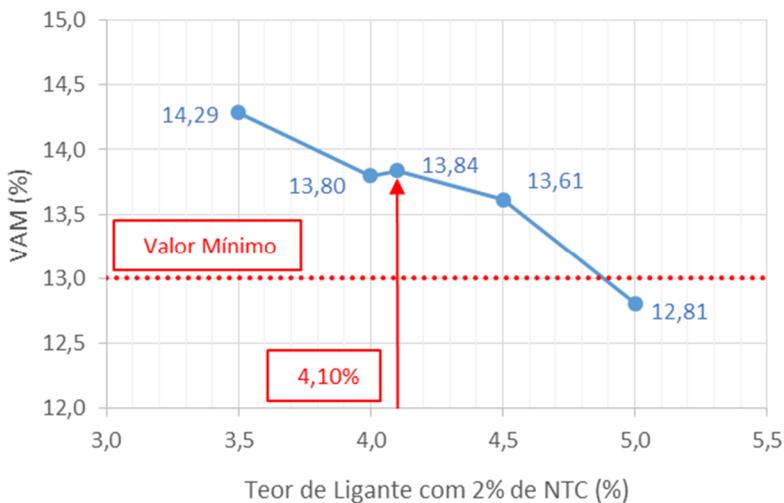
Apêndice C.22 - Teor de ligante asfáltico *versus* volume de vazios (mistura com NTC-2%).



Apêndice C.23 - Teor de ligante asfáltico *versus* relação betume/vazios (mistura com NTC-2%).



Apêndice C.24 - Teor de ligante asfáltico *versus* vazios do agregado mineral (mistura com NTC-2%).



Apêndice C.25 - Teor de ligante asfáltico *versus* proporção finos/betume efetivo (mistura com NTC-2%).

