

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS
ASFÁLTICAS: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO
CONFORME CRITÉRIO DE FLOW NUMBER DE MISTURAS
QUENTES E MORNAS**

Larissa Montagner de Barros

Porto Alegre
2017

LARISSA MONTAGNER DE BARROS

**DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS
ASFÁLTICAS: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO PELO
CRITÉRIO DE FLOW NUMBER DE MISTURAS QUENTES E
MORNAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestra em
Engenharia

Porto Alegre
2017

De Barros, Larissa Montagner
Deformação Permanente de Misturas Asfálticas:
Avaliação do desempenho pelo critério de Flow Number
de misturas quentes e mornas / Larissa Montagner De
Barros. -- 2017.
179 f.

Orientador: Jorge Augusto Pereira Ceratti.
Coorientador: Lélío Antônio Teixeira Brito.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-
RS, 2017.

1. Deformação Permanente. 2. Flow Number. 3.
Misturas asfálticas quentes e mornas. I. Ceratti,
Jorge Augusto Pereira, orient. II. Brito, Lélío
Antônio Teixeira, coorient. III. Título.

LARISSA MONTAGNER DE BARROS

**DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS
ASFÁLTICAS: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO PELO
CRITÉRIO DE FLOW NUMBER DE MISTURAS QUENTES E
MORNAS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRA EM ENGENHARIA, na área de concentração de Geotecnia e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 16 de Março de 2017

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
DSc. Pela UFRJ / Brasil
Orientador

Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito
PhD. pela Universidade de Nottingham
Coorientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof.^a Kamilla Vasconcelos Savasini (EPUSP)
PhD. pela Texas A&M University, EUA

Luis Alberto Herrmann do Nascimento (CENPES)
PhD. pela North Carolina State University, EUA

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, BR

Dedico este trabalho aos meus pais, Carlos Eduardo e Marlene e a minha irmã Eduarda que não pouparam esforços para que essa conquista se concretizasse e foram de extrema importância nesta caminhada, compartilhando amor, sonhos e companheirismo.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos aqueles que, de alguma forma, colaboraram com este trabalho ao longo desses anos, mas em especial quero agradecer:

Ao meu orientador Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, pela orientação, apoio, incentivo e ensinamentos transmitidos ao longo dessa caminhada.

Agradeço ao Prof. Lélío Antônio Brito, meu coorientador, por toda a dedicação, ajuda, pelas conversas de apoio nos momentos de crise, pelo incentivo transmitido e pela amizade.

Agradeço aos demais professores do PPGEC, por todo ensinamento transmitido.

À CAPES e ao CNPQ pela bolsa de estudos concedida durante o Mestrado, que possibilitou a dedicação total aos meus estudos.

Agradeço a toda equipe do LAPAV que foi de fundamental importância na elaboração deste trabalho, principalmente aos pesquisadores Dionísio e Marlova, ao professor Washington, aos funcionários Maria Bernadette, Rodrigo e Matheus F., aos bolsistas Cynthia, Daniel, Douglas E. Felipe P, Filipe, Guilherme, Gustavo, Junior, Kethelin, Débora, Eduarda, Matheus F. e em especial ao bolsista Fábio Conterato que ajudou no desenvolvimento inicial da pesquisa, aos doutorandos Willian e Gracieli e aos mestrandos Matheus M. e Douglas, e especial a mestrandas Camila e a doutoranda Thaís que foram além de colegas, amigas.

Agradeço ao PETER pela oportunidade de liderança e crescimento no LAPAV.

Agradeço em especial ao CENPES - Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello, ao pesquisador Luis Alberto Nascimento pela disponibilidade e ajuda na parametrização do EUCR, ao laboratorista Ulisses Figueiredo e a toda equipe do laboratório.

Agradeço ao pesquisador Filipe Kroeff do LAMEF – Laboratório de Metalurgia Física, pela ajuda no equipamento utilizado nos ensaios.

Agradeço às empresas fornecedoras dos materiais utilizados no trabalho.

Agradeço a todos os meus colegas de mestrado, em especial ao Anderson Peccin, Francisco Pereira e Jonatas Sosnoski, pelos diversos momentos de estudos e descontração.

Aos meus amigos, Agenara Quatrin, Bruna Werle, Fernanda Ribas, Francisco Pereira, Gustavo Zugno e Thaís Kleinert, que sempre estiveram comigo nessa caminhada e foram fonte de apoio e inspiração nos momentos difíceis.

Agradeço aos meus pais, Carlos Eduardo e Marlene que são meu orgulho, meu exemplo e meu porto seguro. Muito obrigado por toda dedicação, amor e educação, por compartilharem comigo momentos de alegria e me darem força nos momentos de dificuldade. E a minha irmã e amiga Eduarda, que sempre me apoiou e cuidou de mim. Amo muito vocês.

Aos meus avós, que através de orações e palavras de esperança sempre fizeram parte do meu alicerce.

E a toda a minha família Montagner e família Barros que sempre me incentivaram e acreditaram no meu potencial.

Muito obrigada a todos!

Tenho em mim todos os sonhos do mundo.

Fernando Pessoa

RESUMO

BARROS, L. M. **Deformação permanente de misturas asfálticas: avaliação do desempenho pelo critério de *Flow Number* de misturas quentes e mornas.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A deformação permanente é uma das principais patologias do revestimento asfáltico. Caracterizada pelo afundamento longitudinal do pavimento asfáltico, quando submetido ao carregamento de tensões elevadas. Conhecer o comportamento mecânico quanto à deformação permanente das misturas asfálticas é de grande relevância na busca da escolha correta da mistura a ser empregada no dimensionamento de um pavimento. O ensaio laboratorial que vem ganhando força no Brasil para avaliação do potencial de deformação plástica de misturas asfálticas é o ensaio uniaxial de carga repetida parametrizado pelo *Flow Number* (FN). Neste sentido, a presente pesquisa buscou analisar o comportamento à deformação permanente, através do ensaio uniaxial de carga repetida, de dez misturas asfálticas. Os materiais utilizados na pesquisa foram: agregados pétreos de origem basáltica e quatro diferentes ligantes asfálticos, a saber: concreto asfáltico denso - AMP 6085-E; concreto asfáltico denso – CAP TLA 30/45; concreto asfáltico *gap-graded* – AB-8 (com a incorporação de cal calcítica e cal dolomítica) e concreto asfáltico denso – CAP 30/45. As demais cinco misturas estudadas foram as mesmas, porém com a incorporação de um agente surfactante para redução das temperaturas de usinagem e compactação (misturas mornas). Os resultados mostraram que a mistura morna moldada com AMP 60/85 – E teve desempenho superior as demais misturas. O restante das misturas mornas apresentaram desempenho inferior ao das suas respectivas misturas quentes. Entre as misturas moldadas com AB-8 percebeu-se que a mistura (quente e morna) dosada com cal calcítica teve comportamento superior ao da mistura (quente e morna) com cal dolomítica, fator explicado pela quantidade superior de dióxido de cálcio disponível na cal. Quanto ao parâmetro FN, foi possível verificar que este parâmetro é mais sensível a taxa de deformação na zona secundária do que a magnitude de deformação sofrida pela mistura. Para um valor de FN igual a 300 (pistas de tráfego médio) reprovava 6 das 10 misturas estudadas, sendo que as misturas com asfalto polímero e a mistura tipo *gap-graded* com AB-8 e cal calcítica foram as misturas de desempenho superior.

Palavras-chave: *mistura asfáltica; flow number; deformação permanente.*

ABSTRACT

BARROS, L. M. **Permanent deformation of asphalt mixtures: evaluation of performance assessment using the flow number criterion on hot and warm mixes.** 2017. MSc Dissertation – Post-Graduation Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brazil.

Rutting is one of the major distress types in asphalt pavements. It is characterized by the longitudinal permanent deformation and flow around the wheel path that occurs at the surface of an asphalt concrete pavement when subjected to high stresses. Understanding the mechanical behavior of permanent deformation development on asphalt mixtures is important to an appropriate choice of the mixture to be used in the pavement structure design. The uniaxial repeated load test, via the Flow Number (FN) parameter, has gained strength in Brazil to evaluate the plastic deformation development potential of asphalt mixtures. Hence, the present research attempted to analyze the permanent deformation behavior of ten asphalt mixes by means of the uniaxial repeated load test. The materials used in the research were basaltic stone aggregates and four different asphalt binders to fabricate the following mixes: Dense asphalt concrete with PMB 60/85-E; dense asphalt concrete with AC 30/45pen+TLA; gap-graded asphalt concrete with AR8 (calcitic lime and dolomitic lime added), and dense asphalt concrete with AC 30/45pen. The other five mixtures were the same, but with the incorporation of a surfactant additive to reduce mixing and compaction temperatures (warm mixtures). The results showed that the warm mix with PMB 60/85-E had a superior performance to the other mixtures. The other warm mixes studied displayed lower performance than their respective HMA. Among the mixtures with AR8, it was observed that both mixes (hot and warm) with added calcitic lime had superior behavior to both hot and warm mixes with dolomitic lime; arguably, an aspect explained by the higher quantity of available calcium dioxide available in the former lime. As for the parameter FN it was possible to verify that this parameter is more sensitive the rate of deformation in the secondary zone than the magnitude of the deformation suffered by the mixture. For a FN reference of minimum 300 cycles (medium traffic), 6 of the 10 mixtures studied would fail, being the mixtures with polymer modified binder and the gap-graded mixture with AR-8 and added calcitic lime the superior performance mixtures.

Keywords: asphalt mix; flow number; permanent deformation.

SUMÁRIO

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | INTRODUÇÃO | 22 |
| 1.1 | PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA | 24 |
| 1.2 | OBJETIVOS | 24 |
| 1.2.1 | Objetivo geral | 24 |
| 1.2.2 | Objetivos específicos | 25 |
| 1.3 | ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO | 25 |
| 2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 27 |
| 2.1 | MISTURAS ASFÁLTICAS | 27 |
| 2.1.1 | Misturas Asfálticas Quentes | 28 |
| 2.1.2 | Misturas Asfálticas Mornas | 31 |
| 2.2 | DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS | 33 |
| 2.3 | EFEITO DA TEMPERATURA NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE | 37 |
| 2.4 | ENSAIOS LABORATORIAIS PARA PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE | 40 |
| 2.4.1 | Ensaio de Creep | 40 |
| 2.4.2 | Ensaio Uniaxial de Carga Repetida | 44 |
| 2.4.3 | Triaxial de Varredura de Tensões | 54 |
| 2.4.4 | Simuladores de Laboratório | 58 |
| 2.5 | COMPARAÇÃO ENTRE A NORMA BRASILEIRA (NBR 16505/2016) E A NORMA AMERICANA (AASTHO TP 79-15) QUANTO A REALIZAÇÃO DO ENSAIO UNIAXIAL DE CARGAS REPETIDAS | 62 |
| 2.6 | MODELOS VISCOPLÁSTICOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE | 64 |
| 3 | ENSAIOS LABORATORIAIS | 72 |
| 3.1 | MATERIAIS | 72 |
| 3.1.1 | Agregados | 73 |
| 3.1.2 | Aditivo para mistura morna | 80 |
| 3.1.3 | Cimento asfáltico de Petróleo - CAP | 80 |
| 3.1.4 | Temperaturas de Usinagem e Compactação | 85 |
| 3.2 | MÉTODOS | 85 |
| 3.2.1 | Dosagem Marshall | 85 |
| 3.2.2 | Parâmetros Volumétricos das Misturas | 87 |
| 3.2.3 | Dano por umidade induzida | 92 |
| 3.2.4 | Resistência à Tração | 93 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 3.2.5 | Módulo de Resiliência por compressão Diametral..... | 95 |
| 3.2.6 | Ensaio Uniaxial de Carga Repetida..... | 96 |
| 3.3 | PROGRAMA EXPERIMENTAL..... | 105 |
| 4 | APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS | 108 |
| 4.1 | ENSAIO DE DANO POR UMIDADE INDUZIDA | 108 |
| 4.2 | ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL..... | 109 |
| 4.3 | ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA | 110 |
| 4.4 | ENSAIO DE MÓDULO DINÂMICO..... | 111 |
| 4.5 | ENSAIO UNIAXIAL DE CARGA REPETIDA | 112 |
| 4.5.1 | Resultados do Ensaio Uniaxial de Carga Repetida – NBR 16505/2016 | 112 |
| 4.5.2 | Resultados do Ensaio Uniaxial de Carga Repetida – AASTHO TP 79-15 | 122 |
| 5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS | 129 |
| 5.1 | CONCLUSÕES | 129 |
| 5.2 | SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS | 132 |
| | REFERÊNCIAS | 133 |
| | APÊNDICE A - PROCEDIMENTO PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO UNIAXIAL DE CARGA REPETIDA: FLOW NUMBER | 147 |
| | APÊNDICE B - CURVAS OBTIDAS NA REALIZAÇÃO DO ENSAIO UNIAXIAL DE CARGA REPETIDA: FLOW NUMBER | 159 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1: Etapas desenvolvidas na pesquisa..... | 26 |
| Figura 2: Classificação das misturas asfálticas por faixa de temperatura [temperaturas e consumo de combustível feitos por aproximação] (adaptado de D'ANGELO et al., 2008).... | 28 |
| Figura 3: Faixas granulometrias densas (adaptado de DNIT 031/2006)..... | 29 |
| Figura 4: Faixa granulometria descontínua, <i>Gap-graded</i> (adaptado de DNIT 112/2009)..... | 31 |
| Figura 5: Diferentes granulometrias para misturas asfálticas (adaptado de Caltrans, 2003; HAPI, 2012)..... | 31 |
| Figura 6: Exemplo de deformação permanente estrutural em pavimentos (a) e deformação permanente não estrutural da camada asfáltica (b) (adaptado de PARTL et al., 2013) | 34 |
| Figura 7: Deformação permanente caracterizada pelo acúmulo de pequenas deformações irreversíveis (adaptado de PARTL et al., 2013)..... | 35 |
| Figura 8: Deformação permanente no pavimento asfáltico (adaptado de ELNASRI, 2015) ... | 35 |
| Figura 9: Efeito da temperatura na deformação permanente de misturas asfálticas (adaptado de SARGAND & KIM, 2001)..... | 38 |
| Figura 10: Fase de carregamento no ensaio de <i>creep</i> (adaptado de FONTANA, 2009)..... | 41 |
| Figura 11: Fase de descarregamento no ensaio de <i>creep</i> (adaptado de FONTANA, 2009)..... | 41 |
| Figura 12: Ensaio de <i>creep</i> com confinamento (adaptado de MOURA, 2010) | 42 |
| Figura 13: Ensaio de <i>creep</i> sem confinamento (adaptado de BOCK, 2012)..... | 42 |
| Figura 14: Relação entre a deformação total acumulada, a taxa em que as deformações ocorrem e o número de ciclos | 45 |
| Figura 15: Resultados do EUCR para as misturas com agregado basáltico (adaptado de ONOFRE, 2012)..... | 50 |

| | |
|---|----|
| Figura 16: Resultados do EUCRG para as misturas com agregado granítico (adaptado de ONOFRE, 2012)..... | 51 |
| Figura 17: Curvas do EUCR para misturas com material fresado (adaptado de CENTOFANTE, 2016)..... | 54 |
| Figura 18: Representação dos <i>Shift Model</i> na curva de deformação permanente do ensaio TRLPD (adaptado de BORGES, 2014)..... | 56 |
| Figura 19: Realização do ensaio TSS (adaptado de BORGES, 2014) | 56 |
| Figura 20: Mesa compactador - LCPC (adaptado de MOURA, 2010) | 59 |
| Figura 21: Simulador de tráfego francês (adaptado de MOURA, 2010)..... | 59 |
| Figura 22: Detalhes do simulador APA (adaptado de NASCIMENTO, 2010)..... | 61 |
| Figura 23: Simulador de tráfego de laboratório HWTD (adaptado de NASCIMENTO, 2010) | 62 |
| Figura 24: Resultados da adaptação de modelos de deformação permanente com testes TRLPD (0,1 segundo de carregamento e 0,9 segundo em período de descanso com confinamento de 138KPa (20psi)): (a) 621KPa (90 psi) e (b) 1.035KPa (150 psi) de tensão desvio (adaptado de CHOI, 2013) | 67 |
| Figura 25: Dados de teste de deformação permanente ajustados ao modelo de potência simples (adaptado de BILIGIRI et al., 2007)..... | 69 |
| Figura 26: Dados de teste de deformação permanente ajustados ao modelo de Wilshire & Evans (adaptado de BILIGIRI et al., 2007)..... | 70 |
| Figura 27: Dados de teste de deformação permanente ajustados ao modelo de Francken (adaptado de BILIGIRI et al., 2007)..... | 70 |
| Figura 28: Agregados basálticos em três frações, pó-de-pedra, brita 3/8 e brita 3/4 respectivamente | 73 |
| Figura 29: Curva granulométrica do material pétreo para a Faixa-C | 75 |

| | |
|---|----|
| Figura 30: Curva granulométrica do material pétreo para a Faixa <i>gap –graded</i> | 76 |
| Figura 31: Curva granulométrica das cales | 77 |
| Figura 32: Curva granulométrica das misturas HMW1, WMA1, HMA2 e WMA2..... | 78 |
| Figura 33: Curva granulométrica das misturas HMW 3,WMA 3, HMA 4 e WMA4. | 78 |
| Figura 34: curva granulométrica das misturas HMW 5 e WMA 5. | 79 |
| Figura 35: Comparação das curvas granulométricas utilizadas na pesquisa..... | 79 |
| Figura 36: Incorporação do aditivo no CAP..... | 80 |
| Figura 37: Características de consistência dos ligantes asfálticos estudados..... | 83 |
| Figura 38: Características de consistência dos ligantes asfálticos estudados..... | 83 |
| Figura 39: Características de consistência dos ligantes asfálticos estudados..... | 84 |
| Figura 40: Equipamentos utilizados para usinagem dos CPs, cuba de usinagem e compactador automático. | 86 |
| Figura 41: Corpos de prova compactados | 86 |
| Figura 42: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Volume de vazios..... | 88 |
| Figura 43: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Relação betume /vazios.... | 88 |
| Figura 44: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Vazios do agregado mineral | 89 |
| Figura 45: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Massa específica aparente | 89 |
| Figura 46: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Estabilidade..... | 90 |
| Figura 47: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Fluência..... | 90 |
| Figura 48: Etapas do ensaio de dano por umidade induzida | 93 |

| | |
|---|-----|
| Figura 49: Esquema de carregamento e plano de ruptura gerados durante o ensaio de RT (BRITO, 2006). | 94 |
| Figura 50: Ensaio de RT | 94 |
| Figura 51: Ensaio de MR..... | 95 |
| Figura 52: Misturador para as amostras ensaiadas no EUCR | 97 |
| Figura 53: Misturas envelhecendo na estufa na temperatura de compactação por 2 horas..... | 97 |
| Figura 54: Compactador Giratório | 98 |
| Figura 55: Corpos de prova para o EUCR..... | 98 |
| Figura 56: Esquema do ensaio de Módulo Dinâmico (adaptado de Bonaquist, 2008) | 99 |
| Figura 57: CP <i>dummy</i> com sensor de temperatura interno e externo | 100 |
| Figura 58: Amostra durante o EUCR | 101 |
| Figura 59: Gráfico gerado pelo software | 101 |
| Figura 60: Extensômetros utilizados na medida de deslocamentos acoplados na amostra | 102 |
| Figura 61: Extensômetros utilizados na pesquisa..... | 102 |
| Figura 62: Comparação das curvas de deformação obtidas pelos dois métodos de coleta dos dados..... | 103 |
| Figura 63: CP ao final do EUCR..... | 103 |
| Figura 64: CP com membranas redutoras de atrito durante o EUCR – AASTHO TP -79 | 104 |
| Figura 65: Organograma dos ensaios realizados na pesquisa..... | 107 |
| Figura 66: Comparação da Resistência retida à tração..... | 108 |
| Figura 67: Comparação da Resistência à tração | 109 |
| Figura 68: Comparação da Resistência à tração retida..... | 110 |

| | |
|--|-----|
| Figura 69: Resultados obtidos no ensaio de MD, 10Hz e 60 C..... | 112 |
| Figura 70: Gráfico dos resultados obtidos no EUCR – NBR 16505/2016..... | 114 |
| Figura 71: Comparação dos resultados de FN [ciclos] <i>versus</i> ϵ_p _FN [microstrain]..... | 116 |
| Figura 72: Comparação dos resultados de FN [ciclos] <i>versus</i> a taxa b [microstrain/ciclo] .. | 116 |
| Figura 73: Comparação dos resultados obtidos com AB-8 – NBR 16505 | 117 |
| Figura 74: Comparação dos resultados obtidos com CAP TLA -30/45 e CAP 30/45 – NBR 16505 | 118 |
| Figura 75: Comparação dos resultados obtidos por Nascimento (2008) e os resultados da presente pesquisa | 119 |
| Figura 76: Comparação dos resultados obtidos por Onofre (2012) e os resultados da presente pesquisa | 120 |
| Figura 77: Comparação dos resultados obtidos por Barros et al. (2015) e os resultados da presente pesquisa | 121 |
| Figura 78: Gráfico dos resultados obtidos no EUCR – AASTHO TP 79-15 | 124 |
| Figura 79: Comparação dos resultados de HMA pelas duas normas analisadas..... | 126 |
| Figura 80: Comparação dos resultados de WMA pelas duas normas analisadas..... | 127 |
| Figura 81: Resultados de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – WMA 4 – AB8 – C* | 177 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1: Vantagens da graduação densa de misturas asfálticas..... | 29 |
| Tabela 2: Mistura asfáltica morna versus Mistura asfáltica quente..... | 33 |
| Tabela 3: Parâmetros que influenciam a resistência à deformação permanente..... | 37 |
| Tabela 4: Resultados de Flow Number para diferentes Temperaturas..... | 39 |
| Tabela 5: Temperatura máxima média de regiões brasileiras..... | 40 |
| Tabela 6: Comparação dos parâmetros de ensaio no EUCR e valores sugeridos de FN para diferentes níveis de tráfego..... | 46 |
| Tabela 7: Resultados do EUCR pra misturas asfálticas com CAP 20 REVAP..... | 47 |
| Tabela 8: Resultados de EUCR em misturas asfálticas com diferentes ligantes..... | 47 |
| Tabela 9: Resultados da taxa b, para as misturas com CAP 20 REVAP..... | 48 |
| Tabela 10: Resultados de ensaios uniaxiais de carga repetida com diferentes ligantes..... | 49 |
| Tabela 11: Relação dos ligantes utilizados nas misturas asfálticas estudadas por Onofre (2012)..... | 50 |
| Tabela 12: Relação das misturas com agregado granítico utilizadas por Onofre (2012)..... | 51 |
| Tabela 13: Resultados de EUCR para diferentes ligantes..... | 52 |
| Tabela 14: Resultados de EUCR para misturas com material fresado..... | 53 |
| Tabela 15: Resultados de EUCR para misturas com material fresado..... | 54 |
| Tabela 16: Comparação entre o EUCR e o TSS..... | 57 |
| Tabela 17: Comparação de resultados entre o simulador APA e o simulador HTWD..... | 62 |
| Tabela 18: Comparação dos parâmetros do ensaio uniaxial de carga repetida pela NBR 16505/2016 e pela AASTHO TP 79-15..... | 63 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 19: Resumo dos modelos de Lei de Potência | 66 |
| Tabela 20: Efeito do ruído na determinação do <i>Flow Number</i> usando o software AMPTe o modelo de Francken..... | 71 |
| Tabela 21: Misturas asfálticas estudadas..... | 72 |
| Tabela 22: Características dos agregados utilizados na pesquisa..... | 73 |
| Tabela 23: Análise Granulométrica Faixa-C..... | 74 |
| Tabela 24: Análise Granulométrica <i>Gap – Graded</i> | 75 |
| Tabela 25: Análise Granulométrica das cales..... | 77 |
| Tabela 26: Propriedades químicas das cales utilizadas | 77 |
| Tabela 27: Resultados de caracterização AMP 60/85-E | 81 |
| Tabela 28: Resultados de caracterização CAP TLA – 30/45 | 81 |
| Tabela 29: Resultados de caracterização AB-8 | 82 |
| Tabela 30: Resultados de caracterização CAP 30/45 | 82 |
| Tabela 31: Resultados de PG dos ligantes utilizados | 84 |
| Tabela 32: Resumo das temperaturas de usinagem e compactação | 85 |
| Tabela 33: Resumo dos parâmetros volumétricos para o teor de projeto das misturas moldadas na faixa – C – DNIT | 91 |
| Tabela 34: Resumo dos parâmetros volumétricos para o teor de projeto das misturas moldadas na faixa <i>Gap-graded</i> - DNIT | 91 |
| Tabela 35: Resumo dos ensaios realizados na pesquisa..... | 106 |
| Tabela 36: Resumo dos resultados do ensaio de DUI..... | 108 |
| Tabela 37: Resumo dos resultados do ensaio de RT | 109 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 38: Resumo dos resultados do ensaio de MR | 110 |
| Tabela 39: Resumo dos resultados do ensaio de MD | 111 |
| Tabela 40: Resultados obtidos no EUCR – NBR 16505 | 113 |
| Tabela 41: Resultados obtidos no EUCR – AASTHO TP 79-15 | 123 |

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO: *American Association of State Highway and Transportation*

AB: Asfalto Borracha

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

AMB: Asfalto Modificado por Borracha

AMP: Asfalto Modificado por Polímero

AMPT: *Asphalt Mixture Performance Tester*

ANP: Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Bicomcombustíveis

APA: *Asphalt Pavement Analyser*

b: Taxa de deformação na zona secundária

BGTC: Brita Graduada Tratada com Cimento

CA: Concreto Asfáltico

CAP: Cimento Asfáltico de Petróleo

CAUQ: Concreto Asfáltico Usinado a Quente

CENPES: Centro de Pesquisa e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello

CH: Cal Hidratada

CIENTEC: Fundação de Ciência e Tecnologia

CP: Corpo de Prova

CPs: Corpos de Prova

CPA: Camada Porosa de Atrito

DER – SP: Departamento de Estradas de Rodagem – São Paulo

DNER: Departamento Nacional de Estrada e Rodagem

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DUI: Dano por umidade induzida

EUOCR: Ensaio Uniaxial de Carga Repetida

EVA: Etileno-acetato de vinila

FN: *Flow Number*

FHWA: *Federal Highway Administration*

HMA: *Hot Mix Asphalt*

HWTD: *Hambur Wheel Tracking Device*

Gmb: Densidade máxima teórica do corpo de prova

Gmm: Densidade aparente do corpo de prova

IBP: Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustível

LAPAV: Laboratório de Pavimentação - UFRGS

LCPC: *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

LVDT: *Linear Variable Differential Transformes*

LUBNOR: Refinaria Lubrificantes e Derivados do Nordeste

MD: Módulo Dinâmico

Mea: massa específica aparente do corpo de prova

Memt: massa específica máxima da mistura

MR: Módulo Resiliência

MSS: *Multiple Stress Sweep*

MSCR: Fluência e recuperação sob tensão múltipla

MTS: *Testing systems, mechanical testing and sensing solutions*

NCHRP: *National Cooperative Highway Research Program*

PCG: Prensa de Cisalhamento Giratório

PG: *Performance Grade*

PPA: Ácido Polifosfórico

RBV: Relação Betume/Vazios

REFAP: Refinaria Alberto Pasqualini

REGAP: Refinaria Gabriel Passos

REPLAN: Refinaria de Paulínia

REVAP: Refinaria Henrique Lage

RT: Resistência à tração por compressão diametral

RTFOT: *Rolling Thin Film Oven Test*

RRT: Resistência retida à tração

SBR: Borracha – Estireno - Butadieno

SBS: Estireno – Butadieno – Estireno

SMA: *Stone Matrix Asphalt*

TMN: Tamanho máximo nominal (dos agregados)

TLA: *Trinidad Lake Asphalt*

TRLP: *Triaxial Repeated Load Permanent Deformation*

TSS: *Triaxial Stress Sweep*

UFC: Universidade Federal do Ceará

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USP: Universidade de São Paulo

VAM: Vazios no Agregado Mineral

VV: Volume de Vazios

WMA: *Warm Mix Asphalt*

1 INTRODUÇÃO

O material asfáltico tornou-se popular no final do século XIX, quando os automóveis começaram a se tornar disponíveis ao público e houve necessidade de superfícies duráveis e livres de poeiras (TAHERKHANI, 2006). Durante a segunda guerra mundial houve também a necessidade de pavimentos mais resistentes e a escassez de cimento, contribuiu para a busca de novos materiais que possibilitassem melhores rodovias. Nesta época, muitas pesquisas foram desenvolvidas no Reino Unido e nos Estados Unidos (READ, 1996), expandindo a utilização do material asfáltico na pavimentação rodoviária.

A mistura asfáltica quando utilizada como revestimento rodoviário deve garantir flexibilidade, rigidez, aderência, impermeabilidade, resistência à fadiga e resistência à deformação permanente da estrutura, além de transmitir as cargas do tráfego para as camadas adjacentes do pavimento sem causar danos a estrutura. Contudo, com o passar do tempo e o aumento do tráfego, as rodovias vêm sofrendo deteriorações precoces comprometendo a segurança e trafegabilidade do usuário.

O aumento do tráfego de caminhões e a pressão de contato pneu pavimento, gera uma grande preocupação nos departamentos de transporte, quanto à deformação permanente excessiva (ZHOU et al., 2004). Sendo esta patologia uma das principais aflições nos pavimentos asfálticos (GAO et al., 2009; ALAVI et al., 2011; XU e HUANG, 2012; WEN & BLUSAL, 2013; ZHANG et al., 2013; RUSHING & LITTLE, 2014; KUTAY et al, 2017).

A deformação permanente no revestimento asfáltico é caracterizada pelo afundamento longitudinal nas trilhas de roda provocado pela passagem repetida principalmente de veículos pesados, trafegando a velocidades reduzidas e de ocorrência acentuada nos meses quentes do ano. O afundamento longitudinal ou a trilha de roda é um defeito que além de proporcionar uma degradação acelerada da estrutura do pavimento, reduz o conforto ao rolamento e a segurança do usuário, além de aumentar os custos operacionais (MOURA, 2010). Embora a trilha de roda possa não conduzir a falha estrutural grave, esta pode causar problemas de operacionalidade, especialmente em condições de mau tempo, como chuva forte ou neve (CHOI, 2013). Em dias chuvosos, a chuva pesada pode causar condições perigosas de condução devido à formação de

uma lâmina d'água ao longo dos afundamentos da trilha, ocasionando um menor contato pneu-pavimento podendo provocar a aquaplanagem e aspersão de grandes quantidades de água que dificultam a visibilidade (MOURA, 2010 e CHOI, 2013).

Contudo, apesar de sua significância, só recentemente a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) publicou a norma com o protocolo de ensaio laboratorial para a avaliação desta patologia, a norma visa avaliar o comportamento da mistura asfáltica, utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida (EUCR).

O EUCR tem sido utilizado no meio acadêmico por diferentes pesquisadores brasileiros (NASCIMENTO, 2008; CAVALCANTI, 2010; BORGES, 2014; BARROS et al., 2015; PAZOS, 2015; CENTOFANTE, 2016), para melhor compreender o comportamento das misturas asfálticas utilizadas no País. O ensaio também tem sido utilizado por diversos pesquisadores internacionais para compreender a suscetibilidade de misturas asfálticas quanto à deformação permanente (BILIGIRI et al., 2007; DONGRÉ et al., 2009; GAO et al., 2009; GOH & YOU, 2009, APEAGYEI & DIEFENDERFER, 2011; ROY et al., 2013; ZHANG et al., 2013; WEN & BHUSAL, 2013; APEAGYEI, 2014; RODEZNO et al., 2015; RUSHING & LITTLE, 2014; KUATAY et al., 2017; MA et al., 2017; MUFTAH et al., 2017).

O ensaio consiste em aplicar um carregamento cíclico de compressão uniaxial em um corpo de prova de $102 \text{ mm} \pm 2,0 \text{ mm}$ de diâmetro por $150 \text{ mm} \pm 2,5 \text{ mm}$ de altura, com uma frequência de 1 Hz; o ciclo consiste em um pulso *haversine* de 0,1 s seguido por um repouso de 0,9 s e a deformação permanente é obtida em função do número de ciclos (WITCZAK et al., 2002). O parâmetro de fluência FN (*Flow Number*) obtido no ensaio vem sendo comparado com níveis de tráfego (NASCIMENTO, 2008; CHRISTENSEN, 2010; BONAQUIST, 2012; AASTHO TP-79, 2015), para então poder ajustar a utilização da mistura em estudo ao campo. Além do ensaio uniaxial de carga repetida outros ensaios laboratoriais podem ser utilizados para prever a deformação permanente como ensaios de *creep* estático, ensaios triaxiais de carga repetida e simuladores de tráfego de laboratório.

Fica assim evidente a importância de ensaiar e calibrar modelos em laboratório para a previsão da deformação permanente de misturas asfálticas em campo. Estes modelos podem ser classificados em dois tipos: modelos mecânicos rigorosos e modelos de lei de potência (CHOI, 2013). Alguns modelos presentes na literatura já foram estudados no intuito de compreender e

prever o comportamento da mistura asfáltica quanto à deformação permanente. Estes serão apresentados posteriormente.

Neste intuito, a presente pesquisa busca analisar o desempenho de misturas asfálticas através do ensaio uniaxial de carga repetida avaliando o parâmetro FN obtido e apresentar e utilizar o modelo que melhor prevê o comportamento destas misturas sobe carregamento uniaxial.

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Sendo o modal rodoviário o principal meio de transporte nacional e considerando o crescente aumento do número de veículos, faz-se necessário a utilização de misturas asfálticas que sejam resistentes às solicitações impostas durante a vida de serviço do pavimento. Desta forma, é indispensável trabalhar com materiais mais resistentes, de comportamento conhecido quanto a deformação permanente, uma das principais patologias encontradas no revestimento asfáltico.

No Brasil, os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis ainda não abordam a avaliação do comportamento quanto à deformação permanente de revestimentos asfálticos. Entretanto, o *Flow Number* (FN) vem ganhando espaço como um parâmetro balizador do comportamento de misturas a se inclui no novo método de dimensionamento em fase de realização (FRANCO, 2007 e FRITZEN, 2016). Evidencia-se, desta forma, a importância de se constituir um banco de informações de diferentes misturas asfálticas que avaliem a deformação permanente – em especial o *Flow Number*, pelo seu potencial de balizador da deformação permanente destas misturas.

A proposta desta dissertação é avaliar o comportamento de misturas asfálticas quentes e mornas, usinadas com diferentes cimentos asfálticos de petróleo (CAP), desde um ligante convencional até um ligante com adição de asfalto natural TLA (*Trinidad Lake Asphalt*), através de ensaios uniaxiais de carga repetida para melhor compreender o comportamento das misturas asfálticas quanto à deformação permanente.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral da pesquisa é utilizar o ensaio uniaxial de carga repetida para obtenção do FN para analisar o desempenho de misturas asfálticas quentes e mornas.

1.2.2 Objetivos específicos

Com o propósito de se alcançar o objetivo geral supracitado, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Utilizar o ensaio uniaxial de carga repetida para avaliação da deformação permanente das misturas asfálticas, o ensaio é realizado com um pulso *haversine* de 0,1 s e repouso de 0,9 s, com carregamento de 204 kPa e temperatura de 60°C (NBR 16505);
- b) Estudar cinco misturas asfálticas quentes com quatro CAP diferentes quanto à deformação permanente: concreto asfáltico com polímero AMP – 60/85-E; concreto asfáltico convencional com adição de TLA (asfalto natural); concreto asfáltico modificado por borracha de pneu AB-8 e concreto asfáltico convencional CAP 30/45;
- c) Realizar ensaios em cinco misturas asfálticas mornas com quatro CAP diferentes quanto à deformação permanente: concreto asfáltico com polímero AMP – 60/85-E; concreto asfáltico convencional com adição de TLA (asfalto natural); concreto asfáltico modificado por borracha de pneu AB-8 e concreto asfáltico convencional CAP 30/45;
- d) Realizar uma comparação do desempenho das misturas asfálticas quanto a NBR 16505/2016 e a AASHTO TP 79-15.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi dividida em cinco capítulos. Neste primeiro capítulo abordou-se uma leve introdução sobre o tema da pesquisa, sua importância identificando os objetivos que se propôs alcançar e a organização do trabalho.

No segundo capítulo, fez-se uma revisão bibliográfica sobre deformação permanente de misturas asfálticas, incluindo sua definição, importância, modelos viscoplásticos propostos na literatura para a calibração da deformação permanente, os métodos de ensaio para prever o

comportamento das misturas em laboratório, realizou-se uma comparação entre as normas brasileira NBR 165505 e americana AASTHO TP 79 quanto a realização do ensaio uniaxial de carga repetida e a utilização de misturas asfálticas quentes e mornas.

O capítulo 3 discorre sobre os materiais empregados na pesquisa, assim como a metodologia empregada na realização dos ensaios e a descrição dos equipamentos utilizados na moldagem dos corpos de prova.

No capítulo 4 apresenta-se e analisa-se os resultados dos ensaios laboratoriais executados.

Por fim, no capítulo 5 é apresentado as conclusões obtidas durante a pesquisa, juntamente com sugestões para trabalhos futuros.

A Figura 1, apresenta as etapas desenvolvidas nesta pesquisa.

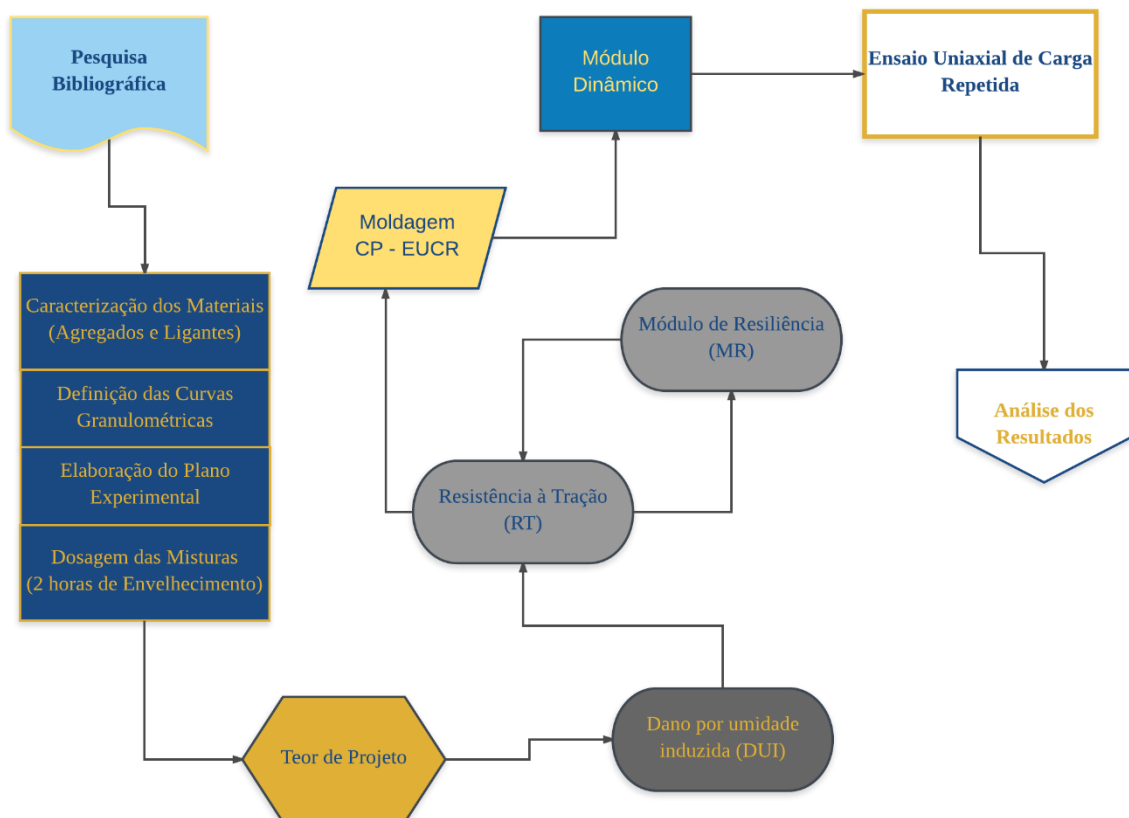


Figura 1: Etapas desenvolvidas na pesquisa

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma revisão sobre os principais aspectos dessa pesquisa. Primeiramente discute-se sobre as misturas asfálticas quentes e mornas, suas principais características, vantagens e a utilização de cada tecnologia.

Posteriormente discorre-se sobre o fenômeno de deformação permanente em misturas asfálticas, o efeito da temperatura nesta propriedade e posteriormente relata-se os modelos viscoplásticos para modelagem da de deformação permanente em misturas asfálticas.

Por fim, discute-se sobre os ensaios laboratoriais realizados para prever o comportamento da mistura são apresentados, destacando-se suas configurações e diferenças, focando-se no ensaio uniaxial de carga repetida, base desta dissertação; subseqüentemente é realizada uma comparação entre os procedimentos estipulados pela norma brasileira NBR 16505/2016 e a norma americana AASTHO TP 79/2015.

2.1 MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas são o resultado da combinação de agregados pétreos e cimento asfáltico de petróleo (CAP), misturados a temperaturas elevadas, sendo que ocasionalmente pode ser adicionado à esta combinação algum modificador ou melhorador para alterar as propriedades convencionais da mistura. Estes compostos podem ser melhoradores de adesividade, de desempenho mecânico, aditivos químicos capazes de reduzir a temperatura de usinagem da mistura entre outros.

As misturas asfálticas usinadas podem ser classificadas de acordo com a temperatura de compactação, podendo ser divididas em quatro categorias: misturas quentes, misturas mornas, misturas semi-mornas e misturas a frio (MOTTA, 2011). A Figura 2 apresenta uma classificação de várias temperaturas de aplicação para o ligante asfáltico, da mistura fria para a mistura quente.

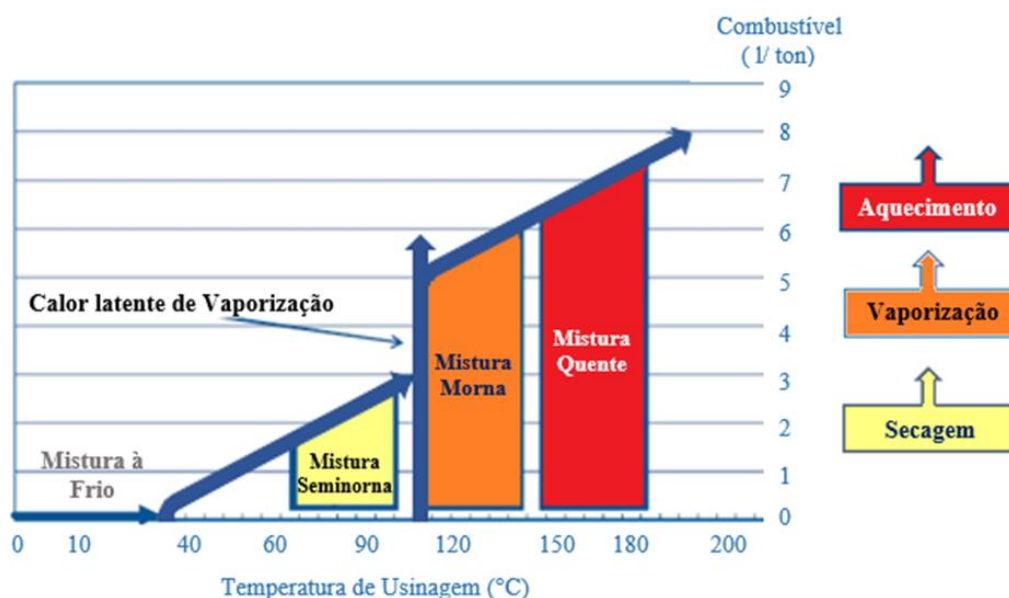


Figura 2: Classificação das misturas asfálticas por faixa de temperatura [temperaturas e consumo de combustível feitos por aproximação] (adaptado de D'ANGELO et al., 2008)

Nesta pesquisa somente as misturas asfálticas quentes e mornas serão objeto de estudo e serão detalhadas a seguir.

2.1.1 Misturas Asfálticas Quentes

As misturas asfálticas quentes, *Hot Mix Asphalt* – HMA, são produzidas em elevadas temperaturas da ordem de 150 a 180°C (ASPHALT INSTITUTE, 2007). Possuindo seu desempenho influenciado pelo tipo de ligante utilizado (convencional ou modificado) e pelas propriedades dos agregados, como: angularidade, textura e granulometria. Assim, estas podem ser subdivididas em três graduações mais usuais: graduação densa, graduação aberta e graduação descontínua (BERNUCCI et al., 2010).

A graduação densa possui uma granulometria contínua e bem-graduada (distribuição uniforme de partículas de agregados graúdos a finos), proporcionando um esqueleto mineral com poucos vazios, devido ao preenchimento dos espaços maiores pelos agregados de dimensões menores. O concreto asfáltico (CA), é um exemplo clássico de graduação densa, que se bem dimensionado proporciona uma mistura muito resistente (BERNUCCI et al., 2010).

A Figura 3 apresenta as três faixas granulométricas, A, B e C usualmente utilizadas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) para misturas do tipo CA. Observa-se que estas faixas têm como característica distribuição granulométrica com todas as

frações de agregados de forma semelhantes (VASCONCELOS, 2004). A Tabela 1 apresentada as vantagens das misturas densas.

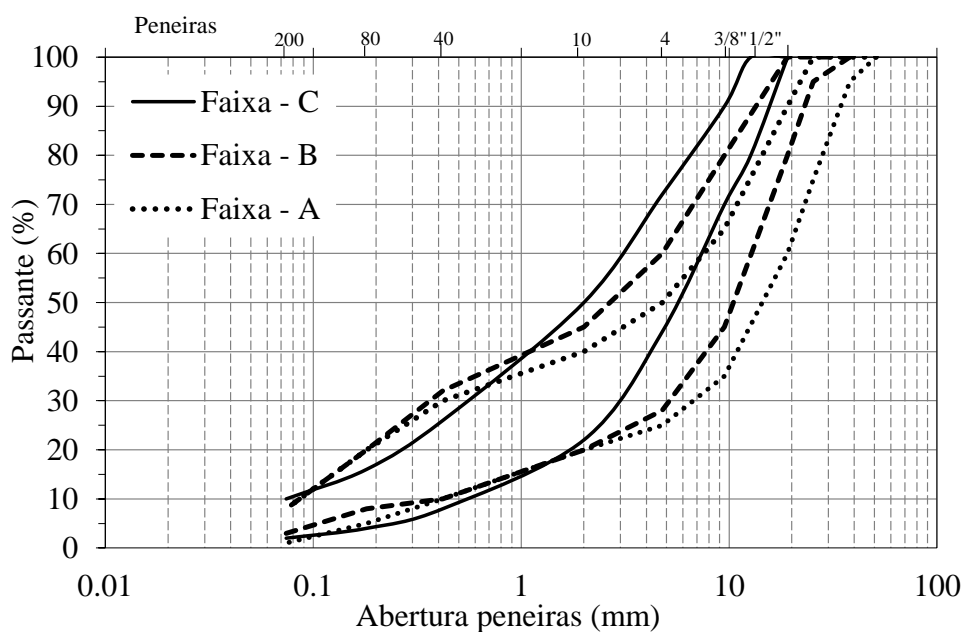


Figura 3: Faixas granulométrias densas (adaptado de DNIT 031/2006)

Tabela 1: Vantagens da graduação densa de misturas asfálticas

| Mistura Asfáltica Densa | |
|---|--------------------------|
| Graduação Fina | Graduação Grossa |
| Baixa permeabilidade | Espessura mais elevada |
| Trabalhabilidade | Aumento da macro textura |
| Elevada porcentagem de finos | |
| Ótima durabilidade em pistas de baixo volume de tráfego | |
| Textura Suave | |

(Fonte: Adaptado de FHA & NAPA, 2001)

Misturas de graduação aberta se caracterizam por uma curva granulométrica uniforme com agregados exclusivamente de um mesmo tamanho, o que proporciona uma mistura de esqueleto mineral com vários vazios interconectados, com insuficiência de fino para preencher os vazios, proporcionando um aspecto drenante a mistura (BERNUCCI et al., 2010). A utilização de asfaltos modificados, e de fibras, é altamente recomendado para misturas que serão empregadas na superfície de rolamento, pois isto aumenta a quantidade de asfalto utilizada, a durabilidade e o desempenho da camada (FHA & NAPA, 2001).

A camada porosa de atrito (CPA) é um exemplo clássico de graduação aberta resistente. As CPA mantêm uma grande quantidade de vazios, proporcionando camadas de rolamento com finalidade funcional no aumento de aderência pneu pavimento em dias de chuva. Promovendo a coleta de água para o seu interior, com rápida percolação da mesma devido a elevada permeabilidade do material, esta camada promove a redução da espessura da lâmina d' água na superfície de rolamento e conseqüentemente das distâncias de frenagem, reduz o spray proveniente do acúmulo de água, aumentando a visibilidade e a redução da reflexão dos faróis noturnos (BERNUCCI et al., 2010).

Por fim, as misturas de graduação descontínua dispõem de uma curva granulométrica com proporções de agregado graúdo predominante em relação aos agregados de dimensões intermediárias, completadas por quantidade de finos, formando uma curva com discontinuidades em certas peneiras, objetivando tornar o esqueleto pétreo mais resistente a deformação permanente. A matriz pétreo asfáltica (*Stone Matrix Asphalt – SMA*) e as misturas sem agregados de certa graduação (*Gap-graded*), são exemplos clássicos de graduação descontínua (BERNUCCI et al., 2010).

O SMA foi concebido na Alemanha nos anos 60, visando maximizar o contato dos agregados graúdos aumentando a interação entre os grãos e a resistência à deformação permanente. A mistura se caracteriza por elevada proporção de agregados graúdos, formando uma grande quantidade de vazios que são preenchidos por um mástique asfáltico. O mástique é constituído pela mistura da fração de areia, filer, ligante asfáltico e fibras, gerando uma mistura rica em ligante asfáltico, com teores na ordem de 6,0 e 7,5%. A mistura é aplicada usualmente em espessuras variando entre 1,5 e 7 cm e dependendo da granulometria essa mistura proporciona camadas impermeáveis com VV variando entre 4 e 6% em pista (FHA & NAPA, 2001; BERNUCCI et al., 2010)

As misturas *Gap-graded*, são outra opção de mistura descontínua densa, sendo uma faixa granulométrica especial resultando em uma macro textura superficial ou rugosa, sem elevado teor de vazios. No Brasil, essa faixa vem sendo utilizada com o asfalto borracha, proporcionando a utilização como camada estrutural de revestimento (BERNUCCI et al., 2010).

A Figura 4 apresenta a faixa granulométrica *Gap-graded*, utilizada pelo DNIT para misturas do tipo descontínua. Observa-se, que esta faixa tem como característica a ausência de agregados em determinadas peneiras.

A Figura 5 ilustra a diferença entre as granulometrias dos diferentes tipos de misturas.

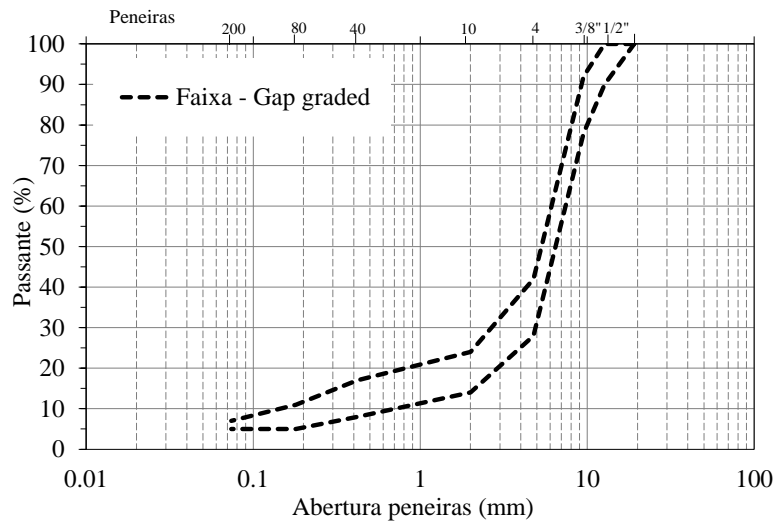


Figura 4: Faixa granulometria descontínua, *Gap-graded* (adaptado de DNIT 112/2009)

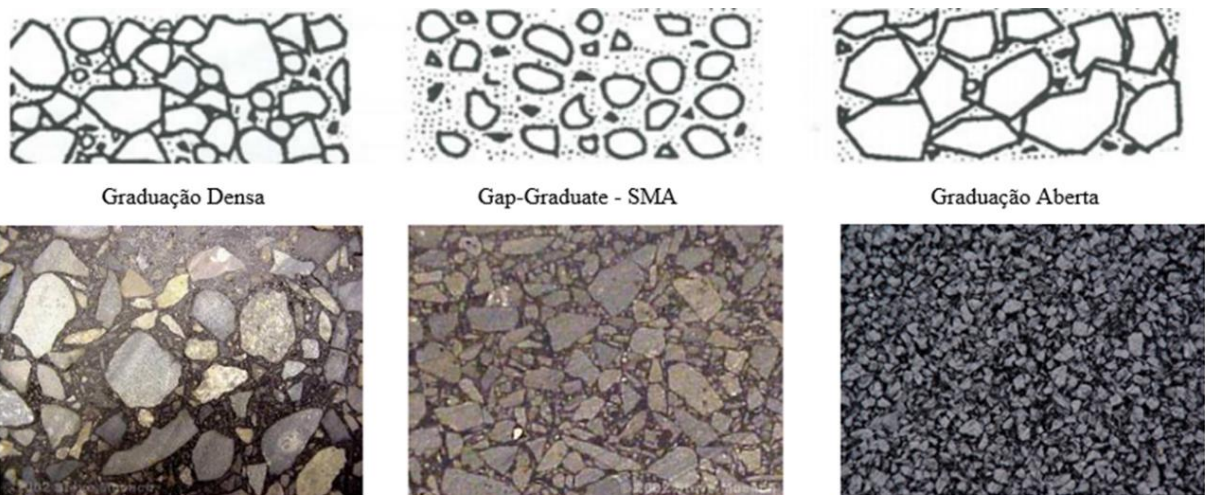


Figura 5: Diferentes granulometrias para misturas asfálticas (adaptado de Caltrans, 2003; HAPI, 2012)

Nesta pesquisa as granulometrias densa e descontínua foram utilizadas, sendo empregadas as Faixa – C e a Faixa *Gap-graded*, ambas do DNIT.

2.1.2 Misturas Asfálticas Mornas

Atualmente, a preocupação com a sustentabilidade do pavimento gera preocupações com a metodologia utilizada na usinagem da mistura asfáltica à quente. Uma tecnologia que ajuda a resolver estas questões através da redução dos custos de combustível e redução de emissões de gases de efeito estufa que as misturas quentes provocam, é a tecnologia conhecida como misturas mornas, *Warm Mix Asphalt* – WMA (BOWER, 2011).

A tecnologia WMA é originária da Europa, onde buscava-se respostas às preocupações ambientais causadas pela elevada temperatura de usinagem da mistura asfáltica quente. A WMA representa um grupo de tecnologias que permitem uma redução nas temperaturas em que as misturas asfálticas são produzidas e compactadas. Estas tecnologias tendem a reduzir a viscosidade do asfalto e fornecer revestimento global completo a temperaturas mais baixas usualmente entre 20 a 55°C menos do que a temperatura usual da HMA (D'ANGELO et al., 2008).

Diversas tecnologias diferentes podem ser aplicadas para a produção da WMA, sendo que há três principais maneiras: formação de espuma, aditivos orgânicos ou cera e aditivos químicos (surfactantes) (ZHANG, 2010). A aplicação destes produtos pode ser diretamente no ligante, ou durante o processo de usinagem. De maneira combinada a adição destes produtos, procede-se com a diminuição da temperatura dos agregados para que desta forma a usinagem ocorra em temperaturas reduzidas, dado que a maior parte da mistura asfáltica é composta pelo material pétreo (cerca de 95%) (MOTTA, 2011).

Para o desenvolvimento de misturas mornas, nesta pesquisa fez-se a adição de um aditivo surfactante. O aditivo selecionado pertence a um pacote de produtos químicos destinados a promover a adesão, revestimento, compactação e trabalhabilidade de misturas asfálticas a temperaturas reduzidas (D'ANGELO et al., 2008). A incorporação do aditivo pode ser realizada na linha de usinagem ou previamente diretamente no CAP. A produção da mistura morna é relativamente simples e pode ser executada sem modificações na planta da usina, reduzindo os custos iniciais (MOTTA, 2011).

A WMA é uma tecnologia com potencial comprovado para revolucionar a produção de misturas asfálticas. Em 2010, os Estados Unidos produziram 47 milhões de toneladas de WMA. Porém, ainda há uma barreira entre empreiteiros e agências, pela falta de precedentes e devido a WMA abordar uma variedade de aspectos tais como: menor temperatura de produção, menor consumo

de combustível, extensão maior da estação de pavimentação em climas mais frios, maiores distâncias de transporte, tempos de armazenamentos maiores e reforçada compactação (PROWELL et al., 2012).

Motta (2011) comenta que seguindo a tendência mundial, no Brasil já é possível observar algumas pesquisas relativas ao comportamento de misturas mornas, preparadas sob diferentes tecnologias. Porém, ainda é pequena a utilização destas no meio técnico do Brasil. Este fato pode ser devido à falta de protocolos que comprovem sua eficiência e benefícios em comparação a HMA. Contudo, muitos consideram que a WMA será a técnica que substituirá as misturas convencionais futuramente (MOCELIM, 2015). A Tabela 2 apresenta uma comparação entre WMA e HMA.

Tabela 2: Mistura asfáltica morna versus Mistura asfáltica quente

| Misturas Mornas | Misturas Quentes |
|--|--------------------------------|
| Melhoria na compactação | Temperaturas elevadas |
| Pavimentação em ambientes frios | Aumento na oxidação da mistura |
| Aumento na distância de transporte | Maior consumo de combustível |
| Redução do envelhecimento do ligante | Alta emissão de poluentes |
| Redução do consumo do combustível | |
| Redução de emissões de agentes nocivos | |
| Melhores condições de trabalho | |
| Menores danos ambientais | |

(Fonte: Adaptado de D'Angelo et al., 2008)

2.2 DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS

A deformação permanente pode ocorrer em todas as camadas de um pavimento, como resultado da carga de tráfego em associação com fatores ambientais. Para materiais betuminosos a deformação permanente depende em grande parte da temperatura, e secundariamente do grau de tensão e o tempo de carregamento (BELL, 1978).

A deformação permanente das misturas asfálticas é um dos principais mecanismos de falha do pavimento em todo o mundo. Existem dois tipos de deformação no pavimento, ou seja, a deformação estrutural e a deformação não estrutural. A deformação estrutural envolve todas as

camadas do pavimento, por outro lado, a deformação não estrutural está associada somente com a deformação permanente nas camadas asfálticas, que é geralmente acompanhada pelo sollevamento lateral do material (PARTL et al., 2013). A Figura 6 apresenta as diferenças entre a deformação estrutural e a não estrutural.

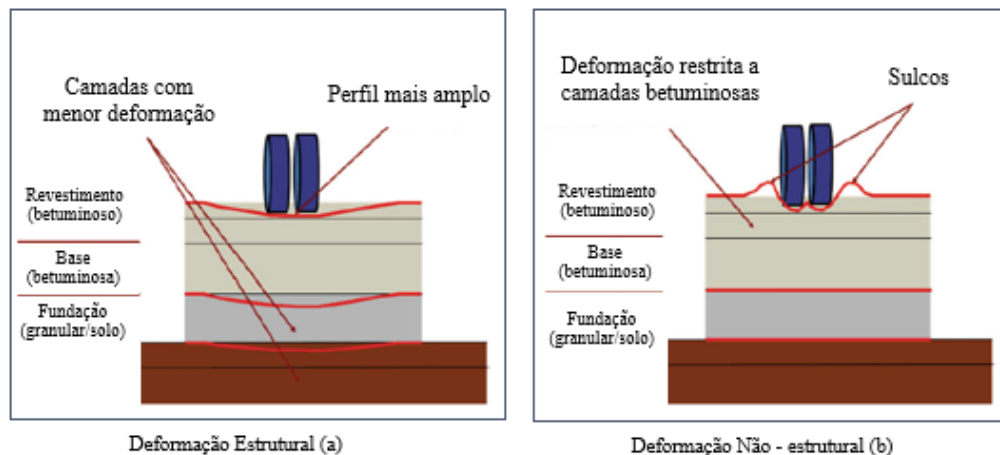


Figura 6: Exemplo de deformação permanente estrutural em pavimentos (a) e deformação permanente não estrutural da camada asfáltica (b) (adaptado de PARTL et al., 2013)

Nesta pesquisa só a deformação não estrutural será tema de estudo, visando que o objetivo principal deste trabalho é a utilização do EUCR, que visa obter um parâmetro balizador da suscetibilidade das misturas à deformação permanente. Assim, não há uma análise da deformação que acontece ao longo da vida útil do pavimento em todas as camadas do pavimento.

A deformação permanente não estrutural pode ser caracterizada por depressões superficiais longitudinais no percurso da roda, podendo ter associado deslocamentos transversais (MILLER & BELLINGER, 2014). É definida pelo acúmulo de pequenas quantidades de parcelas irrecuperáveis como resultado de cargas repetidas aplicadas ao pavimento (BROWN et al., 2001). A deformação em misturas asfálticas devido à passagem de um único veículo é tipicamente muito pequena, mas a passagem consecutiva de veículos pode levar a deformação permanente considerável no pavimento (PARTL et al., 2013). A Figura 7 e a Figura 8 apresentam o processo de deformação no pavimento.

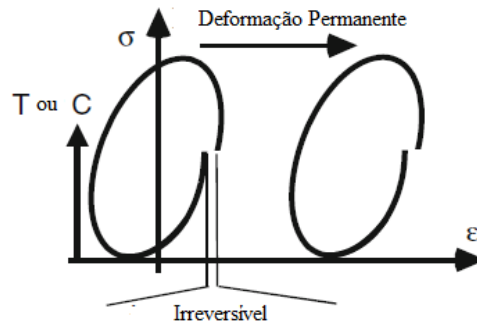


Figura 7: Deformação permanente caracterizada pelo acumulo de pequenas deformações irreversíveis (adaptado de PARTL et al., 2013)

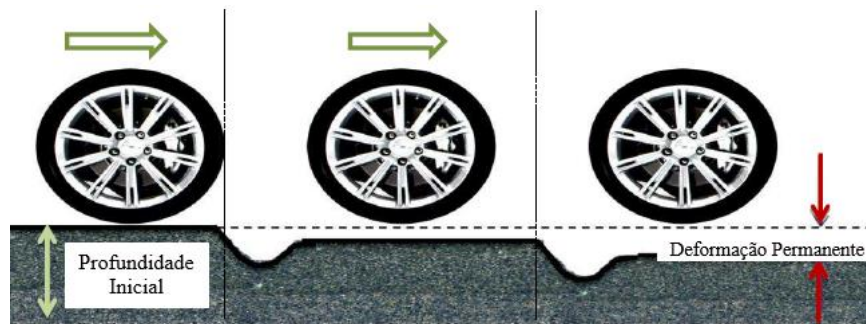


Figura 8: Deformação permanente no pavimento asfáltico (adaptado de ELNASRI, 2015)

Bell (1978) já apontava a deformação permanente seguida pelo processo de fadiga, como a principal contribuinte na perda de qualidade dos pavimentos no Reino Unido. Qualquer abordagem em projetos de pavimentos deveria limitar o potencial à deformação permanente e à fadiga, de modo que a qualidade do pavimento não decaísse rapidamente. Mudanças no tráfego e das características de carregamento contribuíram, significativamente, para tornar a deformação um modo predominante de fracasso na vida útil de pavimentos flexíveis nas décadas de 1980 e 90 (CARVALHO, 2012).

O mecanismo pelo qual a trilha de roda, no pavimento flexível, ocorre pode ser explicado por dois conceitos: densificação (diminuição do volume) e deslocamento de cisalhamento (movimento do material sem alterar o volume) (ELNASRI, 2015; KUTAY et al., 2017). A densificação é quando o esqueleto pétreo se torna mais próximo, sendo um problema no pavimento que não é bem compactado durante a sua construção, ou quando tem uma dosagem inadequada, tendendo a ocorrer relativamente cedo na vida de um pavimento. Já o deslocamento

de cisalhamento tende a ser associado com o fluxo do material em volume constante e ocorre através da vida útil do pavimento (KHANZAD, 2000).

O deslocamento da mistura asfáltica segue-se, usualmente, nos primeiros 10 cm de profundidade do revestimento de um pavimento, eventualmente, ocorrendo em maiores espessuras, caso o uso de materiais de baixa qualidade sejam adotados (BORGES, 2014). Quando o pavimento estiver sob carregamento, haverá alguma parcela irrecuperável de deformação gerada no material (ELNASRI, 2015). Em temperaturas elevadas a viscosidade do ligante tende a diminuir, produzindo menos resistência a deformação do pavimento (ZELELEW, 2008). Assim, a deformação permanente em misturas asfáltica, ocorre principalmente em temperaturas elevadas, em torno de 60°C, onde é percebido a redução da rigidez do ligante asfáltico no revestimento empregado (BORGES, 2014).

Outro fator importante no desempenho da mistura asfáltica são os agregados utilizados. Segundo Borges (2014) a influência dos agregados não está ligada simplesmente à origem mineralógica destes. A propriedade física dos agregados como a forma, angularidade (arredondamento) e a textura superficial ajudam na resistência do pavimento quanto à deformação (ZELELEW, 2008). A textura superficial do agregado, desempenha um papel significativo na resistência, principalmente nas camadas de asfalto mais espessas e em climas mais quentes (MAHMOUD & BAHIA, 2004).

O efeito de deformação permanente nas misturas asfálticas, além de estar vinculada à ação das cargas, é fortemente dependente das características do seu material constituinte: agregados e ligante asfáltico. Bernucci et al (2010) relaciona a grande dependência da resistência à deformação plástica em materiais asfálticos ao esqueleto pétreo. Considerando que a temperatura, como visto, também é um fator determinante nesta propriedade, então fica evidente a participação do ligante asfáltico devido ao seu comportamento termo-sensível. A Tabela 3 apresenta a influência dos principais parâmetros que envolvem a mistura asfáltica quanto a resistência à deformação permanente.

Tabela 3: Parâmetros que influenciam a resistência à deformação permanente

| Parâmetro | Fator | Mudança do Fator | Efeito na resistência à deformação permanente |
|------------------|----------------------------------|---------------------------------|---|
| Agregado | Textura superficial | Lisa para rugosa | Aumenta |
| | Granulometria | Descontínua (gap) para contínua | Aumenta |
| | Forma | Redonda para angular | Aumenta |
| | Tamanho | Aumento do tamanho máximo | Aumenta |
| Asfalto | Rigidez ^a | Aumento | Aumenta |
| Mistura | Teor de asfalto | Aumento | Diminui |
| | Volume de vazios ^b | Aumento | Diminui |
| | Vazios do agregado mineral (VMA) | Aumento | Diminui ^c |
| | Método de compactação | x ^d | x ^d |
| Condições Locais | Temperatura | Aumento | Diminui |
| | Estado de tensão/deformação | Aumento na área de contato | Diminui |
| | Repetições de carga | Diminui | Diminui |
| | Água | Seco para molhado | Diminui se a mistura é sensível à água |

^a: Refere-se à rigidez à temperatura no qual a propensão a deformação está sendo determinada. Utilizado para aumentar a rigidez a temperaturas críticas, reduzindo assim o potencial de deformação.

^b: Quando o volume de vazios de ar são inferiores a 3 %, o potencial de deformação das misturas aumenta.

^c: É aconselhado que VMA muito baixa (por exemplo, menos de 10 %) deve ser evitado.

^d: O método de compactação, laboratorial ou de campo, pode influenciar a estrutura do sistema e portanto, a propensão para deformação.

(Fonte: adaptado de SOUSA et al., 1991)

2.3 EFEITO DA TEMPERATURA NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A temperatura afeta consideravelmente o comportamento mecânico das misturas asfálticas, pois influencia a viscosidade do CAP. Quando a temperatura aumenta, o CAP torna-se mais fluido e a resistência a deformação do pavimento diminui. Deste modo, para um mesmo carregamento a deformação ocorrida em temperaturas elevadas é superior (GARDETE, 2006).

Sargand & Kim (2001) avaliaram a deformação permanente de misturas asfálticas, com diferentes ligantes, através de ensaios triaxiais de carga repetida até 10.000 ciclos. Os autores, variaram a temperatura de ensaio para verificar a influência deste parâmetro na deformação permanente. A Figura 9, apresenta os resultados encontrados para 40 °C e 60 °C de duas misturas estudadas, uma com ligante não modificado PG 72-25 e outra com adição de 3 % de SBS - PG 77-23, sendo possível observar que as maiores deformações ocorreram à 60 °C, independente da mistura avaliada

Constatou-se também que a mistura original sem adição de SBS (Estireno-Butadieno-Estireno), obteve maiores deformações à 60 °C que a mistura com o polímero. Contudo, a 40 °C não houve uma diferença significativa na deformação encontrada para cada mistura. Observa-se que houve boa repetibilidade nos resultados encontrados. Nesta pesquisa os autores investigaram tanto a variação da deformação permanente como função da temperatura, como também o efeito da adição do polímero tipo SBS, relatando que as misturas com asfalto modificado pela adição de polímero sofreram menor influência da variação da temperatura que a mistura com ligante não modificado, demonstrando que a alteração da temperatura afeta significativamente as propriedades reológicas dos materiais visco elásticos e que esta alteração é diferente para cada material.

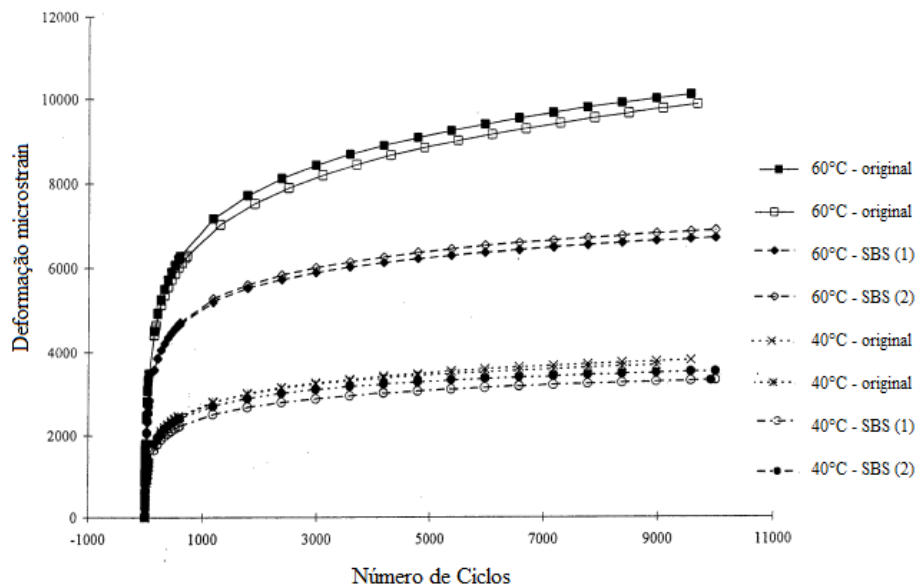


Figura 9: Efeito da temperatura na deformação permanente de misturas asfálticas (adaptado de SARGAND & KIM, 2001)

Gao et al. (2009), realizaram ensaios triaxiais de carga repetida, para obtenção do *Flow Number* (FN) (ver item 2.4.2). Os autores, variaram a temperatura de ensaio para analisar a influência destas na obtenção do FN. Os testes foram realizados em quatro misturas, com diferentes tamanhos máximos nominais (TMN) de agregado, com dois tipos de CAP e com tensão de 700 KPa, os resultados são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Resultados de Flow Number para diferentes Temperaturas

| Mistura Asfáltica | Resultados de Flow Number | | |
|---|---------------------------|-------|-------|
| | Temperatura | | |
| | 40 °C | 50 °C | 60 °C |
| AC13F - HMA graduação fina - TMN 13 mm | 2049 | 503 | 298 |
| AC13C - HMA graduação grosseira - TMN 13 mm | 4895 | 1137 | 381 |
| AC16 - HMA - TMN 16 mm | 3280 | 879 | 245 |
| SC20 - HMA - TMN 20 mm | 2400 | 573 | 190 |

(Fonte: adaptado de GAO et al., 2009)

Ao final da pesquisa, os autores concluíram que as características do CAP mudam com a mudança da temperatura e isto é independente do tipo de CAP utilizado. Sendo a deformação permanente da mistura altamente afetada pelo aumento da temperatura. O valor de FN a 60 °C foi aproximadamente 10 % do valor de FN em 40 °C e as misturas AC13C e AC16 foram as misturas que sofreram maior variação com a mudança de temperatura sendo que o FN em 40 °C foi cerca de 13 vezes superior que o FN em 60 °C para ambas misturas.

Considerando que o Brasil é um país de temperaturas elevadas, principalmente durante o verão, é importante utilizar a temperatura adequada na realização dos ensaios. A Tabela 5 apresenta dados médios da temperatura máxima e mínima do ar durante cinco verões em algumas cidades brasileiras.

É possível observar que a temperatura do ar média durante os verões analisados é de 30°C e calculando a temperatura média do pavimento através da Equação 1 (MOHSENI, 1998), observa-se que a temperatura que o pavimento suporta nos dias quentes é mais elevada, indicando que a temperatura dos ensaios deva ser elevada também, na ordem de 60°C (NBR 16505/2016), assim proporcionando a pior condição para a realização do EUCR.

$$T_{(\text{sup})} = T_{(\text{ar})} - 0,00618 \text{ Lat}^2 + 0,2289 \text{ Lat} + 24,4 \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

- $T_{(\text{sup})}$ – temperatura alta do pavimento asfáltico na superfície (°C);
- $T_{(\text{ar})}$ – temperatura alta do ar (°C);
- Lat – latitude da seção (°);

Tabela 5: Temperatura máxima média de regiões brasileiras

| Região | Estado | Cidade | Período (2011-2016) | Temperatura do Ar | Latitude (°) | Longitude (°) | Altitude (m) | Temperatura do Pavimento (média, °C) |
|--------------|-------------------|----------------|------------------------|--------------------|-----------------|------------------|-----------------|--|
| | | | | Máxima (média, °C) | | | | |
| Norte | Amazonas | Manaus | 5 verões | 32,25 | -3,10 | -60,01 | 61,25 | 56 |
| | Pará | Belém | | 32,04 | -1,43 | -48,43 | 10,00 | 56 |
| | Tocantís | Palmas | | 32,47 | -10,19 | -48,30 | 280,00 | 54 |
| Nordeste | Bahia | Salvador | 5 verões | 30,66 | -13,01 | -38,53 | 51,41 | 51 |
| | Maranhão | São Luis | | 32,40 | -2,53 | -44,21 | 50,86 | 56 |
| | Pernambuco | Recife | | 30,85 | -8,05 | -34,95 | 10,00 | 53 |
| Centro Oeste | Distrito Federal | Brasília | 5 verões | 27,52 | -15,78 | -47,92 | 1159,54 | 47 |
| | Mato Grosso | Cuiába | | 32,98 | -15,61 | -56,10 | 145,00 | 52 |
| Sudeste | Minas Gerais | Belo Horizonte | 5 verões | 29,11 | -19,93 | -43,93 | 915,00 | 46 |
| | Rio de Janeiro | Rio de Janeiro | | 33,22 | -22,89 | -43,18 | 11,10 | 49 |
| | São Paulo | São Paulo | | 29,39 | -23,50 | -46,61 | 792,06 | 45 |
| Sul | Paraná | Curitiba | 5 verões | 27,14 | -25,43 | -49,26 | 923,50 | 42 |
| | Rio Grande do Sul | Porto Alegre | | 31,41 | -30,05 | -51,16 | 46,97 | 43 |
| | Santa Catarina | Florianópolis | | 29,85 | -27,58 | -48,56 | 1,84 | 43 |
| Média | | | 5 verões | 30,81 | -15,65 | -47,23 | 318,47 | 49,58 |

(Fonte: adaptado de BDMEP and INMET, 2016)

2.4 ENSAIOS LABORATORIAIS PARA PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Os ensaios laboratoriais para previsão da deformação permanente demoraram a evoluir no País e continuam restritos aos centros de pesquisa. Contudo, a crescente consideração sobre a importância dessa patologia na vida útil do pavimento e a busca pela padronização da norma de ensaio aumentou a utilização de ensaios laboratoriais que buscam prever o comportamento de misturas asfálticas quanto à deformação permanente. No Brasil, há alguns ensaios com este objetivo. A seguir é feita uma descrição dos principais.

2.4.1 Ensaio de *Creep*

O ensaio de *creep* pode ser realizado em duas configurações de carregamento, uma em que o carregamento é estático/constante e outra na qual o carregamento é realizado em cargas repetidas, sendo assim, conhecidos como *creep* estático e dinâmico, respectivamente.

O ensaio de *creep* estático passou a ser utilizado pela Shell nos anos 70, devido às propriedades de viscoelasticidade do material asfáltico pois, seria adequado avaliar o comportamento quanto à fluência através da relação tensão *versus* deformação (SOARES, 2014).

O *creep* estático é o ensaio mais simples utilizado para a caracterização do comportamento de misturas asfálticas, quanto à deformação permanente (TAHERKHANI, 2006). O ensaio é governado pela aplicação de uma carga estática e o resultado é reproduzido através de uma curva deformação permanente axial *versus* tempo de ensaio (MOURA, 2010).

O ensaio consiste na aplicação de uma carga axial estática ao longo do tempo (3.600 s) em um corpo de prova cilíndrico regular, moldado em laboratório ou extraído de campo (com dimensões *Marshall* usualmente) (BERNUCCI et al., 2010). A Figura 10 e a Figura 11 ilustram o ensaio de *creep* durante a fase de carregamento e descarregamento, respectivamente.

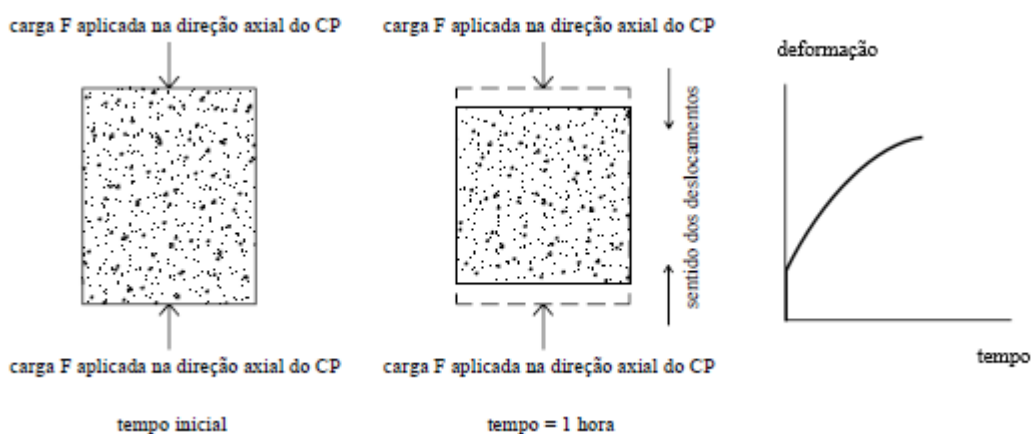


Figura 10: Fase de carregamento no ensaio de *creep* (adaptado de FONTANA, 2009)

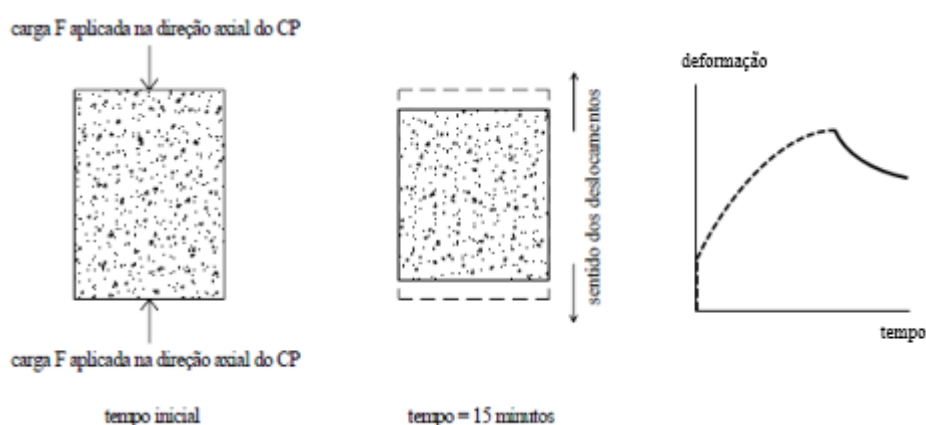


Figura 11: Fase de descarregamento no ensaio de *creep* (adaptado de FONTANA, 2009)

As deformações sofridas pelo corpo de prova (CP) são obtidas através de leituras com *Linear Variable Differential Transformers* (LVDT), que são acoplados ao CP ou as placas de carregamento. Desta forma, é importante obter um paralelismo entre as faces do CP para obter

uma melhor aquisição dos dados (BERNUCCI et al., 2010). O ensaio pode ser conduzido sem ou com confinamento como demonstram a Figura 12 e a Figura 13, respectivamente. Sendo o ensaio sem confinamento o mais usual.



Figura 12: Ensaio de *creep* com confinamento (adaptado de MOURA, 2010)

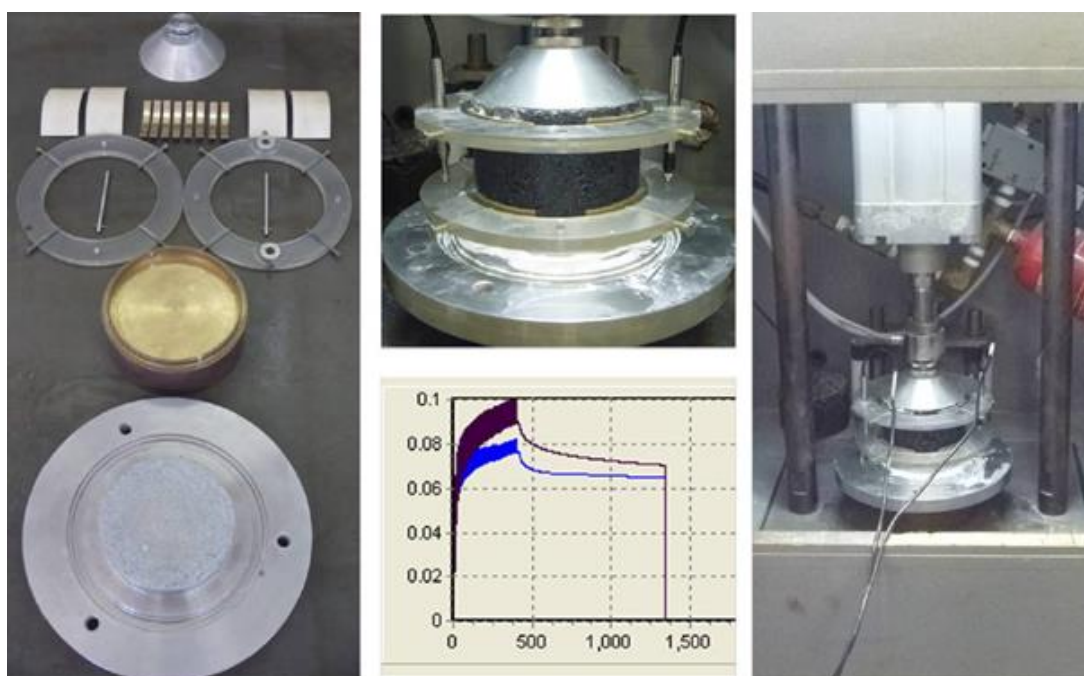


Figura 13: Ensaio de *creep* sem confinamento (adaptado de BOCK, 2012)

Em virtude da aplicação da carga estática, o CP deforma até se estabilizar ou romper (estado avançado de dano). A ruptura nem sempre é perceptível, podendo haver diversos critérios para

defini-la como, por exemplo, a deformação relativa superior à 0,008 mm/mm ao final de 1 hora, então caracteriza-se a mistura asfáltica como inadequada para resistir às deformações permanentes (BERNUCCI et al., 2010).

Para Mohamed & Yue (1994) as condições do ensaio dinâmico que possui cargas repetitivas de compressão simulam melhor as cargas repetidas do tráfego no revestimento asfáltico. Permitindo obter para todas as amostras uma taxa constante, reproduzindo situações mais realísticas das encontradas em campo e retratando de forma melhor a suscetibilidade à deformação permanente da mistura asfáltica do que no ensaio estático.

Contudo, o ensaio de *creep* dinâmico é muito semelhante ao estático, o que os difere principalmente é o carregamento. Neste ensaio, o CP é submetido à aplicação de carga combinada, com um carregamento de 0,1 s e intervalo de 0,9 s, aplicados a uma frequência de 1 Hz durante 3600 s (1 hora de ensaio). Ao final do ensaio é obtido, através da divisão do deslocamento absoluto, pela altura do corpo de prova o deslocamento permanente relativo ou deformação relativa, assim dividindo a tensão aplicada pela deformação relativa, adquire-se o módulo de *creep* dinâmico (BERNUCCI et al., 2010).

Alguns autores estudaram estes ensaios devido à facilidade de sua execução entre eles: Taira (2001) estudou misturas asfálticas densas, com asfalto convencional CAP 20 e asfalto modificado com polímero SBS (BETUFLEX B 65/60), os ensaios foram realizados a 40 °C e diferentes tensões, concluindo que os resultados de fluência por compressão uniaxial estática não distinguiram claramente o efeito da utilização de asfalto modificado com polímero nas misturas asfálticas, considerando que as deformações em sua maioria foram da mesma ordem de grandeza.

Coutinho & Fabbri (2005) avaliaram a reutilização de areia de fundição em misturas asfálticas, do tipo Concreto Asfáltico Usinado a Quente (CAUQ) e fizeram uso do ensaio uniaxial estático (40 °C) para verificar a suscetibilidade das misturas a deformação permanente. Os autores avaliaram duas misturas, uma com adição de 10 % de areia de fundição (AF 10 %) e outra com adição de 10 % de areia virgem (AV 10 %) e constataram de modo geral que a mistura AV 10 %, apresentou parâmetros mais favoráveis, principalmente no teor ótimo de asfalto (4% de vazios).

Bock (2012) estudou o efeito da incorporação de cal hidratada em concretos asfálticos elaborados com ligante convencional CAP 50/70 e com ligante modificado por polímero AMP 60/85 – E. O autor utilizou o ensaio de *creep* dinâmico (45 °C) para comparar o desempenho de seis misturas quanto a deformação permanente. Foram realizados ensaios com CAP 50/70 e com AMP 60/85-E e também com a adição de cal hidratada calcítica e cal hidratada dolomítica as misturas. Ao final, o autor relatou que de modo geral, houve distinção entre o desempenho das misturas com diferentes ligantes. As misturas com ligante modificado apresentaram maior resistência à deformação permanente e a incorporação de cal nas misturas também apresentou uma maior resistência à deformação. Sendo esta variação mais atenuante nas misturas com ligante convencional e com a utilização da cal calcítica que proporcionou maior resistência que a cal dolomítica quando avaliado o mesmo ligante.

Entretanto, apesar dos ensaios serem de fácil realização e os resultados poderem ser facilmente interpretados, a variabilidade e dificuldade na repetibilidade dos resultados, fazem com que os ensaios apresentem restrições ao serem empregados para previsão do comportamento das misturas em campo. Além disso, os ensaios de carregamento axial estático mostram-se limitados para comparar misturas asfálticas com ligantes modificados em relação aos ligantes convencionais correlacionando os resultados aos ensaios com repetição de carga (MOURA, 2010).

2.4.2 Ensaio Uniaxial de Carga Repetida

O ensaio uniaxial de carga repetida é o ensaio laboratorial que vem ganhando maior destaque nacional para a avaliação da deformação permanente de misturas asfálticas. O ensaio consiste na aplicação de carregamento cíclico de compressão uniaxial no formato *haversine*, com frequência de 0,1 s de carregamento seguido por 0,9 s de repouso e as deformações acumuladas são obtidas através do número de ciclos (NBR 16505/2016).

A tensão aplicada durante a fase de carregamento conforme a norma brasileira (NBR 16505/2016) é de 204 ($\pm 4,0$) kPa e durante a fase de repouso aplica-se 5% da tensão de carregamento ($10,2 \pm 0,5$ kPa). O ensaio é realizado em corpos de prova cilíndricos, com 150 mm ($\pm 2,5$ mm) de altura e 102 mm ($\pm 2,0$ mm) de diâmetro e VV de 7 % (± 05 %), submetidos à temperatura de 60°C (com condicionamento prévio de no mínimo 3 horas). Tipicamente o

ensaio é realizado até 7.200 ciclos (2 horas) ou até que haja a fluência (ruptura) da amostra (NBR 16505/2016).

A resposta do ensaio é vista em gráficos da deformação permanente acumulada *versus* número de ciclos. O ensaio pode ser dividido em três estágios como observado na Figura 14.

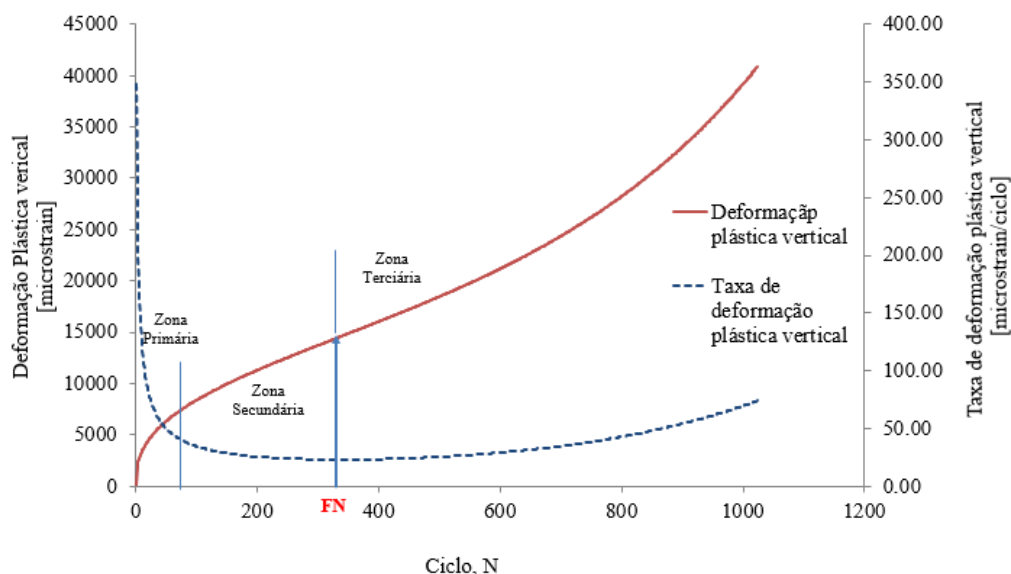


Figura 14: Relação entre a deformação total acumulada, a taxa em que as deformações ocorrem e o número de ciclos

- Fase primária: as deformações são crescentes a uma taxa decrescente. Nesta fase há uma boa representação da densificação do material, assim esta fase é associada tipicamente a mudança volumétrica; também é responsável pelo elevado nível inicial de deformação que é correlacionado ao primeiro e segundo ano da vida de serviço do pavimento.
- Fase secundária: as deformações são crescentes a uma taxa com pequenas variações. A deformação permanente acumulada nesta fase é tipicamente menor que a observada na fase primária, contudo, a deformação ainda é associada a pequenas variações volumétricas para pavimentos com bom desempenho, espera-se que as deformações fiquem dentro desta etapa além de sua vida útil.
- Fase terciária: as deformações são crescentes a uma taxa crescente. Durante esta etapa a deformação é causada principalmente por deformação cisalhante, havendo um alto nível de deformação permanente acumulada desassociada de alterações volumétricas (JADOUN, 2011; ADORJÁNYI & FÜLEKI, 2013; MIRZAHOSSENI, et al., 2015; NBR 16505/2016).

O número de ciclos onde o ensaio passa da segunda fase para a terceira fase é referido com *Flow Number* (FN). O FN é número do ciclo no qual a taxa de deformação é mínima e no qual o CP começa a entrar na fase de cisalhamento constante, como pode ser observado na Figura 14.

O EUCR é cada vez mais utilizado como critério de avaliação das misturas asfálticas quanto à deformação permanente. Deste modo alguns autores sugerem valores de referência do FN para níveis de tráfego como é observado na Tabela 6. Na norma americana AASHTO TP-79-15 (*American Association of State Highway and Transportation*) os ensaios são conduzidos e os dados são gravados, ao final o modelo de Francken (ver item 2.6) é utilizado para determinar o FN e propor critérios de seleção das misturas. Bonaquist (2012) também optou por empregar o modelo de Francken em diversos testes uniaxiais de carga repetida baseados em dados da FHWA (*Federal Highway Administration*) e assim, apresentou critérios de seleção do FN. Nascimento (2008) compatibilizou índices oriundos da curva de compactação do compactador giratório e valores de deformação obtidos no simulador francês LCPC para recomendar valores de FN.

Tabela 6: Comparação dos parâmetros de ensaio no EUCR e valores sugeridos de FN para diferentes níveis de tráfego

| Pesquisa | Tensão Axial (Kpa) | Temp. (°C) | Vv (%) | Nível de Tráfego (FN mínimo) | | | |
|-------------------|--------------------|------------|-------------|------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------|
| | | | | Leve | Médio | Pesado | Ext. Pesado |
| | | | | $< 3 \times 10^6$ | $[3 \times 10^6 ; 1 \times 10^7]$ | $[1 \times 10^7 ; 3 \times 10^7]$ | $> 3 \times 10^7$ |
| AASHTO TP 79-15 | 600 | - | $7 \pm 0,5$ | - | 50 | 190 | 740 |
| Bonaquist (2012) | 600 | 49,6 | 7 | 15 | 50 | 135 | 415 |
| Nascimento (2008) | 204 | 60 | $7 \pm 0,5$ | - | 300 | 750 | - |

(Fonte: adaptado AASHTO TP 79-15, 2015; BONAQUIST, 2012 e NASCIMENTO, 2008)

Nascimento (2008) avaliou quatro misturas asfálticas com o mesmo agregado de origem gnaisse-granítica, diferentes TMN e com o mesmo ligante CAP 20 REVAP (PG 64-22) no ensaio uniaxial de carga repetida à 60 °C e tensão de 204 kPa. A Tabela 7 apresenta os dados encontrados (2 corpos de prova por mistura) pelo autor, que ao final concluiu que as misturas de comportamento graúdo apresentaram melhores resultados e a mistura de TMN 19 mm (graduação fina) apresentou o menor FN. O autor também fez comparações dos resultados das misturas com o simulador de tráfego francês da USP (Universidade São Paulo) onde obteve boa correlação entre os comportamentos das misturas.

Tabela 7: Resultados do EUCR pra misturas asfálticas com CAP 20 REVAP

| Ligante | TMN | Resultados FN, ciclos | | |
|--------------|--|-----------------------|-------|-------|
| | | CP 01 | CP 02 | Média |
| CAP 20 REVAP | 25 mm - Faixa A (DNIT) - Graúda (AASTHO) | 443 | 620 | 532 |
| | 19 mm - Faixa B (DNIT) - Fina (AASTHO) | 114 | 110 | 112 |
| | 12.5 mm - Faixa C (DNIT) - Graúda (AASTHO) | 304 | 464 | 384 |
| | 9.5 mm - Faixa C (DNIT) - Fina (AASTHO) | 103 | 249 | 191 |

(Fonte: adaptado de NASCIMENTO, 2008)

Da mesma forma, o autor avaliou outras cinco misturas asfálticas distintas, com agregado de origem granítica e com diferentes ligantes no EUCR. A Tabela 8 apresenta os dados encontrados (2 corpos de prova por mistura) pelo autor.

Tabela 8: Resultados de EUCR em misturas asfálticas com diferentes ligantes

| Mistura | Características do ligante | | | Agregado | TMN | Comportamento | FN, ciclos |
|---------|----------------------------|-----------------------------------|---------------------------|-----------|-------|---------------|------------|
| | Ligante | Penetração a 25°C, 100g e 5s, dmm | Ponto de amolecimento, °C | | | | |
| J | Asfalto 9 | 41 | 63,9 | Granítico | 19 mm | Fino | 451 |
| L | Asfalto 10 | 73 | 49,9 | Granítico | 19 mm | Fino | 68 |
| M | Asfalto 11 | 41 | 68,6 | Granítico | 19 mm | Fino | 128 |
| N | Asfalto 12 | 64 | 58,2 | Granítico | 19 mm | Fino | 102 |
| O | Asfalto 13 | 43 | 57,5 | Granítico | 19 mm | Fino | 119 |

(Fonte: adaptado de NASCIMENTO, 2008)

Analisando os dados das misturas observou-se que a principal diferença entre elas foi o ligante utilizado, constatando-se que há grande influência deste material no comportamento à deformação permanente de misturas asfálticas. Sendo, a mistura com Asfalto 9 a de melhor desempenho, aproximadamente 6,5 vezes superior ao da mistura Asfalto 10 (mistura com pior desempenho).

Ao final dos ensaios, Nascimento (2008) calculou a taxa de deformação (b) na zona secundária. Na literatura não há um procedimento extado para este cálculo, Witczak et al. (2002) sugere a utilização de um modelo de potência. Contudo, o autor preferiu a utilização de um modelo linear (Equação 2) em que a taxa b é obtida através da curva deformação plástica versus ciclos, sendo a inclinação de uma reta coincidente com a curva no ciclo 10 e no FN. O ciclo 10 foi empregado por este estar inserido no início da zona secundária (percepção gráfica) e o ciclo do

FN por ser o fim teórico da zona secundária. A Tabela 9 apresenta os dados da taxa b calculados pelo autor.

$$b = \frac{\varepsilon_{p\,FN} - \varepsilon_{p10}}{FN - 10} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

- b – taxa de deformação na zona secundária [microstrains/ciclo];
- $\varepsilon_{(pFN)}$ – deformação plástica no FN [microstrains];
- $\varepsilon_{(p10)}$ – deformação plástica no ciclo 10 [microstrains].

Tabela 9: Resultados da taxa b , para as misturas com CAP 20 REVAP

| Ligante | TMN | Resultados , b [microstrains/ciclo] | | |
|--------------|--|---------------------------------------|-------|-------|
| | | CP 01 | CP 02 | Média |
| CAP 20 REVAP | 25 mm - Faixa A (DNIT) - Graúda (AASTHO) | 27,8 | 22,3 | 25,1 |
| | 19 mm - Faixa B (DNIT) - Fina (AASTHO) | 62,8 | 55,4 | 59,1 |
| | 12.5 mm - Faixa C (DNIT) - Graúda (AASTHO) | 33,7 | 23,3 | 28,5 |
| | 9.5 mm - Faixa C (DNIT) - Fina (AASTHO) | 60,5 | 46,7 | 53,6 |

(Fonte: adaptado de NASCIMENTO, 2008)

Considerando os resultados de FN e a taxa b , percebe-se que o valor de FN é inversamente proporcional a taxa b . Quanto melhor o desempenho da mistura (maior FN), menor é a taxa b ou seja, a mistura demora mais para chegar ao final da zona secundária.

Cavalcante (2010) realizou ensaios em sete misturas, variando somente o tipo de ligante e a temperatura de compactação. A granulometria empregada foi a mesma para todas as misturas sendo esta enquadrada na Faixa – B do DNIT (30 % de brita 1; 20 % de brita 0 e 50 % de pó de pedra). A Tabela 10 apresenta os resultados encontrados (média 3 corpos de prova por mistura) para os ensaios uniaxiais de carga repetida à 60 °C e tensão de 204 kPa.

Tabela 10: Resultados de ensaios uniaxiais de carga repetida com diferentes ligantes

| Mistura | Ligante | Teor de Ligante (%) | FN, ciclos |
|---------|--|---------------------|------------|
| M1 | CAP 50/70 de referência | 5,0 | 104 |
| M2 | CAP 50/70 + 25% TLA (peletes) | 4,7 | 258 |
| M4 | CAP 30/45 de referência | 4,9 | 136 |
| M8 | CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 130°C (aditivo químico amínico, granular) | 4,6 | 151 |
| M9 | CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 120°C (aditivo químico amínico, granular) | 4,6 | 131 |
| M10 | CAP 30/45 + 2% WMA compactada a 110°C (aditivo químico amínico, granular) | 4,7 | 177 |
| M11 | CAP 30/45 + 0,6% PR PLAST S (aditivo anti-afundamento de trilha de rodas) | 4,8 | 487 |

(Fonte: adaptado CAVALCANTI, 2010)

O autor verificou que as misturas WMA apresentaram resultados semelhantes, com destaque para a mistura M10, que apresentou FN ligeiramente maior que as demais Misturas mornas e da mistura de referência (M4), contudo este aumento não foi significativo. A adição do aditivo TLA também promoveu um aumento no FN, no entanto este aumento não foi suficiente para que a mistura pudesse ser empregada em pistas de tráfego médio conforme apresentado na Tabela 6 (NASCIMENTO, 2008). A mistura com adição do PR Plast S (M11), foi a única a atingir níveis de FN que permite sua utilização em vias de tráfego médio.

Onofre (2012) investigou treze misturas com agregado de origem basáltica no EUCR à 60 °C e tensão de 204 kPa. A granulometria empregada nas treze misturas foi a mesma, sendo esta enquadrada no centro da faixa III da ET-DE- P00/027 do DER-SP, equivalente ao centro da faixa C do DNIT. O autor utilizou um ligante CAP Replan 50/70 (PG 64-22) e sete modificadores (borracha moída de pneu; PPA - Innovalt E-200; SBS – TR 101; borracha de estireno-butadieno (SBR) – Solprene 1205; etileno acetato de vinila (EVA) – HM 728; polietileno (PE) – UB 160-C de baixa densidade e terpolímero Elvaloy – 4170). As misturas estudadas são apresentadas a seguir na Tabela 11. A Figura 15 apresenta os resultados obtidos (média 3 CPs por mistura).

Tabela 11: Relação dos ligantes utilizados nas misturas asfálticas estudadas por Onofre (2012)

| Ligante asfáltico | CAP (%) | Modificador (%) | PPA (%) |
|-----------------------------------|---------|-----------------|---------|
| CAP Replan 50/70 | 100,0 | - | - |
| CAP Replan 50/70 + PPA | 98,8 | - | 1,2 |
| CAP Replan 50/70 + Elvaloy + PPA | 98,4 | 1,3 | 0,3 |
| CAP Replan 50/70 + Borracha | 86,0 | 14,0 | - |
| CAP Replan 50/70 + Borracha + PPA | 88,5 | 11,0 | 0,5 |
| CAP Replan 50/70 + SBS | 95,5 | 4,5 | - |
| CAP Replan 50/70 + SBS + PPA | 96,5 | 3,0 | 0,5 |
| CAP Replan 50/70 + EVA | 92,0 | 8,0 | - |
| CAP Replan 50/70 + EVA + PPA | 96,6 | 3,0 | 0,4 |
| CAP Replan 50/70 + PE | 94,0 | 6,0 | - |
| CAP Replan 50/70 + PE + PPA | 96,5 | 3,0 | 0,5 |
| CAP Replan 50/70 + SBR | 94,5 | 5,5 | - |
| CAP Replan 50/70 + SBR + PPA | 96,0 | 3,5 | 0,5 |

(Fonte: adaptado ONOFRE, 2012)

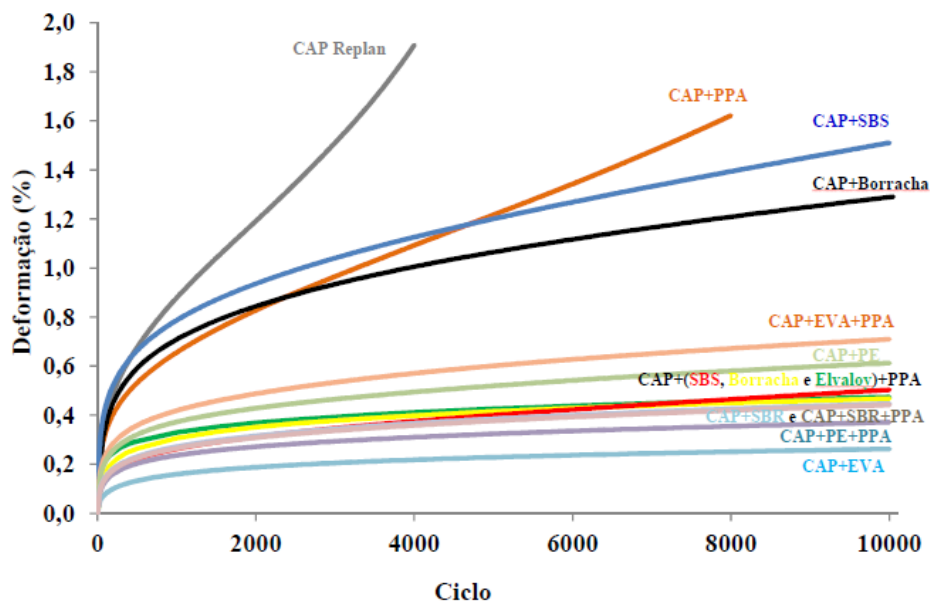


Figura 15: Resultados do EUCR para as misturas com agregado basáltico (adaptado de ONOFRE, 2012)

O autor observou que das misturas estudadas, apenas duas misturas atingiram o FN, antes do encerramento do ensaio (10.000 ciclos), sendo estas as misturas preparadas com CAP Replan

50/70 (FN = 1.977) e com CAP Replan 50/70 + 1,2 % PPA (FN = 4.393), percebendo-se que a mistura com 1,2% PPA em sua composição teve desempenho aproximadamente 3 vezes superior ao da mistura de referência. Entre as misturas que não atingiram FN aos 10.000 ciclos observou-se que a mistura que apresentou menor resistência à deformação permanente foi aquela contendo o CAP Replan 50/70 + 4,5 % SBS, com aproximadamente 1,5% de deformação no ciclo 10.000. A mistura que apresentou maior resistência à deformação aos 10.000 ciclos foi a mistura com CAP Replan 50/70 + 8,0 % EVA, com aproximadamente 0,26% de deformação permanente.

Onofre (2012) também realizou EUCR em quatro misturas asfálticas preparadas com agregado granítico e dois ligantes CAP Lubnor 50/70 e CAP Replan 50/70, para realizar uma comparação com as misturas moldadas com agregado basáltico. A Tabela 12 e a Figura 16 apresenta os resultados encontrados.

Tabela 12: Relação das misturas com agregado granítico utilizadas por Onofre (2012)

| Ligante asfáltico | CAP (%) | Modificador (%) | PPA (%) | FN | CV (%) |
|----------------------------------|---------|-----------------|---------|------|--------|
| CAP Lubnor 50/70 | 100,00 | - | - | 490 | 20 |
| CAP Replan 50/70 | 100,0 | - | - | 124 | 14 |
| CAP Replan 50/70 + PPA | 98,8 | - | 1,2 | 361 | 26 |
| CAP Replan 50/70 + Elvaloy + PPA | 98,4 | 1,3 | 0,3 | 3884 | 13 |

(Fonte: adaptado ONOFRE, 2012)

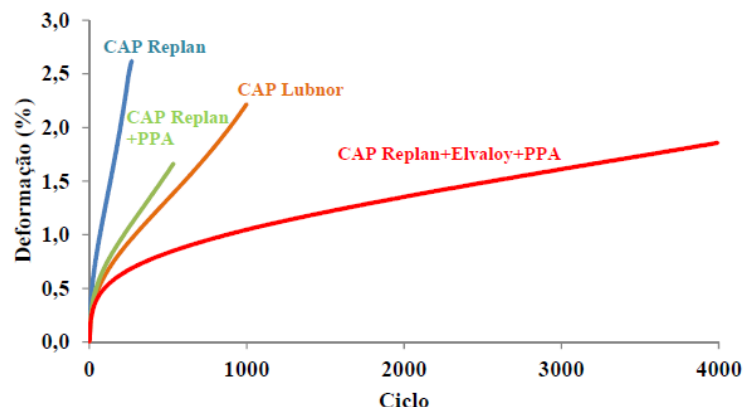


Figura 16: Resultados do EUCRG para as misturas com agregado granítico (adaptado de ONOFRE, 2012)

Barros et al. (2015) realizou EUCR à 60 °C e tensão de 204 kPa, em três misturas asfálticas com o objetivo de avaliar a influência do CAP no desempenho das misturas. A autora utilizou

agregados pétreos de origem basáltica enquadrados na faixa - C (DNIT) para as três misturas estudadas e variou o CAP, sendo utilizado um ligante convencional CAP 50/70, um ligante modificado por polímero AMP 60/85-E e um asfalto borracha AB-8. A Tabela 13 apresenta os resultados encontrados pela autora.

Tabela 13: Resultados de EUCR para diferentes ligantes

| Mistura Asfáltica | Resultados de Flow Number | |
|-------------------|---------------------------|-----------|
| | FN, ciclos | FN, médio |
| CAP 50/70 | 173 | 124 |
| | 94 | |
| | 104 | |
| AMP 60/5 - E | - | - |
| | 283 | |
| | - | |
| AB - 8 | 181 | 177 |
| | 154 | |
| | 196 | |

(Fonte: adaptado BARROS et al., 2015)

A autora observou que as misturas moldadas com ligantes modificados apresentaram melhor desempenho, sendo a mistura com AMP 60/85-E a mais resistente à deformação permanente, não atingindo FN durante os 10.000 ciclos do ensaio. A mistura com pior desempenho foi a moldada com CAP 50/70 que teve um desempenho 30 % inferior ao da mistura com AB-8.

Pazos (2015) realizou ensaios EUCR à 60 °C e tensão de 204 kPa em seis misturas asfálticas com o objetivo de avaliar a influência de diferentes propriedades de forma, angularidade e textura superficial dos agregados. O autor utilizou dois tipos principais de agregados: seixo rolado e agregado britado (brita 1, brita 0 e pó de pedra). O CAP utilizado na pesquisa foi o mesmo para as seis misturas sendo este classificado como CAP 30/45. O autor também utilizou a Equação 2, proposta por Nascimento (2008), para calcular a taxa de deformação na zona secundária (b). A Tabela 14 apresenta os resultados encontrados pelo autor.

Tabela 14: Resultados de EUCR para misturas com material fresado

| Mistura | Resultados FN, ciclos | | Resultados b [micros/mm] | |
|-------------------------------------|-----------------------|---------------|--------------------------|---------------|
| | Média (3 CPs) | Desvio Padrão | Média | Desvio Padrão |
| Brita Lamelar | 203 | 25 | 32,3 | 2,0 |
| Brita Cúbica | 340 | 72 | 22,0 | 3,0 |
| 75% Brita Cúbica e 25% Seixo Rolado | 243 | 40 | 31,8 | 6,7 |
| 50% Brita Cúbica e 50% Seixo Rolado | 187 | 67 | 37,5 | 10,5 |
| 25% Brita Cúbica e 75% Seixo Rolado | 153 | 15 | 46,7 | 2,8 |
| Seixo Rolado | 107 | 38 | 68,9 | 17,3 |

(Fonte: adaptado PAZOS, 2015)

Constatou-se que a mistura Brita Cúbica apresentou o maior FN, sendo esta mais resistente ao processo de deformação permanente. A mistura Brita Cúbica foi a única a satisfazer o critério apresentado na Tabela 6 para ser empregada em pistas de tráfego médio (NASCIMENTO, 2008). Já a mistura Seixo Rolado, foi a de pior desempenho (aproximadamente 3 vezes inferior ao desempenho da Brita Cúbica), sendo esta a mistura mais suscetível a deformação permanente. Quando analisado o parâmetro b, observou-se que este teve o mesmo comportamento que as misturas estudadas por Nascimento (2008), quanto maior o FN menor a taxa b.

Centofante (2016) realizou ensaios EUCR à 60 °C e tensão de 204 kPa em quatro misturas asfálticas com o objetivo de avaliar a influência da adição de material fresado na composição granulométrica da mistura, as misturas foram designadas em: CRef (Concreto asfáltico de referência); CAF10 (adição de 10% de material fresado); CAF20 (adição de 20% de material fresado) e CAF30 (adição de 30% de material fresado). Em todas misturas empregou-se o mesmo agregado virgem, rocha ácida ou riodacito enquadrado na faixa C (DNIT) e também se utilizou o mesmo ligante, CAP 50/70. A Figura 17 e a Tabela 15 apresentam os resultados encontrados pela autora

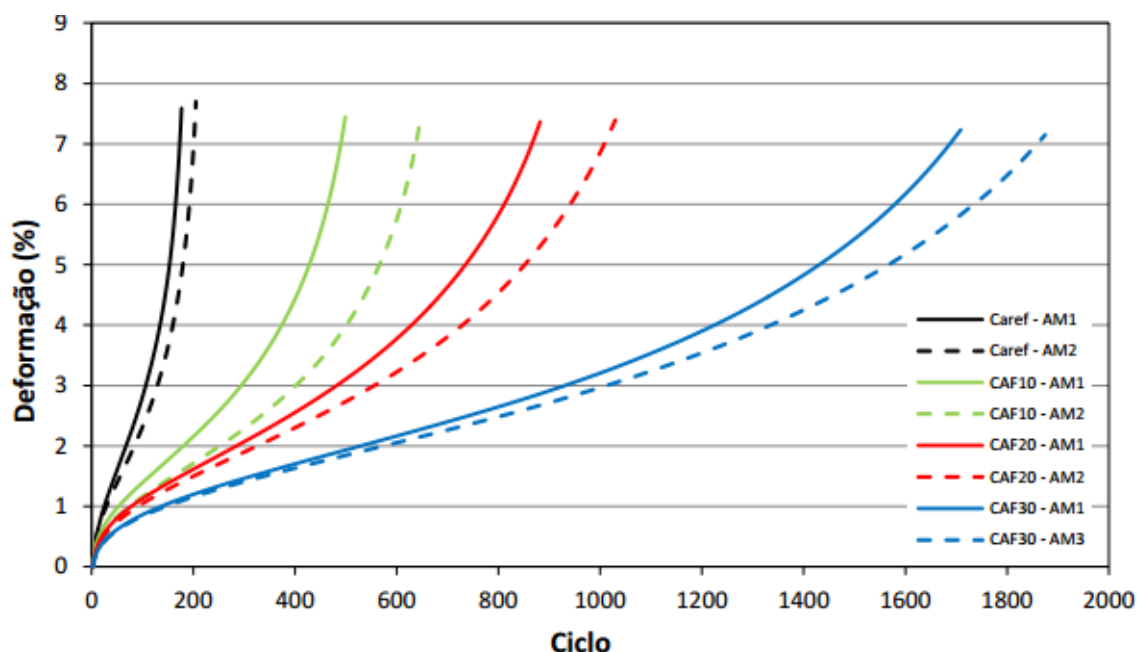


Figura 17: Curvas do EUCR para misturas com material fresado (adaptado de CENTOFANTE, 2016)

Tabela 15: Resultados de EUCR para misturas com material fresado

| Mistura | Resultados FN, ciclos | | | |
|---------|-----------------------|-------|-------|-------|
| | CP 01 | CP 02 | Média | DP |
| CAref | 60 | 59 | 60 | 0,78 |
| CAF10 | 140 | 160 | 150 | 14,14 |
| CAF20 | 250 | 275 | 262 | 17,68 |
| CAF30 | 530 | 550 | 540 | 14,14 |

(Fonte: adaptado CENTOFANTE, 2016)

Ao final, a autora verificou que houve um aumento no FN quando se aumentou a quantidade de fresado. A mistura de referência (CAref) foi a de pior desempenho, sendo esta 9 vezes inferior ao da mistura CAF30. Seguindo as especificações da Tabela 6 (NASCIMENTO, 2008), a mistura CAF30 poderia ser utilizada em pistas de tráfego médio.

2.4.3 Triaxial de Varredura de Tensões

O TSS (*Triaxial Stress Sweep*) ou triaxial de varredura de tensões é um ensaio definido pela aplicação de cargas de compressão cíclica, sob pressão confinante constante com pulso *haversine*, seguido por um período de repouso (BASTOS et al., 2015). O ensaio é complexo, ganhando destaque recentemente (SUBRAMANIAN, 2011; CHOI, 2013, BORGES, 2014; BASTOS et al., 2015). O ensaio é dividido em duas etapas: primeiramente é realizado o ensaio

de referência triaxial de deformação permanente com carregamento repetido, (TRLPD - *Triaxial Repeated Load Permanent Deformation*) e posteriormente, são realizados ensaios múltiplos de varredura de tensão (MSS - *Multiple Stress Sweep*) (CHOI, 2013).

O ensaio objetiva relacionar o desempenho da mistura em campo com o seu comportamento em laboratório, fornecendo características como tensão, condições climáticas, nível de tráfego e níveis de deformação (BORGES, 2014). Subramanian (2011), desenvolveu um modelo para previsão da deformação permanente que foi simplificado por Choi (2013), e denominado *Shift Model*. A Equação 3 apresenta o modelo proposto, que tem como principal objetivo representar as zonas primárias e secundárias do ensaio de TSS. A Figura 18 apresenta uma curva de deformação do ensaio TRLPD com a representação dos parâmetros do *Shift Model* do modelo proposto.

$$\epsilon_{vp} = \frac{A+B*N_{red}}{(C+ N_{red})^\alpha} \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

- ϵ_{vp} – deformação permanente;
- A e C – parâmetros relacionados ao início da deformação;
- B – relação entre a taxa de incremento de deformação e o incremento de endurecimento;
- α – parâmetro evolutivo do endurecimento;
- N_{red} – número de ciclos reduzidos.

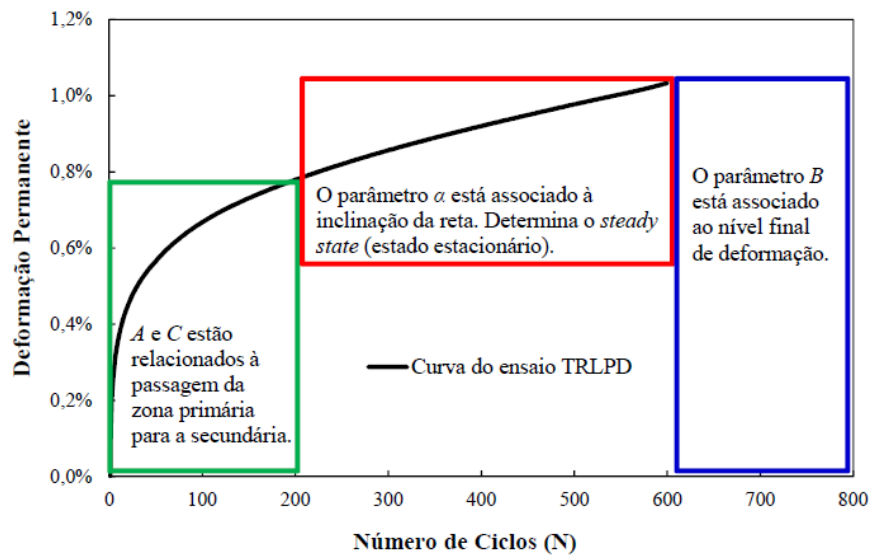


Figura 18: Representação dos *Shift Model* na curva de deformação permanente do ensaio TRLPD (adaptado de BORGES, 2014)

O modelo consegue simular o comportamento da deformação permanente do concreto asfáltico, em diferentes tempos de carregamento, tensões desvios e temperaturas, portanto prevendo a deformação permanente do pavimento local (CHOI, 2013). Para o modelo ser aplicado é necessário que a amostra atinja 600 ciclos de carregamento no ensaio de TRLPD, na curva de referência sem a ruptura, para então aplicar o *Shift Model*. Quando a mistura não alcança este critério mínimo, os ensaios de MSS não são conduzidos pelo surgimento da zona terciária, impossibilitando a calibração do modelo (BASTOS et al., 2015). A Figura 19 demonstra as etapas de preparação do CP para o ensaio de TSS.

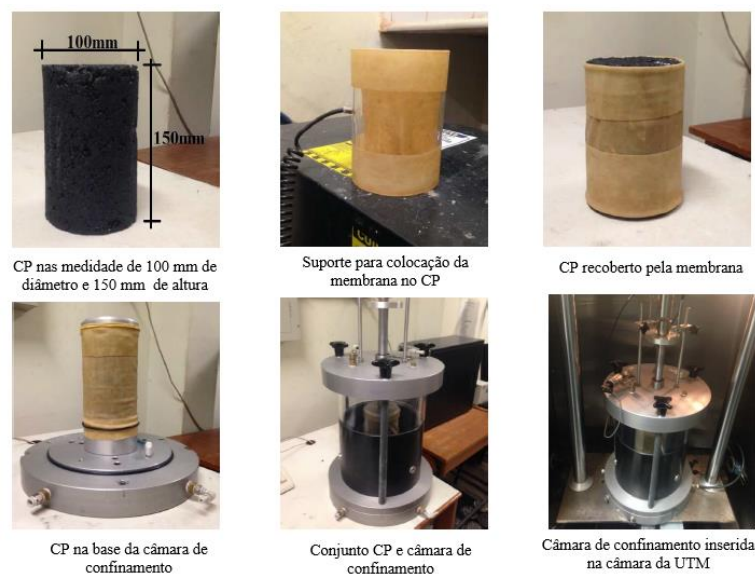


Figura 19: Realização do ensaio TSS (adaptado de BORGES, 2014)

Bastos et al., (2015) realizou uma comparação dos procedimentos de ensaio do Ensaio Uniaxial de Carga Repetida e do TSS que pode ser observado na Tabela 16.

Tabela 16: Comparação entre o EUCR e o TSS

| | |
|--|--|
| Uniaxial de Carga Repetida | <ul style="list-style-type: none"> • Aplicação de pulsos de carga ao CP, a uma determinada frequência (1 Hz), tempo de aplicação de carga (0,1 s) e intervalo entre as aplicações das cargas (0,9 s), a uma temperatura especificada (60 °C). A tensão aplicada em cada ciclo é de 204 kPa no período de 0,1 s e de 10,2 kPa durante os 0,9 s de repouso. • Número máximo de 10.000 ciclos. |
| Triaxial de Varredura de tensões (TSS) | <ul style="list-style-type: none"> • Ensaio de referência (TRLPD): tensão aplicada de 689 kPa (100 psi) no período de 0,4 s e de 35 kPa (5 psi) durante os 10 s de repouso a uma temperatura de 47 °C (máxima) e número de ciclos igual a 600. • Ensaio Múltiplos de Varredura de Tensões (MSS): aplicação de pulsos de carga ao CP, tempo de aplicação de carga (0,4 s) e intervalo entre as aplicações das cargas de 1,6 s, para temperaturas baixa (TL) e intermediária (TI) (17 e 37 °C) e tempo de aplicação de carga (0,4 s) e intervalo entre as aplicações das cargas de 10 s a temperatura alta (TH) de 47 °C. • Três níveis de tensões são aplicados em cada temperatura: 483, 689 e 896 kPa no período de 0,4 s. Durante o período de repouso é aplicado 5 % da carga atuante. Assim, durante o repouso são aplicadas, respectivamente, as tensões de 24, 35 e 45 kPa. • Durante todas as etapas o CP é submetido a um confinamento de 69 kPa (10 psi). |

(Fonte: adaptado de BASTOS et al., 2015)

O ensaio TSS tem como objetivo correlacionar o desempenho das misturas asfálticas em campo com o seu desempenho em laboratório. Assim, o ensaio simula diversas condições do campo como: temperatura, número de repetições de carga; taxa de carregamento e os níveis de deformação. Como há a variação de diferentes parâmetros é possível prever o comportamento ao longo da vida útil do pavimento, permitindo aproximação das deformações permanente da camada asfáltica.

Diferentemente do EUCR, o ensaio de TSS é bastante mais laborioso, no entanto, permite o uso de modelos viscoplásticos para uso da previsão de desempenho de pavimentos flexíveis. Enquanto o EUCR apresenta-se como uma ferramenta de simples solução para a avaliação de misturas asfálticas ainda no processo de dosagem, o ensaio de TSS parece ser bastante mais apropriado para uso nos modelos de previsão de desempenho, e com isto nos métodos mecânicos de dimensionamento.

2.4.4 Simuladores de Laboratório

Outra maneira para determinação da deformação permanente é através de simuladores de tráfego de verdadeira grandeza, ou de laboratório. Há diversos modelos de simuladores de laboratório que apresentam um bom resultado quanto a deformação permanente. Até recentemente, o Brasil possuía seis equipamentos destes em operação: cinco franceses desenvolvidos pelo LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) – nos laboratórios das universidades da COPPE, UFSC, UFPR e USP e um no Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Petrobras – CENPES. Outro simulador similar ao do LCPC é o desenvolvido pelo Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da UFC em parceria com a iniciativa privada denominado *Sistran* e por fim um equipamento norte-americano o APA (*Asphalt Pavement Analyser*) em operação no Laboratório Central da Petrobras Distribuidora (NASCIMENTO, 2008). Atualmente ainda há o equipamento *Hamburg Wheel Test* em empresas privadas ligadas a concessionárias (BORGES, 2014). A seguir estes equipamentos serão brevemente descritos.

2.4.4.1 Simulador de Laboratório Francês - LCPC

O simulador de tráfego Francês, foi desenvolvido no final dos anos 60 pelo LCPC - *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, com a finalidade de estudar o afundamento da trilha de roda na fase de dosagem das misturas asfálticas (FRITZEN, 2005). O equipamento busca submeter as misturas asfálticas às condições próximas do campo como temperatura e carregamento (ONOFRE, 2012).

O simulador de tráfego consiste em um conjunto de dois equipamentos mecânicos: a mesa de compactação e o simulador de tráfego. As misturas asfálticas estudadas têm formato retangular de placa com 500 mm de comprimento, 180 mm de largura e 50 ou 100 mm de espessura (BORGES, 2014). A mistura é compactada por amassamento, simulando as condições de compactação em campo, isto faz que o volume de vazios nas misturas compactadas na mesa seja próximo ao volume de vazios após a compactação no campo. O equipamento tem a opção de selecionar a pressão de inflação do pneu, a carga do eixo, o número de passadas, assim como o local das passadas, permitindo que haja uma sobreposição parcial de uma passada sobre a anterior representando a compactação em campo (MOURA, 2010). A Figura 20 e a Figura 21 apresentam o conjunto de equipamentos. Primeiramente, é exibida a mesa compactadora e em seguida o simulador de tráfego.



Figura 20: Mesa compactador - LCPC (adaptado de MOURA, 2010)



Figura 21: Simulador de tráfego francês (adaptado de MOURA, 2010)

Para os ensaios de deformação permanente em trilha de roda a pressão de inflação aplicada nos pneus é de 600 kPa, a carga do ensaio é de 5 kN, utiliza-se uma frequência de 1 Hz e a cada ciclo ocorrem duas passadas. A temperatura de ensaio é 60 °C e a medida do afundamento é realizada em 15 pontos distribuídos pela área solicitada do pneu na placa (MOURA, 2010).

A análise da medida do afundamento de trilha de roda nas misturas asfálticas, no simulador francês, fundamenta-se em especificações francesas. Utiliza-se o critério de porcentagem máxima de afundamento em trilha de 10 %, em relação à espessura da amostra analisada para 30.000 ciclos, para misturas de concreto asfáltico adequadas a camada de revestimento (FRITZEN, 2005).

Moura (2010), estudou a deformação permanente em trilha de roda de quatro distribuições granulométricas diferentes e a utilização de cinco ligantes (CAP 50/70; CAP 30/45; CAP modificado por 4 % de SBS e o CAP modificado por borracha – AMB) para produzir dez

misturas distintas, que foram avaliadas em pista e em laboratório. Os ensaios foram realizados em três condições distintas: distribuição granulométrica e teor de ligante do projeto original; distribuição granulométrica e teor de ligante asfáltico de pista e distribuição granulométrica de pista e teor de ligante corrigido em função dos resultados com PCG (prensa de cisalhamento giratório). Ao final, o autor conclui que o teor de CAP e as características reológicas dos ligantes exerce um papel fundamental na resistência à deformação permanente em trilha de roda. As correções dos teores de ligante aumentaram a resistência à deformação e as misturas com asfalto modificado por polímero SBS, por polímero RET e com asfalto borracha apresentaram os melhores resultados.

Oito misturas asfálticas foram avaliadas no simulador francês por Nascimento (2008), os ensaios foram realizados com misturas de diferentes TMN e dois ligantes, CAP 20 REVAP e CAP 20 REGAP. Os resultados do afundamento de trilha de roda com 30.000 ciclos foram comparados. Observou-se que houve variação dos resultados em relação a granulometria das misturas, sendo as misturas de comportamento graúdo as de melhor desempenho quanto à deformação permanente. Verificou-se também que o tipo de CAP utilizado influenciou na deformação das misturas, porém em menores proporções. O autor, também comparou os resultados do simulador francês com o EUCR (FN) onde obteve boa correlação entre os métodos.

2.4.4.2 Simulador de Laboratório APA

O APA – Analisador de Pavimento Asfáltico surgiu em 1996, como uma aprimoração do simulador desenvolvido no Departamento de Transporte da Geórgia, objetivando introduzir um método simplificado de ensaios, para a previsão de características da deformação permanente das misturas asfálticas (COOLEY et al., 2000 e FRITZEN, 2005).

O equipamento permite avaliar a deformação permanente, o trincamento por fadiga e a suscetibilidade à umidade de misturas asfálticas (FRITZEN, 2005). Há duas opções de forma de corpos de prova para o ensaio: amostras retangulares no formato de placas com dimensões de 125 mm de largura, 300 mm de comprimento e 75 mm de espessura ou corpos de prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro e 75 mm de espessura. A compactação das amostras pode ser feita por vibração ou amassamento com volume de vazios entre 4 % e 7 %. A temperatura de ensaio tem um range entre 40 °C e 64 °C, sendo o ensaio conduzido até 8.000 ciclos e com auxílio de um micrômetro determina-se o afundamento. O equipamento também permite que

os ensaios sejam realizados em amostras imersas em água (COOLEY et al., 2000). A sensibilidade das amostras à deformação permanente é estimada sob cargas de roda metálica, que se apoiam em borrachas padronizadas. Medidas automáticas da profundidade da trilha de roda são obtidas sob a passagem da roda (FRITZEN, 2005). Sendo a roda carregada com 445 N aplicados sobre a superfície da amostra através de uma mangueira pressurizada com uma pressão de 690KPa (COOLEY et al., 2000). A Figura 22 apresenta os detalhes do simulador APA.



Figura 22: Detalhes do simulador APA (adaptado de NASCIMENTO, 2010)

2.4.4.3 Hamburg Wheel Tracking Device - HWTD

Este equipamento foi desenvolvido na Alemanha e é utilizado como requisito de especificação de algumas rodovias Alemãs mais movimentadas, visando avaliar a trilha de roda e a degradação da mistura. Os testes são conduzidos em placas de 260 mm de largura e 320 mm de comprimento e espessura de 40 mm, compactadas por amassamento linear com volume de vazios entre 6 % e 8 %. Os ensaios são realizados submersos, com temperaturas variando entre 25 °C e 70 °C, sendo 50 °C a temperatura mais usual. O carregamento das amostras é realizado através da aplicação de uma força de 705 N, com uma ampla roda de aço de 47 mm de largura, com velocidade de deslocamento de aproximadamente 340 mm/s. As amostras são submetidas ao carregamento de 20.000 ciclos ou até atingirem 20 mm de deslocamento vertical (COOLEY et al., 2005), a Figura 23 apresenta o modelo de simulador HWTD.



Figura 23: Simulador de tráfego de laboratório HWTD (adaptado de NASCIMENTO, 2010)

Lacroix (2013) observou resultados de deformação no APA e no HWTD e verificou que misturas iguais obtiveram resultados diferentes, nos dois simuladores, como é observado na Tabela 17. A mistura RW1 que obteve o maior afundamento no APA não foi a mistura que obteve o pior resultado de afundamento no HWTD.

Tabela 17: Comparação de resultados entre o simulador APA e o simulador HTWD

| Característica das mistura asfálticas | | | | | APA | HWTD | |
|---------------------------------------|----------|-----------|---------|---------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------|
| Mistura | TMN (mm) | Ligante | WMA | RAP (%) | Profundidade de Deformação (mm) | Profundidade de Deformação (mm) | Taxa de Deformação (mm/hr) |
| C1 | 9,5 | PG 76-22 | - | - | 3,1 | 3,7 | 0,943 |
| O1 | 9,5 | PG 76-22 | - | - | 1,2 | - | - |
| FW1 | 9,5 | PG 76-22 | Espuma | - | 4,3 | 4,2 | 1,059 |
| AW1 | 9,5 | PG 76-22 | Aditivo | - | 3,7 | 8,6 | 2,155 |
| R1 | 9,5 | PG 67 -22 | - | 50 | 4,6 | 1,3 | 0,321 |
| RW1 | 9,5 | PG 67 -22 | Espuma | 50 | 5,7 | 3,3 | 0,832 |

(Fonte: adaptado LACROIX, 2013)

2.5 COMPARAÇÃO ENTRE A NORMA BRASILEIRA (NBR 16505/2016) E A NORMA AMERICANA (AASHTO TP 79-15) QUANTO A REALIZAÇÃO DO ENSAIO UNIAXIAL DE CARGAS REPETIDAS

Recentemente, a norma brasileira para o ensaio uniaxial de cargas repetidas foi publicada pela ABNT Esta norma visa incorporar o ensaio uniaxial de cargas repetidas como o ensaio para avaliação da deformação permanente de misturas asfálticas. Considerando que a norma brasileira é recente, buscou-se fazer a seguir uma comparação dos parâmetros de ensaio

propostos por esta e os parâmetros utilizados pela norma Americana da AASTHO. A Tabela 18 apresenta a comparação realizada.

Tabela 18: Comparação dos parâmetros do ensaio uniaxial de carga repetida pela NBR 16505/2016 e pela AASTHO TP 79-15

| Parâmetro | Norma | |
|--|------------------------|--|
| | ABNT NBR 16505/2016 | AASTHO TP 79-15 |
| Temperatura de ensaio (° C) | 60 ± 0,5 | Temperatura ajustada pelo PG ^a |
| Condicionamento do CP na temperatura de ensaio | 3 horas | Controle através do CP de monitoramento da temperatura |
| Volume de Vazios do CP (%) | 7 ± 0,5 | 7 ± 0,5 |
| Altura do CP (mm) | 150 ± 2,5 | 150 |
| Diâmetro do CP (mm) | 101 ± 2,0 | 101 |
| Critério de condicionamento da mistura | - | Sim ^b |
| Tensão Axial de carregamento (KPa) | 204 ± 4 | 600 |
| Tensão Axial de contato (KPa) | 10,2 ± 0,5 | 30 |
| Redutor de fricção | Não ^c | Sim ^d |
| Modelo de calibração | Francken | Francken |
| Critério de utilização da mistura | - | Sim ^e |

(Fonte: adaptado AASTHO TP 79-15; NBR 16505/2016)

^a Temperatura do ensaio é ajustada em função do ligante e do local do projeto

^b A mistura asfáltica é condicionada segundo o Quadro 1, para que haja o envelhecimento de curto prazo da mistura.

Quadro 1: Critérios de condicionamento da mistura asfáltica

| Critério | HMA | WMA |
|--------------------------------|-----------------|--------------------------------|
| Tempo de condicionamento | 4 horas ± 5 min | 2 horas ± 5 min |
| Temperatura de condicionamento | 135 ± 3 °C | temperatura de compactação, °C |

(Fonte: adaptado AASTHO TP 79-15)

^c A norma brasileira não recomenda a utilização de redutores de atrito entre os pratos inferior e superior e o CP teste.

^d A norma americana recomenda a utilização de uma membrana de látex como redutor de fricção na base e no topo do CP.

^e Após a realização do ensaio a mistura asfáltica é avaliada segundo critérios de FN para diferentes níveis de tráfego que são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2: Critérios de FN para níveis de tráfego

| Nível de Tráfego, milhão ESALs | WMA mínimo valor exigido FN | HMA mínimo valor exigido FN |
|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| < 3 | - | - |
| 3 à < 10 | 50 | 30 |
| 10 à < 30 | 190 | 105 |
| ≥ 30 | 740 | 415 |

(Fonte: adaptado AASTHO TP 79-15)

^d É recomendado a utilização de uma membrana de látex como redutor de fricção na base e no topo do CP.

Analisou-se que a principal diferença entre as normas é a tensão de carregamento, na norma americana a tensão é aproximadamente 3 vezes mais elevada que a norma brasileira. Visando comparar o desempenho das misturas quanto à estas duas normas são apresentados na Figura 79 e na Figura 80 os resultados encontrados de FN para quatro misturas estudadas através dos dois procedimentos.

2.6 MODELOS VISCOPLÁSTICOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Segundo Kim (2009) nenhuma lei constitutiva disponível até 2003, fornecia uma boa aproximação do comportamento de misturas quentes a temperaturas elevadas em relação a trilha de roda.

O modelo constitutivo é a formulação matemática que representa a relação entre tensões, deformações e temperatura (eventualmente outras variáveis de estado), governando a deformação do material sob carga induzida e variações de temperatura. O concreto asfáltico é

um material complexo, em que deformações recuperáveis e irre recuperáveis são dependentes da temperatura, da tensão e da taxa de deformação. Portanto, as teorias de viscoelasticidade e viscoplasticidade são mais apropriadas para modelar o comportamento recuperável e irre recuperável, respectivamente, deste material (CARVALHO, 2012).

Choi (2013) classifica os modelos de deformação permanente em dois tipos: modelos mecânicos rigorosos e modelos de lei de potência. Modelos mecânicos rigorosos empregam a lei de fluxo plástico. Estes modelos são complexos, difíceis de entender e necessitam de elevado custo para sua calibração. Em contrapartida, os modelos de lei de potência são baseados em resultados de ensaios triaxiais de carga repetida em laboratório. A vantagem deste tipo de modelo é que ele é simples e intuitivamente compreensível.

Os modelos de lei de potência foram desenvolvidos para representar o comportamento de ensaios com cargas repetidas, como o teste de *creep and recovery* (CHOI, 2013). A Tabela 19, apresenta alguns modelos de lei de potência disponíveis atualmente.

Tabela 19: Resumo dos modelos de Lei de Potência

| Modelo | Forma do Modelo | Variáveis |
|---------------------------------|---|---|
| Potência Simples | $\epsilon_p = aN^b$ | N: número de ciclos de carregamento a e b : coeficientes de regressão |
| Monismith et al. (1977) | $\epsilon_p = \delta(T)N^\alpha \sigma^{n-1} [\sigma_z - 0,5 * (\sigma_x + \sigma_y)]$ | $\delta(T)$: função de temperatura α : coeficiente N: número de ciclos de carregamento T: tempo de carregamento σ : tensão equivalente definida como uma função da tensão principal |
| Brow and Bell (1977) | $\epsilon_p = (q/a)^b N$ | ϵ_p : parâmetro de deformação cisalhante q: tensão desvio a e b : coeficientes N: número de ciclos de carregamento |
| Kenis (1977) | $\epsilon_p(N) = e\mu N^{-\alpha}$ | ϵ_p : deformação permanente por pulso e: tensão de carga $\alpha = 1 - S$ S: inclinação da linha em um gráfico log-log de tensão permanente x N $\mu = IS/e$ I: intercepto |
| Huschek (1985) | $e_{irr} = C\sigma t^A$ | e_{irr} : deformação permanente c: constante A: característica de consolidação σ : nível de tensão |
| Tseng and Lytton (1989) | $\epsilon_p = \epsilon_0 \exp\left(-\left(\frac{\rho}{N}\right)^b\right)$ | ϵ_0, ρ, b : coeficientes de regressão N: número de ciclos de carregamento |
| Khedr (Ohio State Univ.) (1986) | $\frac{\epsilon_p}{N} = A_a N^{-m}$ | A_a : propriedade do material, função do módulo de resiliência e tensão aplicada m: parâmetro do material |
| Wilshire and Evans (1994) | $\epsilon_p = \theta_1(1 - e^{\theta_2 N}) + \theta_3(e^{-\theta_4 N} - 1)$ | ϵ_p : deformação por fluência θ_1, θ_3 : deformação primária e terciária θ_2, θ_4 : parâmetros de taxa quantificando a curvatura dos estágios primário e terciário |
| Francken (1977) | $\epsilon_p = AN^B + C(e^{DN} - 1)$ | A, B, C e D: coeficientes N: números de ciclos de carregamento |
| MEPDG (2002) | $\frac{\epsilon_p}{\epsilon_r} = K_z \beta_{r1} 10^{kr1} T^{\beta_{r2} * kr2} N^{\beta_{r3} * kr3}$ | ϵ_r : deformação resiliente ϵ_p : deformação plástica T: temperatura da camada N: número de ciclos de carregamento $\beta_{r1}, \beta_{r2}, \beta_{r3}$: coeficientes de calibração local K1, K2, K3: coeficientes nacionais Kz: função da profundidade hac: espessura total da camada de asfalto |

(Fonte: Adaptado de BILIGIRI et al., 2007; MEPDG; 2008; CHOI, 2013)

Entre os modelos apresentados na Tabela 19, alguns podem ser ajustados facilmente a ensaios triaxiais de carga repetida ou ao ensaio uniaxial de carga repetida, os dados do ensaio são selecionados e depois ajustados ao melhor modelo (CHOI, 2013). Contudo, os modelos clássicos de lei de potência se concentram principalmente em representar a região secundária muito bem, mas podem não ajustar a região primária. Os modelos de Tseng & Lytton e Francken, no entanto podem prever a região primária melhor que os demais modelos, isto pode ser observado na Figura 24 (a) e (b) (CHOI, 2013).

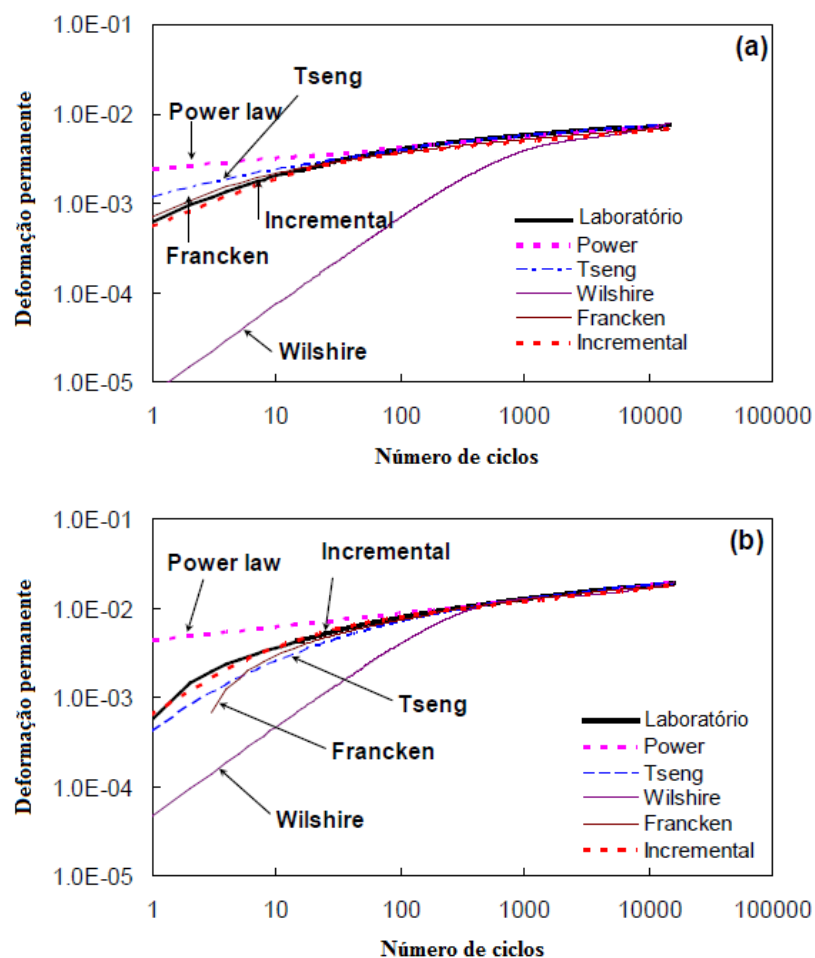


Figura 24: Resultados da adaptação de modelos de deformação permanente com testes TRLPD (0,1 segundo de carregamento e 0,9 segundo em período de descanso com confinamento de 138KPa (20psi)): (a) 621KPa (90 psi) e (b) 1.035KPa (150 psi) de tensão desvio (adaptado de CHOI, 2013)

O Modelo de Francken (1977) já foi utilizado por diversos pesquisadores (BILIGIRI et al., 2007; DONGRÉ et al., 2009; BONAQUIST, 2012; VON QUINTUS et al., 2012; ADORJÁNYI & FÜLEKI, 2013; APEAGYEI, 2014; ROY et al., 2015). A NBR 16505/2016 propõe a

utilização deste modelo para ajustar o parâmetro FN em ensaios uniaxiais de carga repetida. O modelo de Francken (1977), apresentado na Equação 4, propõe uma curva com três estágios de fluência com base em ensaios triaxiais de carga repetida sob vários níveis de tensão e temperaturas (ROY et al., 2015).

Modelo de Francken:

$$\epsilon_p = AN^B + C(e^{DN} - 1) \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

- ϵ_p – deformação permanente;
- A, B, C e D – constantes de regressão determinados para cada CP;
- N – número de ciclos de carregamento.

O modelo é composto de uma parte de potência e um componente exponencial, que é uma boa representação de todas as três fases do ensaio de deformação permanente, incluindo a fase terciária (BILIGIRI et al., 2007). Os parâmetros A e B estão relacionados à zona primária e secundária da curva e os parâmetros C e D estão relacionados a zona terciária da curva. A constante de regressão C, do modelo representa se a falha plástica pode ou não ocorrer. Quando a constante C é zero, representa que a mistura não atingiu o terceiro estágio.

Após a determinação das constantes da Equação 4, é possível determinar a primeira e segunda derivadas do modelo de Francken da curva de deformação plástica a partir das Equações 5 e Equação 6, respectivamente.

Primeira derivada:

$$\frac{d\epsilon_p}{dN} = ABN^{B-1} + CDe^{DN} \quad (\text{Equação 5})$$

Segunda derivada:

$$\frac{d^2\epsilon_p}{dN^2} = AB(B-1)N^{B-2} + CD^2e^{DN} \quad (\text{Equação 6})$$

A Equação 5 corresponde à taxa de deformação plástica, cujo o ponto de mínimo ao longo do número de ciclos corresponde ao parâmetro *Flow Number* no ensaio uniaxial de carga repetida. Na segunda derivada, Equação 6 o FN corresponde ao ciclo onde o valor inverte de negativo para positivo.

Biligiri et al. (2007) concluíram que o modelo mais adequado para representar as três fases de deformação permanente foi de Francken (1977), os autores compararam dados laboratoriais com o modelo de potência simples, com o modelo de Wishire & Evans e com o modelo de Francken, o que pode ser observado nas Figura 25, Figura 26 e Figura 27 respectivamente.

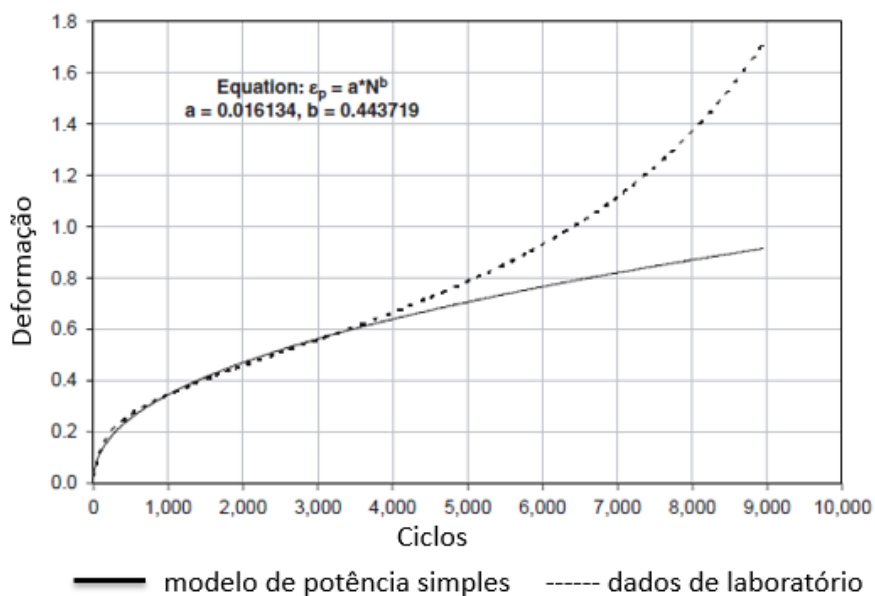


Figura 25: Dados de teste de deformação permanente ajustados ao modelo de potência simples (adaptado de BILIGIRI et al., 2007)

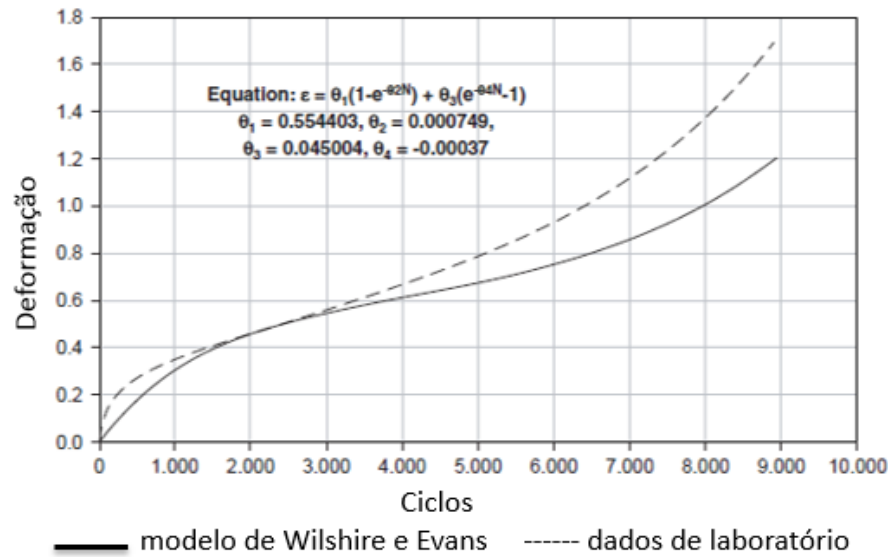


Figura 26: Dados de teste de deformação permanente ajustados ao modelo de Wilshire & Evans (adaptado de BILIGIRI et al., 2007)

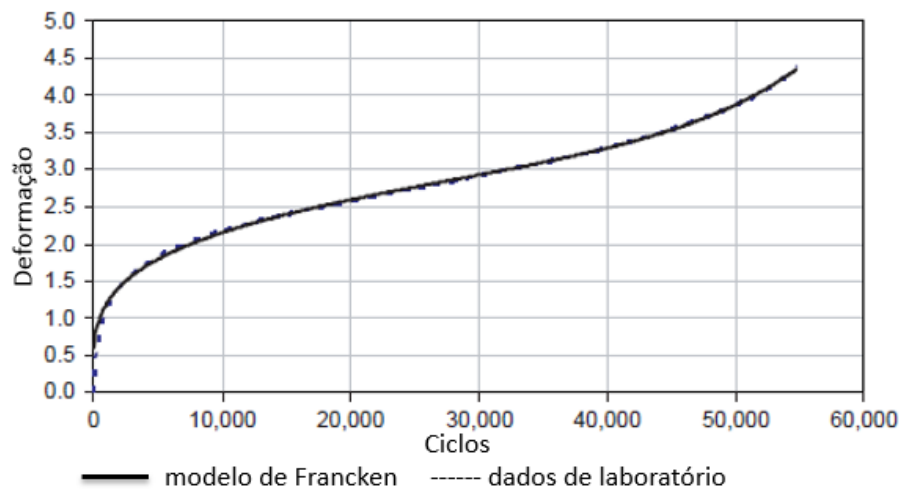


Figura 27: Dados de teste de deformação permanente ajustados ao modelo de Francken (adaptado de BILIGIRI et al., 2007)

Durante a pesquisa, os autores também concluíram que o modelo de Francken (1977) apresentou boa relação tanto para asfaltos modificados com borracha, como para asfaltos convencionais (BILIGIRI et al. 2007).

Dongré et al. (2009) também encontraram uma correlação eficiente utilizando o modelo de Francken (1977), em comparação com o algoritmo do software da AMPT (*Asphalt Mixture Performance Tester*) para determinação do FN. Como pode ser visto na Tabela 20, as deformações encontradas pelo modelo de Francken apresentam valores mais próximos,

independente da frequência do ensaio. Já nos dados do Software a frequência interfere na determinação do FN, o que pode ocasionar a obtenção de um valor errôneo.

Tabela 20: Efeito do ruído na determinação do *Flow Number* usando o software AMPTE o modelo de Francken

| Projeto ID | Dados Freq. | Temp. (°C) | Max. N. Ciclos | SPT dados software | | Modelo de Francken | |
|------------|-------------|------------|----------------|--------------------|------------------|--------------------|------------------|
| | | | | FN Ciclos | Deformação FN(%) | FN Ciclos | Deformação FN(%) |
| NH | 20 pt | 53 | 9,981 | 9,491 | 1,65 | 10,001 | 1,66 |
| NH | 1 pt | 53 | 9,972 | 5,432 | 1,51 | 9,973 | 1,65 |
| 75-09-01 | 20 pt | 44,9 | 4,321 | 1,231 | 1,22 | 1,381 | 1,26 |
| 75-09-01 | 1 pt | 44,9 | 4,322 | 1,734 | 1,45 | 1,390 | 1,27 |

(Fonte: Adaptado de Dongré et al., 2009)

3 ENSAIOS LABORATORIAIS

Nesse capítulo estão descritos os ensaios laboratoriais referentes aos materiais e métodos utilizados durante a pesquisa. A pesquisa foi desenvolvida no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – LAPAV.

3.1 MATERIAIS

Nesta parte da pesquisa foram realizados ensaios com cinco misturas asfálticas quentes (HMA), denominadas HMA 1, HMA 2, HMA 3, HMA 4 e HMA 5, comparando os resultados com os de suas respectivas misturas mornas (WMA), preparadas com a adição de um aditivo surfactante, WMA 1, WMA 2, WMA 3, WMA 4 e WMA 5. Ressalta-se que a única diferença entre a mistura quente e sua respectiva mistura morna é o uso do aditivo surfactante e a redução das temperaturas de usinagem e compactação.

As misturas asfálticas estudadas, diferem-se entre si principalmente pelo CAP utilizado e por uma leve variação na granulometria. Todas as misturas foram dosadas com o mesmo agregado pétreo. As misturas 1, 2, 3 e 4 foram usinadas utilizando ligantes modificados: AMP-60/85-E (mistura 1), TLA-30/45 (mistura 2) e AB-8 (misturas 3 e 4). Para a mistura 5 utilizou-se um ligante convencional CAP 30/45. As misturas foram dosadas utilizando a faixa-C do DNIT de granulometria densa, exceto pelas misturas com AB-8, onde empregou-se uma faixa do tipo *gap-graded* por se tratar de uma mistura com asfalto borracha. A Tabela 21, apresenta um resumo das misturas utilizadas.

Tabela 21: Misturas asfálticas estudadas

| Mistura Asfáltica | Aditivo para mistura morna | Ligante Asfáltico | Agregado | Distribuição Granulométrica |
|--------------------------------|----------------------------|-------------------|-----------|-----------------------------|
| HMA 1 - AMP 60/85 | ----- | AMP 60/85 -E | Basáltico | Faixa - C DNIT |
| WMA 1 - AMP 60/85 | Aditivo Surfactante | | | |
| HMA 2 - CAP TLA - 30/45 | ----- | TLA - 30/45 | Basáltico | Faixa - C DNIT |
| WMA 2 - CAP TLA - 30/45 | Aditivo Surfactante | | | |
| HMA 3 - AB-8 - D* | ----- | AB - 8 | Basáltico | Faixa - Gap-graded DNIT |
| WMA 3 - AB-8 - D* | Aditivo Surfactante | | | |
| HMA 4 - AB-8 - C* | ----- | AB - 8 | Basáltico | Faixa - Gap-graded DNIT |
| WMA 4 - AB-8 - C* | Aditivo Surfactante | | | |
| HMA 5 - CAP 30/45 - C* | ----- | CAP 30-45 | Basáltico | Faixa - C DNIT |
| WMA 5 - CAP 30/45 - C* | Aditivo Surfactante | | | |

Obs: D* - mistura dosada com cal dolomítica e C* - mistura dosada com cal calcítica.

3.1.1 Agregados

Em todas as misturas estudadas utilizou-se agregado de origem basáltica formação Serra Geral, em três frações como apresentado na Figura 28. O material pétreo é proveniente de uma pedreira localizada no Km 30 da BR-290/RS. Além disso, também foram utilizadas duas cales, uma para as misturas HMA 3 e WMA 3 (cal dolomítica) e outra para as misturas HMA 4, WMA 4, HMA 5 e WMA 5 (cal calcítica).



Figura 28: Agregados basálticos em três frações, pó-de-pedra, brita 3/8 e brita 3/4 respectivamente

Os ensaios de caracterização dos agregados foram realizados no LAPAV, os resultados são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22: Características dos agregados utilizados na pesquisa

| Ensaio | Método | Brita 3/4" | Brita 3/8" | Pó de pedra | Fíler |
|--|------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Massa Esp. Real - Agregado Graúdo | DNER - ME 081/98 | 2,820 g/cm ³ | 2,835 g/cm ³ | - | - |
| Massa Esp. Real - Agregado Miúdo | DNER - ME 084/95 | - | - | 2,866 g/cm ³ | - |
| Massa Esp. Real - Material Finamente Pulvorizado | DNER - ME 085/94 | - | - | - | 2,768 g/cm ³ |
| Massa Esp. Aparente do Grão | DNER - ME 081/98 | 2,723 g/cm ³ | 2,681 g/cm ³ | - | - |
| Absorção Agregado Graúdo | DNER - ME 081/98 | 1,18% | 2,02% | - | - |
| Absorção Agregado Miúdo | DNER - ME 081/98 | - | - | 2,25% | - |
| Absorção Material Finamente Pulvorizado | NBR NM 30/01 | - | - | - | 2,25% |
| Equivalente de Areia | DNER - ME 054-97 | - | - | 88,2% | - |
| Durabilidade | DNER - ME 089/94 | 0% | 0,01% | 1,17% | - |
| Desgaste à abrasão | DNER - ME 35/98 | 10% | 11% | - | - |
| Índice de Forma | DNER - ME 86/94 | 0,82 | 0,54 | - | - |
| Determinação da concentração Crítica de Finos | DNER - ME 86/94 | - | - | - | 0,496 |
| Adesividade - AMP 60/85-E | | Satisfatório | - | - | - |
| Adesividade - CAP TLA - 30/45 | Ensaio Visual | Satisfatório | - | - | - |
| Adesividade - AB8 | DNER - 078/94 | Satisfatório | - | - | - |
| Adesividade - CAP 30/45 | | Insatisfatório | - | - | - |

Os agregados pétreos foram submetidos ao ensaio visual de adesividade (DNER 078/94), como apresenta a Tabela 22. Os resultados encontrados para o AMP 60/85-E; TLA-30/45 e AB-8, mostraram-se satisfatórios tanto com o ligante puro quanto com a adição de 0,4 % do aditivo surfactante. No entanto, o CAP 30/45 puro apresentou resultado insatisfatório, sendo necessário a incorporação de 2 % de cal calcítica para obter adesividade satisfatória. Esta porcentagem de cal foi escolhida por ser o menor percentual em que se conseguiu um resultado adequado. O CAP 30/45 com aditivo obteve resultado aceitável, sem a adição da cal, contudo optou-se por adicionar 2 % de cal na mistura com aditivo também para que não houvesse diferença entre as misturas com o mesmo CAP.

A análise granulométrica do material foi dividida em duas, uma respeitando as peneiras da faixa-C do DNIT e outra seguindo as recomendações para mistura com a faixa *gap – graded* do DNIT. A Tabela 23 e a Figura 29 apresentam os dados da análise pela faixa-C. A Tabela 24 e Figura 30 apresentam os dados segundo a faixa *gap -graded*.

Tabela 23: Análise Granulométrica Faixa-C

| Peneira n° | Abertura (mm) | Brita 3/4" | Brita 3/8" | Pó de pedra 1 | Pó de pedra 2 |
|------------|---------------|------------|------------|---------------|---------------|
| 1" | 25,4 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| 3/4" | 19,1 | 97,02 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| 1/2" | 12,7 | 41,87 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| 3/8" | 9,50 | 8,96 | 97,12 | 100,00 | 100,00 |
| 4 | 4,76 | 1,25 | 6,81 | 87,60 | 100,00 |
| 10 | 2,00 | 1,24 | 1,43 | 0,00 | 100,00 |
| 40 | 0,42 | 1,23 | 1,41 | 0,00 | 40,28 |
| 80 | 0,180 | 1,21 | 1,40 | 0,00 | 26,59 |
| 200 | 0,074 | 1,09 | 1,35 | 0,00 | 17,82 |

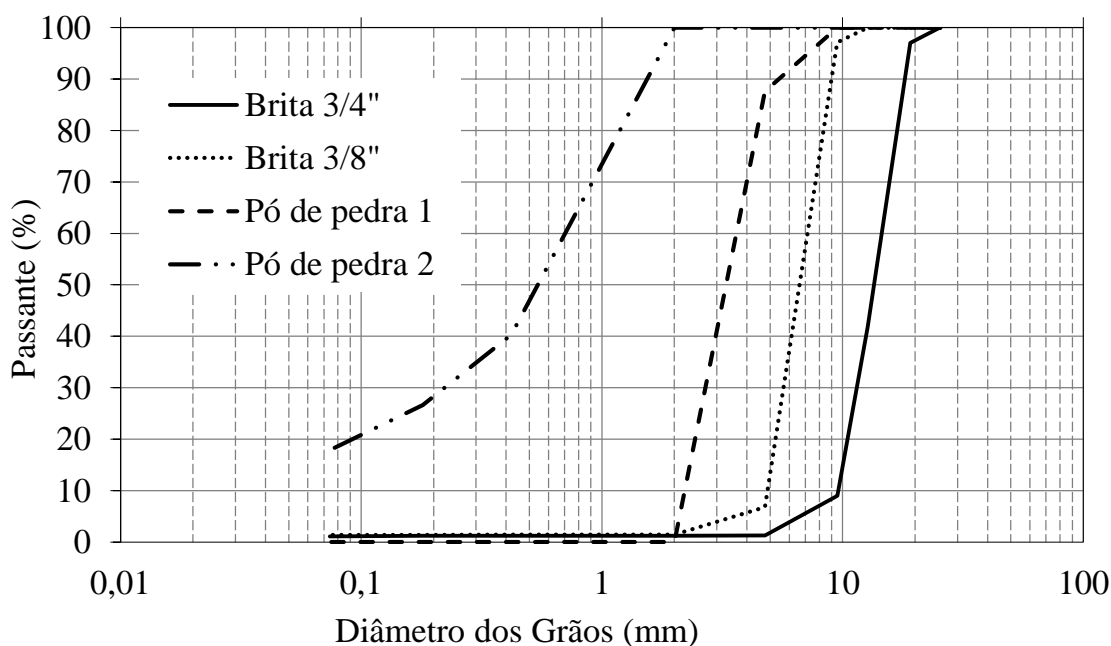


Figura 29: Curva granulométrica do material pétreo para a Faixa-C

A partir da granulometria apresentada acima observa-se que a fração pó foi dividida em duas parcelas, uma graúda e outra miúda. Essa divisão foi realizada para que o material se enquadrasse melhor na faixa-C do DNIT. Salienta-se que as frações dos agregados utilizados foram provenientes da mesma pedreira.

Tabela 24: Análise Granulométrica *Gap – Graded*

| Peneira n° | Abertura (mm) | Brita 3/4" | Brita 3/8" | Pó de pedra |
|------------|---------------|------------|------------|-------------|
| 1" | 25,4 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| 3/4" | 19,1 | 97,02 | 100,00 | 100,00 |
| 1/2" | 12,7 | 41,87 | 100,00 | 100,00 |
| 3/8" | 9,50 | 8,96 | 97,12 | 100,00 |
| 4 | 4,76 | 1,25 | 6,81 | 93,53 |
| 10 | 2,00 | 1,24 | 1,43 | 47,85 |
| 40 | 0,42 | 1,23 | 1,41 | 19,28 |
| 80 | 0,180 | 1,21 | 1,40 | 12,72 |
| 200 | 0,074 | 1,09 | 1,35 | 8,53 |

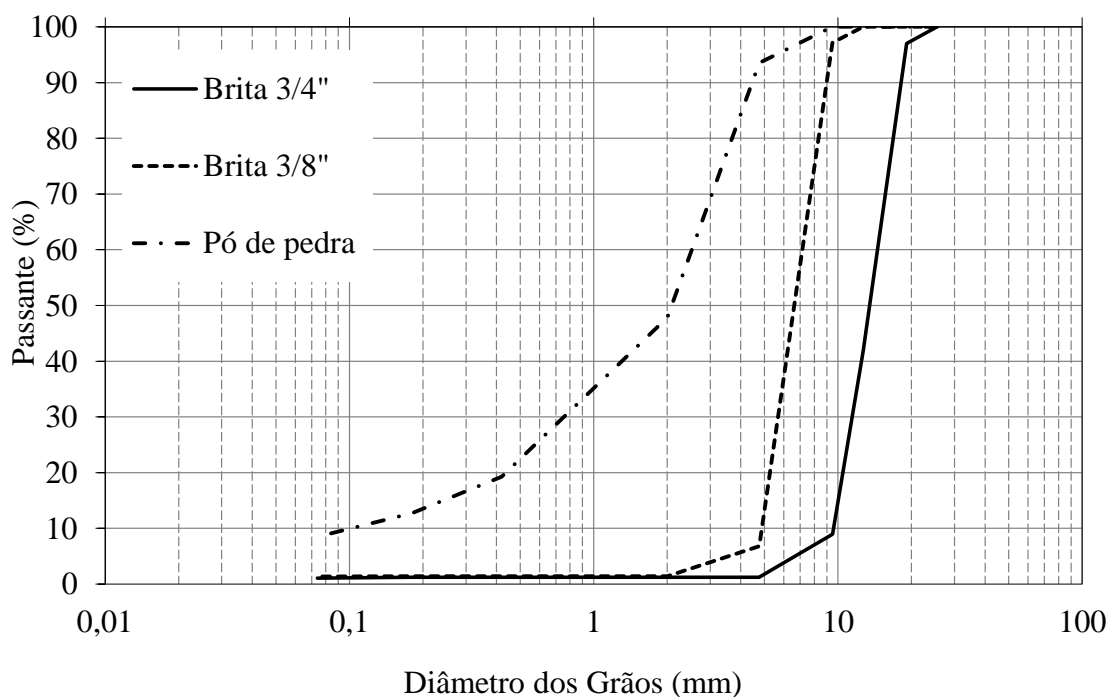


Figura 30: Curva granulométrica do material pétreo para a Faixa *gap-graded*

A seguir, a Tabela 25 e a Figura 31 apresentam as curvas granulométricas das cales utilizadas na pesquisa. Com as misturas HMA5 e WMA 5 (CAP 30/45), utilizou-se uma cal de origem calcítica. Esta foi utilizada por possuir uma maior concentração de óxido de cálcio, promovendo um perfil benéfico na adesão do agregado e do ligante. Para a dosagem das misturas HMA 3 e WMA 3 e misturas HMA 4 e WMA 4 (CAP AB-8), foi utilizada uma cal de origem dolomítica e uma cal de origem calcítica respectivamente. Já que o objetivo da adição das cales não era melhorar a interação agregado e ligante e sim utilizar um material de enchimento, optou-se por utilizar as duas cales mais utilizadas no mercado e assim comparar seu desempenho.

A Tabela 26 apresenta a composição química das cales utilizadas. As características químicas foram fornecidas pelo laboratório da CIENTEC (Fundação de Ciência e Tecnologia).

Tabela 25: Análise Granulométrica das cales

| Peneira n° | Abertura (mm) | Cal calcítica CAP 30/45 /AB-8 | Cal dolomítica AB-8 |
|------------|---------------|----------------------------------|------------------------|
| 1" | 25,4 | 100,00 | 100,00 |
| 3/4" | 19,1 | 100,00 | 100,00 |
| 1/2" | 12,7 | 100,00 | 100,00 |
| 3/8" | 9,5 | 100,00 | 100,00 |
| 4 | 4,76 | 100,00 | 100,00 |
| 10 | 2,00 | 100,00 | 100,00 |
| 40 | 0,42 | 100,00 | 100,00 |
| 80 | 0,180 | 99,21 | 97,00 |
| 200 | 0,074 | 89,92 | 84,14 |

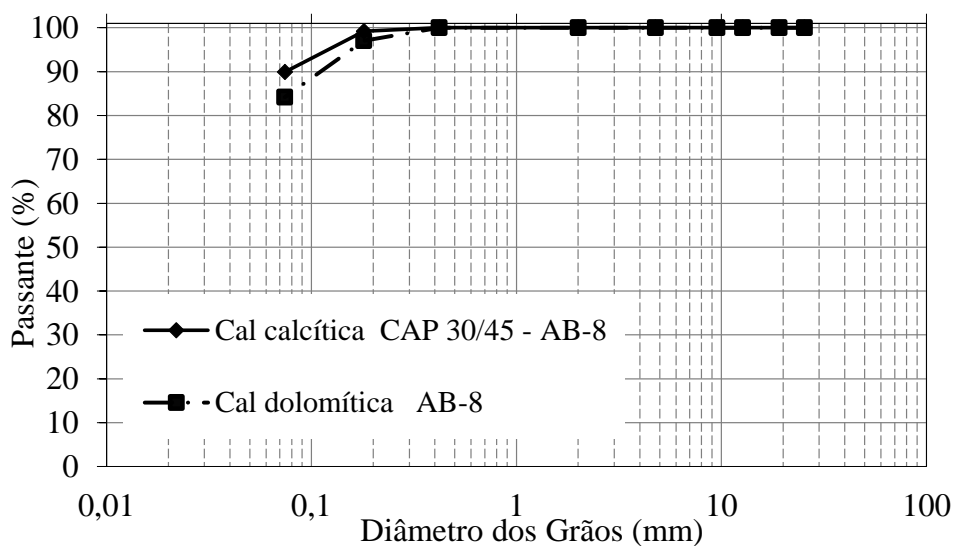


Figura 31: Curva granulométrica das cales

Tabela 26: Propriedades químicas das cales utilizadas

| Propriedade | Cal | Cal |
|---|-----------|------------|
| | Calcítica | Dolomítica |
| Óxido de cálcio total (CaO), % | 72,2 | 37,2 |
| Óxido de cálcio disponível (CaO disp.), % | 68,0 | 18,0 |
| Óxido de magnésio (MgO), % | 0,6 | 25,4 |
| Resíduos insolúveis, % | 0,9 | 7,2 |
| Perda ao Fogo (1000 °C), % | 24,9 | 29,3 |

Como já mencionado, é possível observar através da Tabela 26 que a cal calcítica possui maior concentração de óxido de cálcio disponível.

3.1.1.1 Granulometria das misturas asfálticas

Utilizou-se a mesma composição granulométrica para as misturas denominadas HMA 1, WMA 1, HMA 2 e WMA 2, empregou-se 24 % de brita 3/4", 18 % de brita 3/8", 28 % do pó de pedra 1 e 30 % do pó de pedra 2. A curva obtida enquadra-se na faixa-C do DNIT Figura 32.

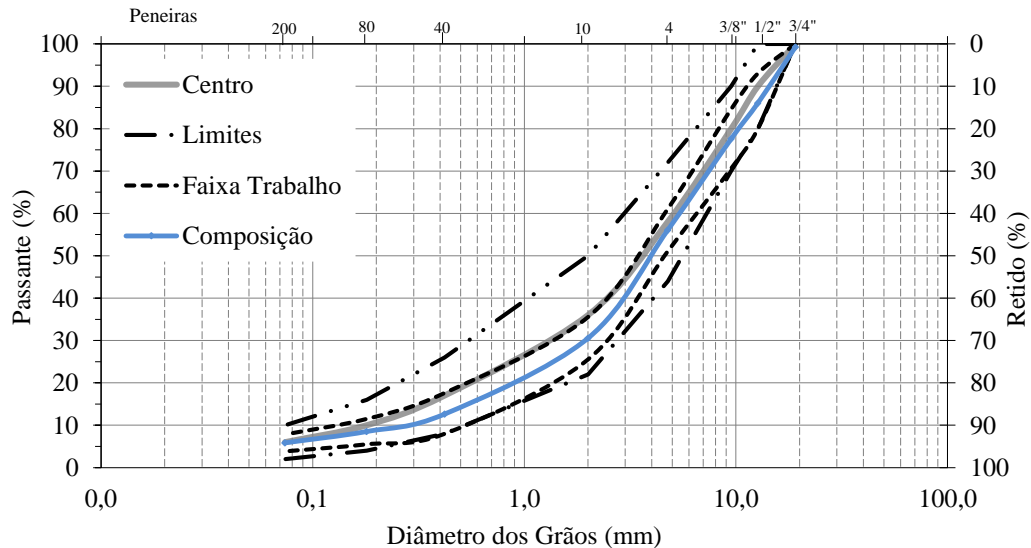


Figura 32: Curva granulométrica das misturas HMW1, WMA1, HMA2 e WMA2

Para a composição da curva granulométrica utilizada nas misturas denominadas HMA 3, WMA 3, HMA 4 e WMA 4, empregou-se 15 % de brita 3/4", 46,5 % de brita 3/8", 37 % de pó de pedra e 1,5 % cal CH-I dolomítica (misturas 3) e 1,5 % de cal calcítica (misturas 4). A curva obtida se enquadra na faixa *gap-graded* do DNIT Figura 33.

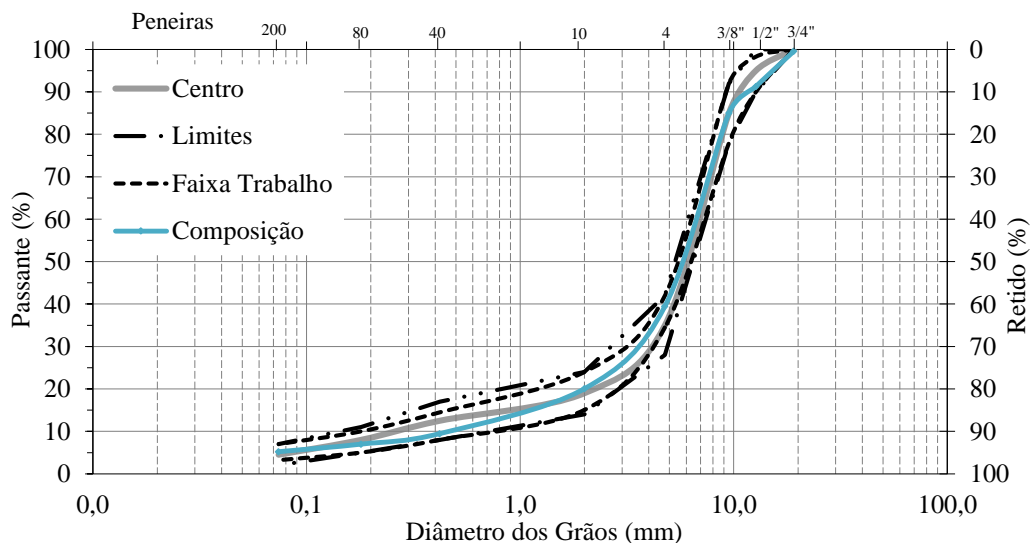


Figura 33: Curva granulométrica das misturas HMW3, WMA3, HMA4 e WMA4.

Já para a composição da curva granulométrica utilizada para as misturas denominadas HMA 5 e WMA 5, empregou-se 24 % de brita 3/4", 24 % de brita 3/8", 25 % do pó de pedra 1, 25 % do pó de pedra 2 e 2,0 % de cal CH-I calcítica. A curva granulométrica obtida se enquadra na faixa-C do DNIT, e é apresentada na Figura 34.

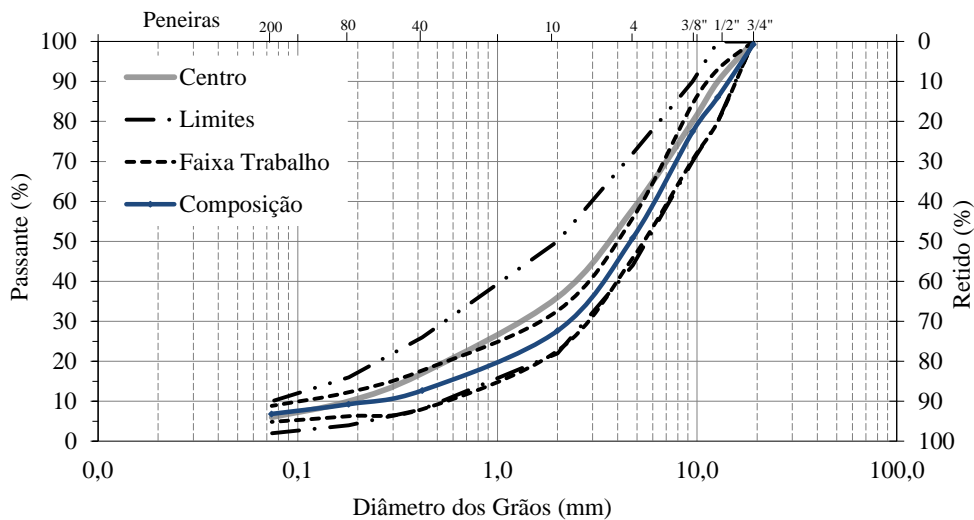


Figura 34: curva granulométrica das misturas HMW 5 e WMA 5.

Para melhor visualização das diferenças entre as curvas granulométricas utilizadas a Figura 35 apresenta as três curvas em um mesmo gráfico.

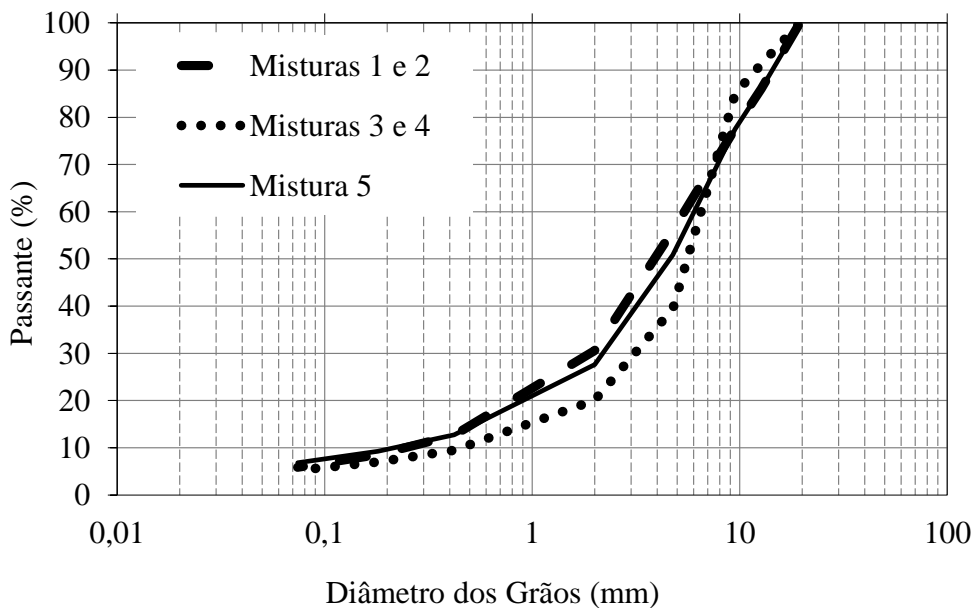


Figura 35: Comparação das curvas granulométricas utilizadas na pesquisa

3.1.2 Aditivo para mistura morna

Esta pesquisa utilizou o mesmo aditivo surfactante nas cinco misturas mornas estudadas. Foi incorporado 0,4 % do produto em relação ao peso do ligante. A3 incorporação do aditivo em laboratório era realizada antes da usinagem das misturas, após o aquecimento do ligante. Em suma, após o aquecimento do ligante na temperatura de usinagem, o aditivo era dosado e incorporado manualmente ao ligante até homogeneização, então o ligante voltava para a estufa para equalizar a temperatura. A Figura 36 apresenta as etapas da incorporação do aditivo.



Figura 36: Incorporação do aditivo no CAP

3.1.3 Cimento asfáltico de Petróleo - CAP

Durante este estudo foram utilizados quatro diferentes CAPs na composição das misturas estudadas. Para as misturas denominadas HMA 1 e WMA 1 utilizou-se um asfalto modificado por polímero elastomérico tipo AMP 60/85-E procedente da refinaria REFAP (Canoas-RS). Os ensaios usuais de caracterização deste ligante (viscosidade *Brookfield*, ponto de amolecimento, densidade, recuperação elástica, penetração e RTFOT) foram realizados no LAPAV. Os resultados são apresentados na Tabela 27, onde é apresentado o resultado do ligante puro e com aditivo.

Tabela 27: Resultados de caracterização AMP 60/85-E

| Propriedade | Método | Limites ANP n°04/2010 | Resultados Sem Aditivo | Resultados Com Aditivo |
|---|-----------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Massa específica (g/cm³) | NBR 6296 | - | 1.003 | 1.003 |
| Ponto de Amolecimento (°C) | NBR 6560 | 65 min. | 67 | 64 |
| Penetração (0.1 mm) | NBR 6576 | 40 - 70 | 59 | 55 |
| Recuperação elástica à 25 °C (%) | NBR 15086 | 85 min. | 94 | 93 |
| Viscosidade Brookfield 135 °C (cP) | NBR 15184 | 3000 máx. | 1220 | 1168 |
| Viscosidade Brookfield 150 °C (cP) | NBR 15184 | 2000 máx. | 603 | 591 |
| Viscosidade Brookfield 175 °C (cP) | NBR 15184 | 1000 máx. | 223 | 220 |
| Resultados após RTFOT | | | | |
| Varição do PA, °C, máx. | NBR 6560 | (-5) a (+7) | (+) 6,3 | (+) 7,3 |
| Porcentagem de penetração original, mín. | NBR 6576 | 60 | 76 | 88 |
| Porcentagem de recuperação elástica original a 25°C, mín. penetração original, mín. | NBR 15086 | 80 | 98 | 98 |

Para as misturas denominadas HMA 2 e WMA 2 utilizou-se o CAP 30/45-TLA, asfalto convencional com adição de asfalto natural, procedente da refinaria REGAP (Betim – MG). Os ensaios usuais de caracterização deste ligante (viscosidade *Brookfield*, ponto de amolecimento, densidade, penetração e RTFOT) foram realizados no LAPAV, cujos resultados são apresentados na Tabela 28, ligante puro e ligante com aditivo.

Tabela 28: Resultados de caracterização CAP TLA – 30/45

| Propriedade | Método | Limites CAP - TLA | Resultados Sem Aditivo | Resultados Com Aditivo |
|---|-----------|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| Massa específica (g/cm³) | NBR 6296 | - | 1.066 | 1.082 |
| Ponto de Amolecimento (°C) | NBR 6560 | 52 min. | 54 | 54 |
| Penetração (0.1 mm) | NBR 6576 | 30 -45 | 31 | 26 |
| Viscosidade Brookfield 135 °C (cP) | NBR 15184 | 500 min. | 605 | 1265 |
| Viscosidade Brookfield 150 °C (cP) | NBR 15184 | 200 min. | 291 | 620 |
| Viscosidade Brookfield 175 °C (cP) | NBR 15184 | 80 min. | 101 | 219 |
| Resultados após RTFOT | | | | |
| Aumento do ponto de amolecimento, máx. (°C) | NBR 6560 | 8 | 3,7 | 3,4 |
| Penetração retida, mín. (%) | NBR 6576 | 50 | 70 | 79 |

Para as misturas denominadas HMA 3, WMA 3, HMA 4 e WMA 4, utilizou-se o AB-8, asfalto modificado por borracha de pneu, procedente da refinaria REFAP (Canoas-RS). Os ensaios usuais de caracterização deste ligante (viscosidade *Brookfield*, recuperação elástica, ponto de amolecimento, densidade, penetração e RTFOT) foram realizados no LAPAV, os resultados são apresentados na Tabela 29.

Tabela 29: Resultados de caracterização AB-8

| Propriedade | Método | Limites ANP n°05/2008 | Resultados Sem Aditivo | Resultados Com Aditivo |
|---|-----------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Massa específica (g/cm ³) | NBR 6296 | - | 1.024 | 1.024 |
| Ponto de Amolecimento (°C) | NBR 6560 | 50 min. | 55 | 55 |
| Penetração (0.1 mm) | NBR 6576 | 30 - 70 | 63 | 60 |
| Recuperação elástica 25 °C, 10 cm, mín. (%) | NBR 15086 | 50 | 78 | 83 |
| Viscosidade Brookfield 175 °C, máx (cP) | NBR 15529 | 800 - 2000 | 1575 | 1215 |
| Resultados após RTFOT | | | | |
| Varição do PA, °C, máx. | NBR 6560 | 10 | 5 | 4 |
| Porcentagem de penetração original, mín. | NBR 6576 | 55 | 80 | 89 |
| Porcentagem de recuperação elástica original a 25°C, mín. penetração original, mín. | NBR 15086 | 100 | 110 | 85 |

Para as misturas denominadas HMA 5 e WMA 5 utilizou-se um CAP 30/45, asfalto convencional, procedente da refinaria REPLAN (Paulínia – SP). Os ensaios usuais de caracterização deste ligante (viscosidade *Brookfield*, ponto de amolecimento, densidade, penetração e RTFOT) foram realizados no LAPAV, os resultados são apresentados na Tabela 30 ligante puro e ligante com aditivo.

Tabela 30: Resultados de caracterização CAP 30/45

| Propriedade | Método | Limites ANP n°03/2005 | Resultados Sem Aditivo | Resultados Com Aditivo |
|---|-----------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Massa específica (g/cm ³) | NBR 6296 | - | 1.008 | 1.007 |
| Ponto de Amolecimento (°C) | NBR 6560 | 52 min. | 52 | 52 |
| Penetração (0.1 mm) | NBR 6576 | 30 - 45 | 38 | 33 |
| Viscosidade Brookfield 135 °C (cP) | NBR 15184 | 192 min. | 448 | 438 |
| Viscosidade Brookfield 150 °C (cP) | NBR 15184 | 90 min. | 220 | 216 |
| Viscosidade Brookfield 175 °C (cP) | NBR 15184 | 40 - 150 | 80 | 76 |
| Índice de Suscetibilidade térmica | | (-1,5) a (+0,7) | (-),22 | (-),5 |
| Resultados após RTFOT | | | | |
| Aumento do ponto de amolecimento, máx. (°C) | NBR 6560 | 8 | 3 | 3 |
| Penetração retida, mín. (%) | NBR 6576 | 60 | 74 | 79 |

Observou-se durante a caracterização dos ligantes com o aditivo surfactante que nem todos os limites propostos pelas especificações da ANP (Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis) foram atendidos. Contudo, como não há especificações para ligantes com aditivos, optou-se por utilizar os ligantes mesmo estes fora da especificação para ligantes puros e verificar o desempenho das misturas.

As Figura 37, Figura 38 e Figura 39 apresentam as principais características de consistência dos ligantes asfálticos reunidas para melhor visualização.

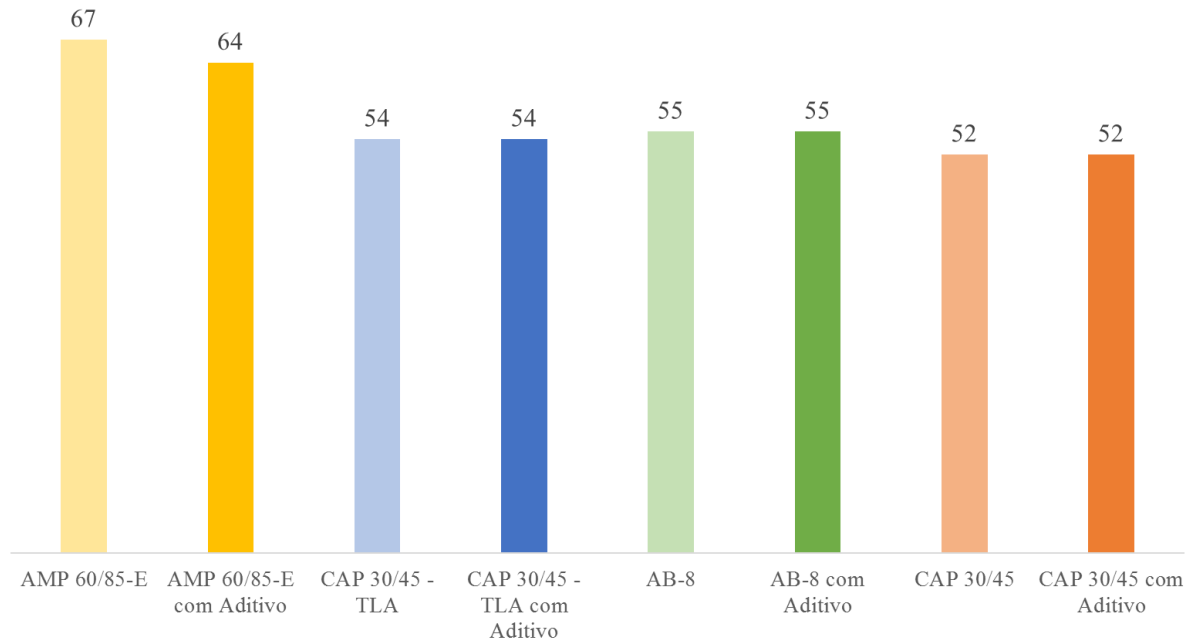


Figura 37: Características de consistência dos ligantes asfálticos estudados

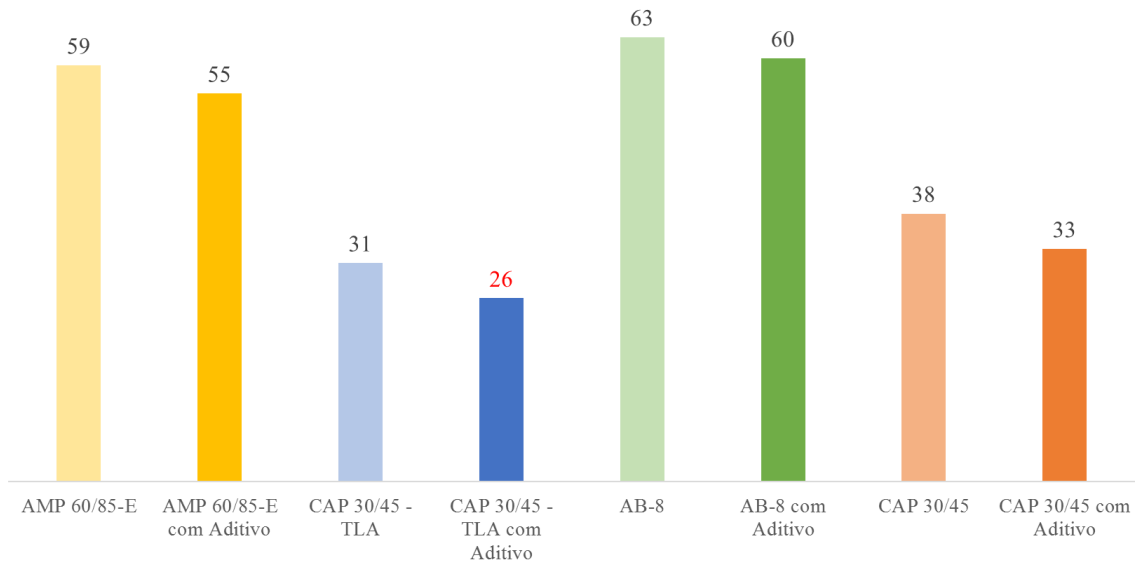


Figura 38: Características de consistência dos ligantes asfálticos estudados

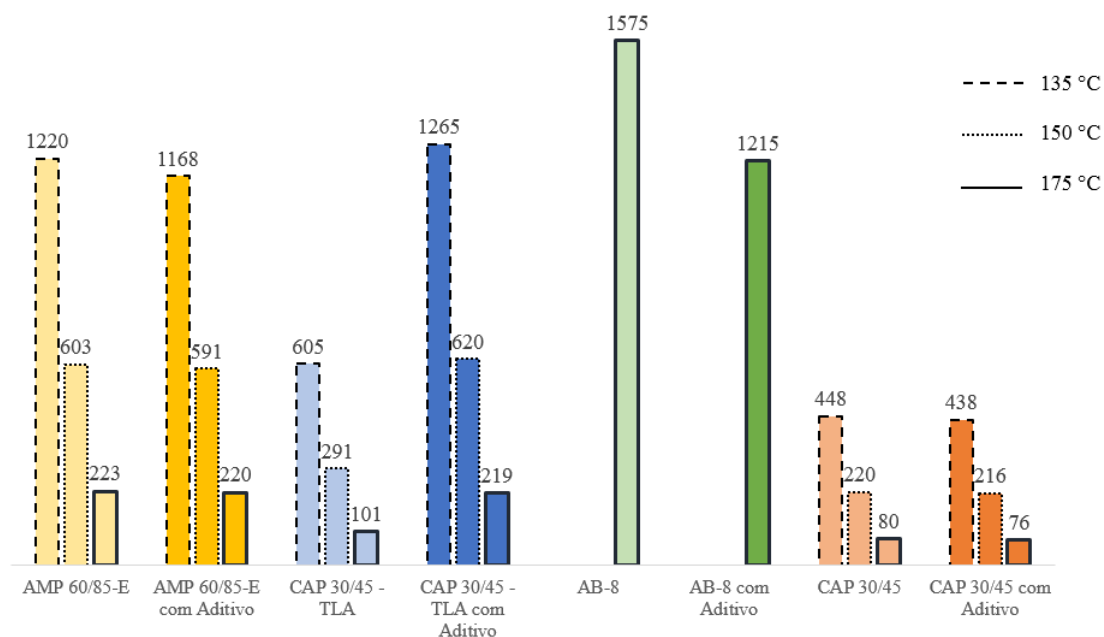


Figura 39: Características de consistência dos ligantes asfálticos estudados

Além dos ensaios usuais de caracterização dos ligantes, foram realizados ensaios reológicos de MSCR (Fluência e recuperação sob tensão múltipla) para determinação do grau de desempenho (PG) dos mesmos pelo laboratório de ligantes da CENPES. A Tabela 31 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 31: Resultados de PG dos ligantes utilizados

| Amostra | AMP 60-85 -E | AMP 60-85 -E c/aditivo | CAP TLA 30/45 | CAP TLA-30/45 c/aditivo | AB-8 | AB-8 c/aditivo | CAP 30/45 | CAP 30/45 c/aditivo |
|---|--------------|------------------------|---------------|-------------------------|----------|----------------|-----------|---------------------|
| Característica - ligante original | | | | | | | | |
| G*/senô a 76° - 70° - 64 °C, kPa | 1,009 | 1,552 | 1,411 | 1,498 | 1,193 | 1,23 | 1,286 | 1,291 |
| Ângulo de fase a 6°C - 70° | 64,77 | 67,06 | 88,18 | 88,11 | 72,82 | 75,05 | 88,55 | 88,48 |
| Característica - ligante após RTFOT | | | | | | | | |
| G*/senô a 76°C - 70° , kPa | 2,571 | 2,296 | 3,081 | 3,440 | 2,455 | 2,217 | 2,445 | 2,192 |
| Ângulo de fase a 76°C - 70° | 64,70 | 66,88 | 86,06 | 87,00 | 65,14 | 68,1 | 86,86 | 87,05 |
| Performance Grade (PG) - dterminado | 70 - XX* | 70 - XX* | 70 - XX* | 70 - XX* | 76 - XX* | 76 - XX* | 70 - XX* | 70 - XX* |
| (*) Não foram realizados os ensaios à baixa temperatura | | | | | | | | |

Como apresentado na Tabela 31 só foram realizadas as análises à baixa temperatura dos ligantes pois, a média de temperatura nacional é alta (ver item 2.2), sendo mais difícil o alcance das temperaturas baixas e pelo fato que a deformação permanente ser afetada pelas temperaturas elevadas.

Ressalta-se que os resultados de PG dos ligantes só foram obtidos após a realização do ensaio uniaxial de carga repetida.

3.1.4 Temperaturas de Usinagem e Compactação

As temperaturas de usinagem e compactação das misturas quentes foram estabelecidas conforme especificação do fornecedor do CAP. Para as misturas mornas foi utilizada a redução de 30 °C nas temperaturas dos agregados e de compactação. Esta redução foi selecionada baseando-se em estudos previamente realizados no LAPAV (BARROS, 2014; JOHNSTON et al., 2016). A Tabela 32 apresenta as temperaturas utilizadas na pesquisa.

Tabela 32: Resumo das temperaturas de usinagem e compactação

| Mistura Asfáltica | Temperatura do ligante (°C) | Temperatura dos agregados (°C) | Temperatura de usinagem - compactação (°C) |
|--------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|--|
| HMA 1 - AMP 60/85 | 165 | 175 | 155 |
| WMA 1 - AMP 60/85 | | 145 | 125 |
| HMA 2 - CAP TLA - 30/45 | 158 | 168 | 148 |
| WMA 2 - CAP TLA - 30/45 | | 138 | 118 |
| HMA 3 - AB-8 - D* | 175 | 185 | 175 |
| WMA 3 - AB-8 - D* | | 155 | 145 |
| HMA 4 - AB-8 - C* | 175 | 185 | 175 |
| WMA 4 - AB-8 - C* | | 155 | 145 |
| HMA 5 - CAP 30/45 - C* | 158 | 168 | 148 |
| WMA 5 - CAP 30/45 - C* | | 138 | 118 |

Obs: D* - mistura dosada com cal dolomítica e C* - mistura dosada com cal calcítica.

3.2 MÉTODOS

Serão descritos a seguir, os métodos e procedimentos utilizados para a dosagem e verificação do comportamento mecânico das misturas asfálticas.

3.2.1 Dosagem *Marshall*

Para a usinagem dos corpos de prova e obtenção do teor de projeto de cada mistura, foi utilizada a metodologia *Marshall* de dosagem. O processo era realizado em uma cuba misturadora com capacidade de cerca de 10 Kg, com um sistema de aquecimento e uma pá giratória automática, como apresentado na Figura 40 . Após a usinagem a mistura era mantida em estufa na temperatura de compactação por 2 horas, para o processo de envelhecimento de curto prazo. Decorrido este tempo, os corpos de prova eram confeccionados por impacto em um

compactador automático com 75 golpes por face (Figura 40). A Figura 41 apresenta os corpos de prova após compactação.



Figura 40: Equipamentos utilizados para usinagem dos CPs, cuba de usinagem e compactador automático.



Figura 41: Corpos de prova compactados

3.2.2 Parâmetros Volumétricos das Misturas

Após 24 horas da compactação dos CPs, foram realizados ensaios para determinar os parâmetros volumétricos das misturas segunda a NBR 16273/2014, todos os ensaios foram realizados no LAPAV. Os parâmetros volumétricos das misturas determinados foram: massa específica aparente e densidade aparente de corpos de prova compactados (Mea e Gmb respectivamente); massa específica e densidade máxima teórica de amostras não compactadas (Memt e Gmm, respectivamente); volume de vazios (VV); vazios do agregado mineral (VAM); relação betume/vazios (RBV) e estabilidade e fluência *Marshall*. Por fim, era selecionado o teor de ligante de projeto. Este teor foi selecionado em função do VV da mistura, que para as misturas da faixa-C se deu a partir de 4 % e para as misturas da faixa *gap-graded* este valor foi 5 %. Para as misturas mornas aplicou-se o mesmo teor de projeto da respectiva mistura quente. Verificou-se se as misturas atingiram os requisitos da dosagem, conforme recomendação de estudos anteriores (Relatório de Pesquisa – LAPAV – MWV). Reproduziu-se, no teor de projeto doze CPs para analisar as propriedades volumétricas e mecânicas da mistura morna. Deste modo confeccionou-se misturas similares para a comparação do desempenho quanto à deformação permanente.

Para as misturas quentes foram moldados três CPs por teor de ligante, variando o teor de asfalto em $\pm 0,5\%$. Da Figura 42 a Figura 47 são apresentados os gráficos com os parâmetros das dosagens das misturas quentes. Ressalta-se que para as misturas HMA 4 e WMA 4 não foram realizadas as dosagens das misturas para obtenção do teor de asfalto. Optou-se por replicar o teor de asfalto encontrado na dosagem da mistura HMA 3 e verificar se as misturas 4 atingiam os requisitos da dosagem. Deste modo não houve variação no teor de asfalto das misturas dosadas com AB-8.

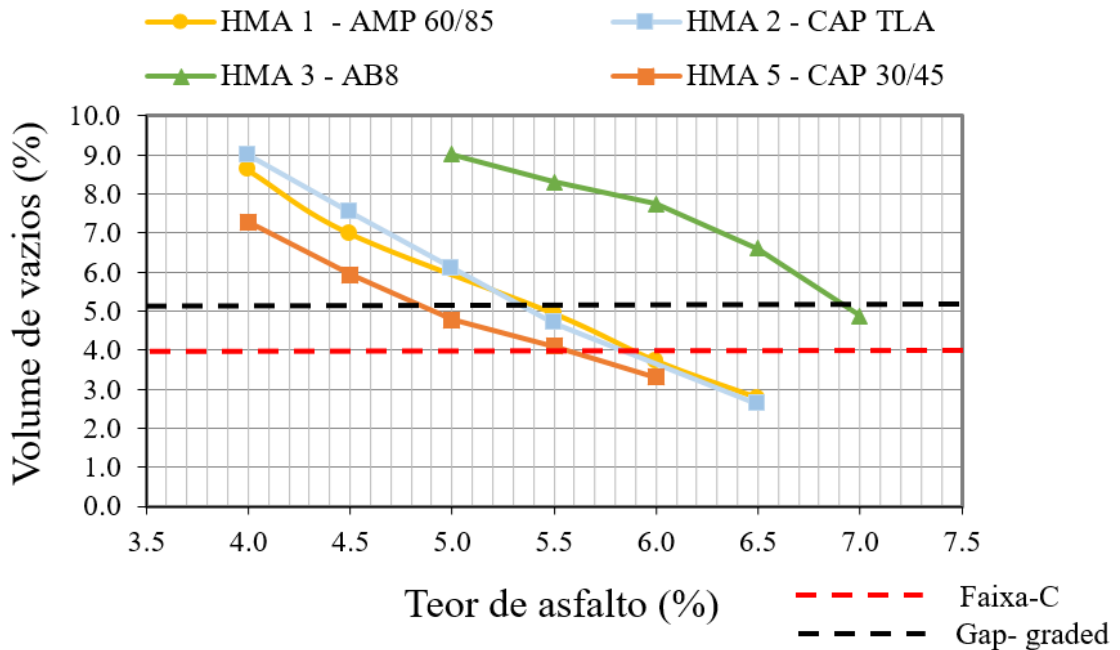


Figura 42: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Volume de vazios

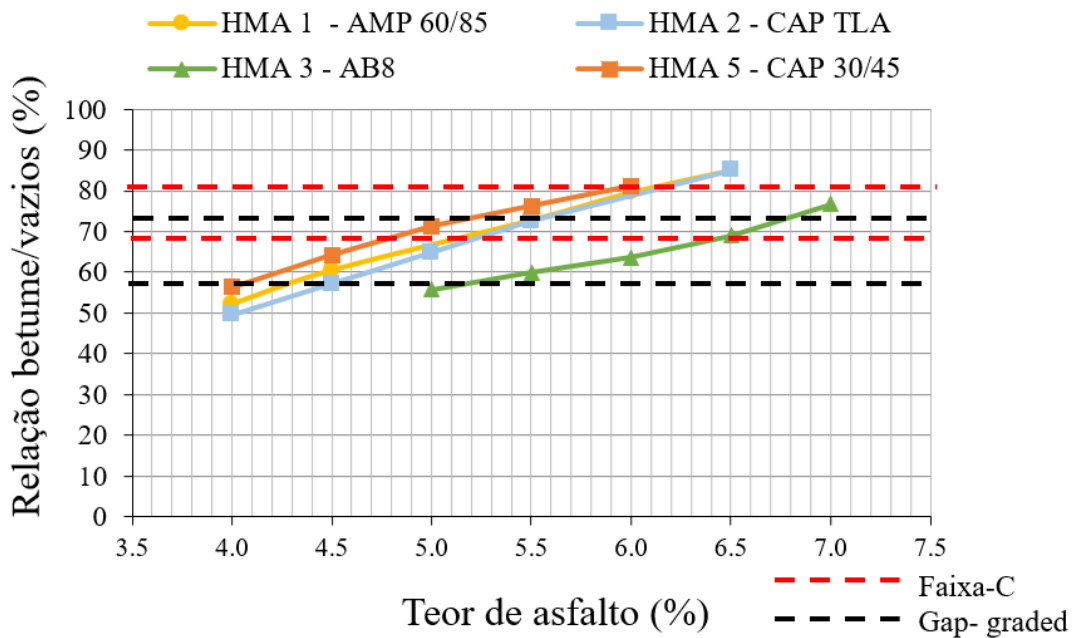


Figura 43: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Relação betume /vazios

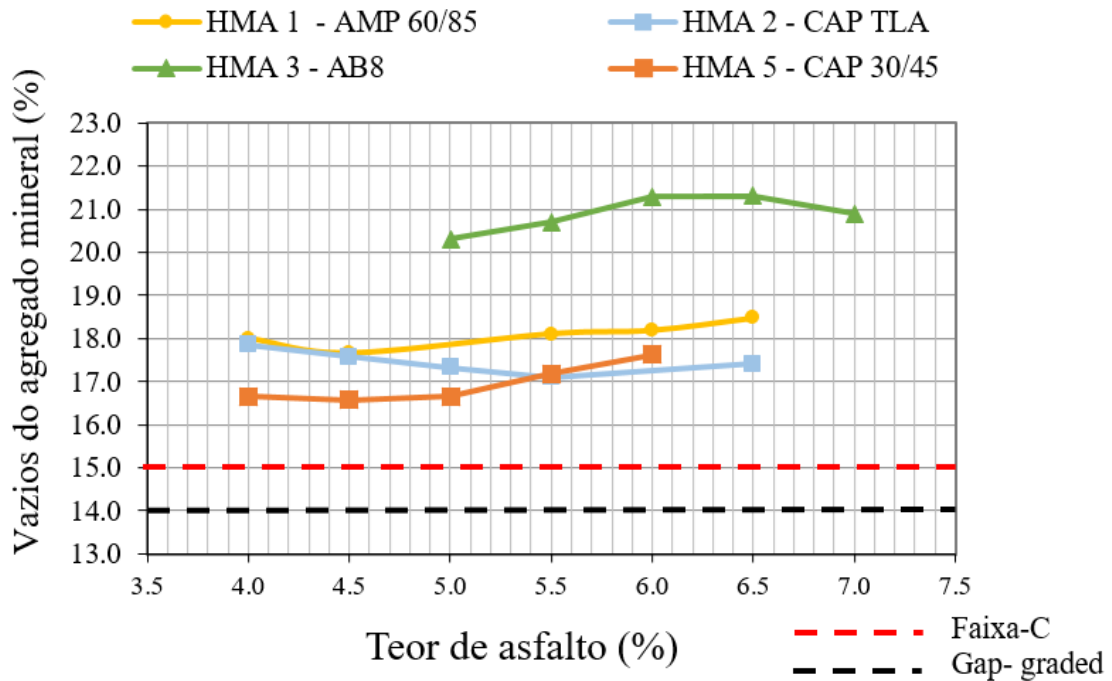


Figura 44: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Vazios do agregado mineral

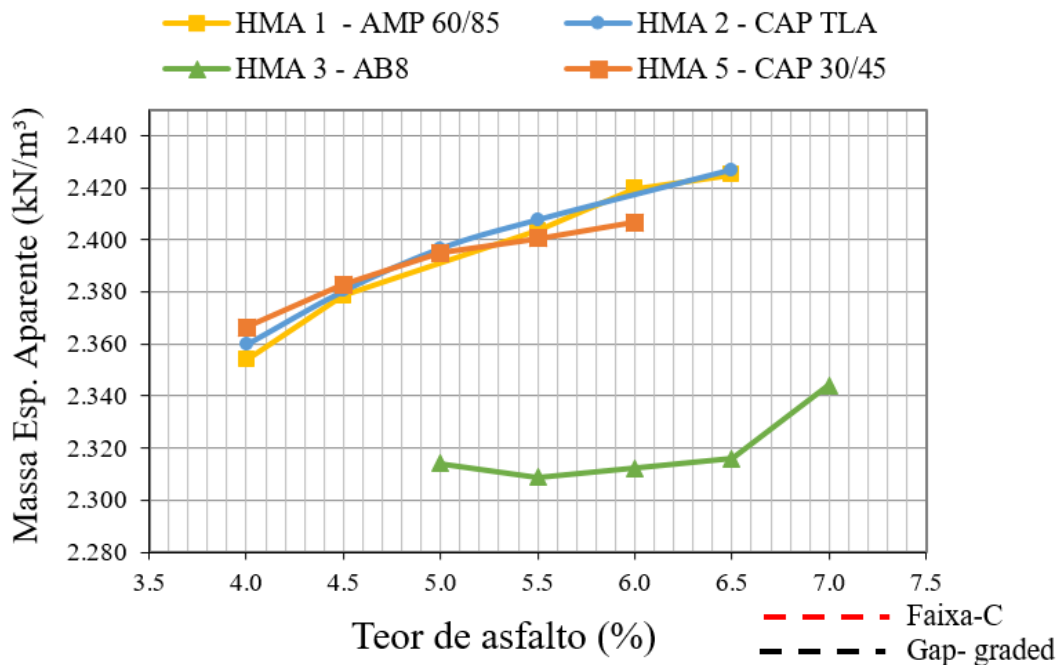


Figura 45: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Massa específica aparente

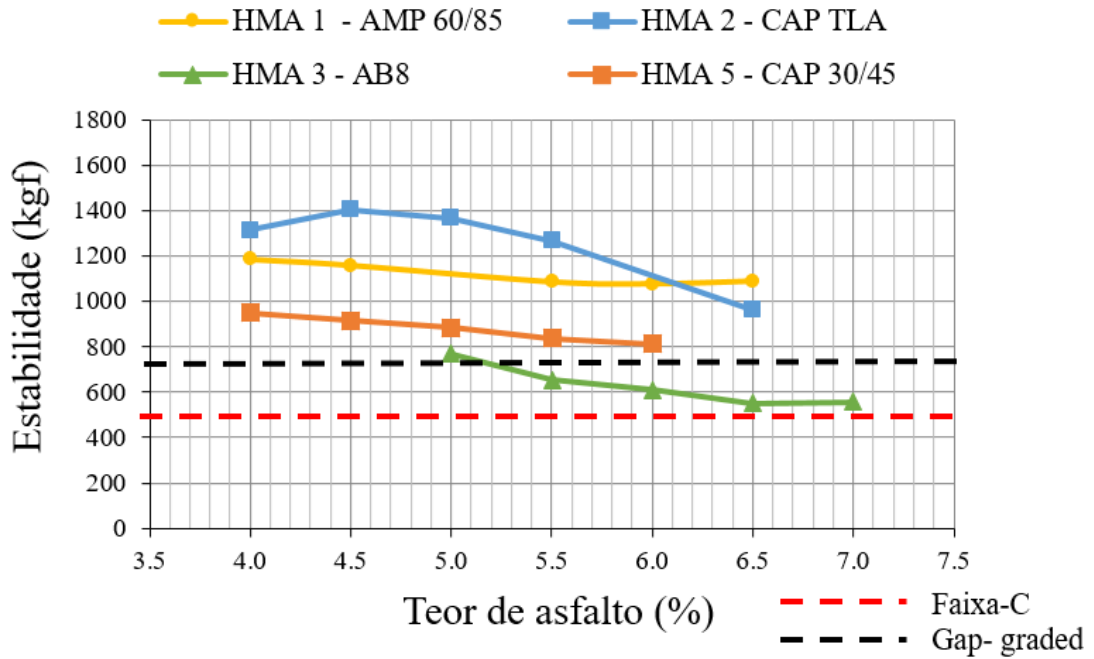


Figura 46: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Estabilidade

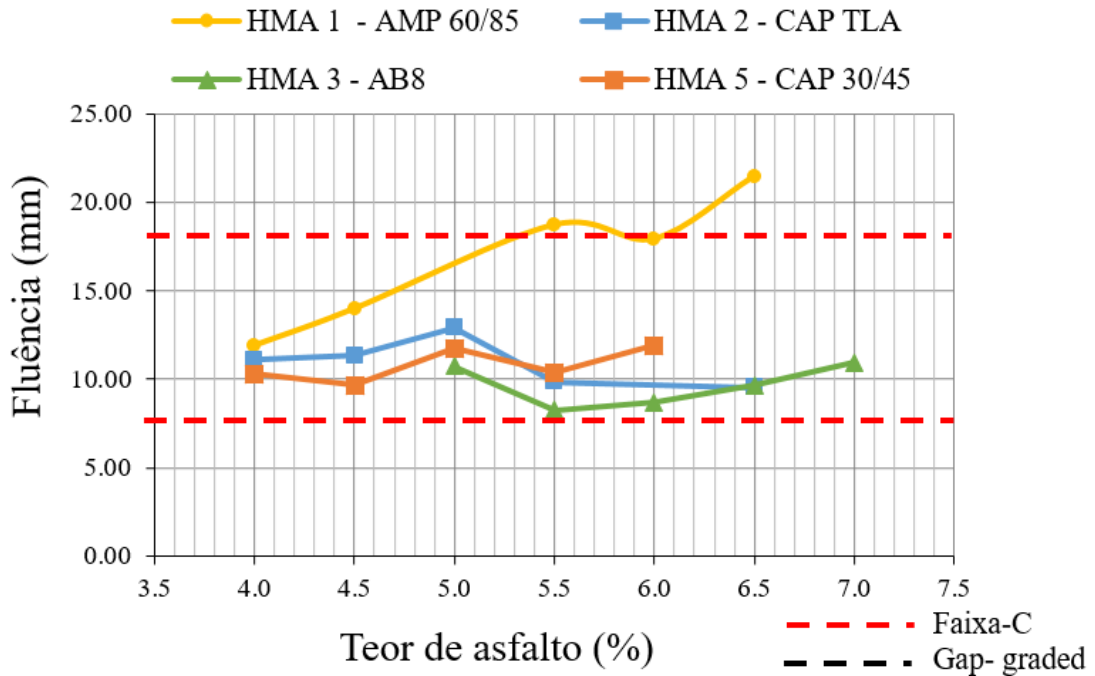


Figura 47: Parâmetros de dosagem da mistura - Teor de asfalto x Fluência

3.2.2.1 Misturas Faixa-C

A seguir na Tabela 33 é apresentado um resumo dos parâmetros volumétricos no teor de asfalto selecionado como ‘teor de projeto’ das misturas quentes e mornas, dosadas na faixa-C.

Tabela 33: Resumo dos parâmetros volumétricos para o teor de projeto das misturas moldadas na faixa – C – DNIT

| Parâmetro | Especificação DNIT-ES 031/2006 - Capa | HMA 1 - AMP 60/85 | WMA 1 - AMP 60/85 | HMA 2 - CAP TLA - 30/45 | WMA 2 - CAP TLA - 30/45 | HMA 5 - CAP 30/45 C* | WMA 5 - CAP 30/45 C* |
|--------------------------------|---------------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|----------------------|
| VV (%) | 3 a 5 | 4,0 | 3,9 | 4,2 | 4,4 | 4,0 | 4,0 |
| RBV (%) | 75 a 82 | 77,99 | 78,40 | 75,50 | 75,40 | 76,50 | 76,8 |
| VAM (%) | > 15 | 18,25 | 18,14 | 17,10 | 17,30 | 17,10 | 17,1 |
| Memt (g/cm ³) | -- | 2.515 | 2.515 | 2.523 | 2.523 | 2.503 | 2.503 |
| Mea (g/cm ³) | -- | 2.417 | 2.416 | 2.409 | 2.411 | 2.408 | 2.404 |
| Estabilidade (kgf) | > 500 | 1078 | 898 | 1218 | 923 | 833 | 1085 |
| Fluência (1/100 in) | 8 a 18 | 17,6 | 14,89 | 8,40 | 12,10 | 12,20 | 13,3 |
| Teor de ligante de Projeto (%) | -- | 5,9 | 5,9 | 5,7 | 5,7 | 5,5 | 5,5 |

Obs: D* - mistura dosada com cal dolomítica e C* - mistura dosada com cal calcítica.

3.2.2.2 Misturas faixa - Gap-graded

A seguir na Tabela 34 é apresentado um resumo dos parâmetros volumétricos no teor de asfalto selecionado como ‘teor de projeto’ das misturas quentes e mornas, dosadas na faixa *Gap-graded*.

Tabela 34: Resumo dos parâmetros volumétricos para o teor de projeto das misturas moldadas na faixa *Gap-graded* - DNIT

| Parâmetro | Especificação DNIT-ES 112/2009 - Capa | HMA 3 - AB-8 - D* | WMA 3 - AB-8 - D* | HMA 4 - AB-8 C* | WMA 4 - AB-8 C* |
|--------------------------------|---------------------------------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|
| VV (%) | 4 a 6 | 4,9 | 4,9 | 4,9 | 5,3 |
| RBV (%) | 65 a 78 | 76,70 | 76,40 | 76,70 | 75,00 |
| VAM (%) | 14,0 | 20,90 | 20,90 | 20,9 | 21,30 |
| Memt (g/cm ³) | -- | 2,463 | 2,463 | 2,463 | 2,463 |
| Mea (g/cm ³) | -- | 2,342 | 2,341 | 2,343 | 2,332 |
| Estabilidade (kgf) | > 700 | 538 | 798 | 758 | 614 |
| Fluência (1/100 in) | -- | 10,60 | 8,70 | 8,7 | 9,6 |
| Teor de ligante de Projeto (%) | -- | 7,0 | 7,0 | 7,0 | 7,0 |

Obs: D* - mistura dosada com cal dolomítica e C* - mistura dosada com cal calcítica.

Observa-se que o valor da estabilidade para o teor de projeto das misturas HMA 3 e WMA 4, ficou abaixo do valor recomendado pelo DNIT, já para a mistura WMA 3 e HMA 4 o valor da estabilidade foi atingido. Apesar do valor de estabilidade nas misturas HMA 3 e WMA 4 ter ficado abaixo do especificado, optou-se por manter este teor de ligante e fazer ensaios complementares do desempenho mecânico da mistura para verificar seu comportamento. Estes ensaios serão descritos posteriormente.

3.2.3 Dano por umidade induzida

Segundo Motta (2011), o dano por umidade induzida (DUI) é um parâmetro importante de se estudar, principalmente em misturas mornas e semimornas, que podem estar sujeitas ao efeito de *stripping* (descolamento da película de asfalto do agregado pétreo), devido as menores temperaturas de secagem do agregado.

Durante esta pesquisa, o dano provocado pela água nas misturas asfálticas foi avaliado através da NBR 15617/2015. Utilizou-se seis CPs *Marshall* por mistura, com VV $7\% \pm 1\%$. Dividiu-se os CPs em duas categorias, condicionados e sem condicionamento. Os CPs condicionados primeiramente foram saturados entre 55 % e 80 % do volume do CP. Após o saturamento, estes foram postos em refrigeração 10 °C por 16 horas, passado este tempo os CPs foram colocados em banho maria por 24 horas à 60 °C. Ao final, os CPs condicionados e sem condicionamento foram postos em banho maria à 25 °C por 2 horas e então rompidos. A Figura 48 apresenta as etapas deste ensaio.

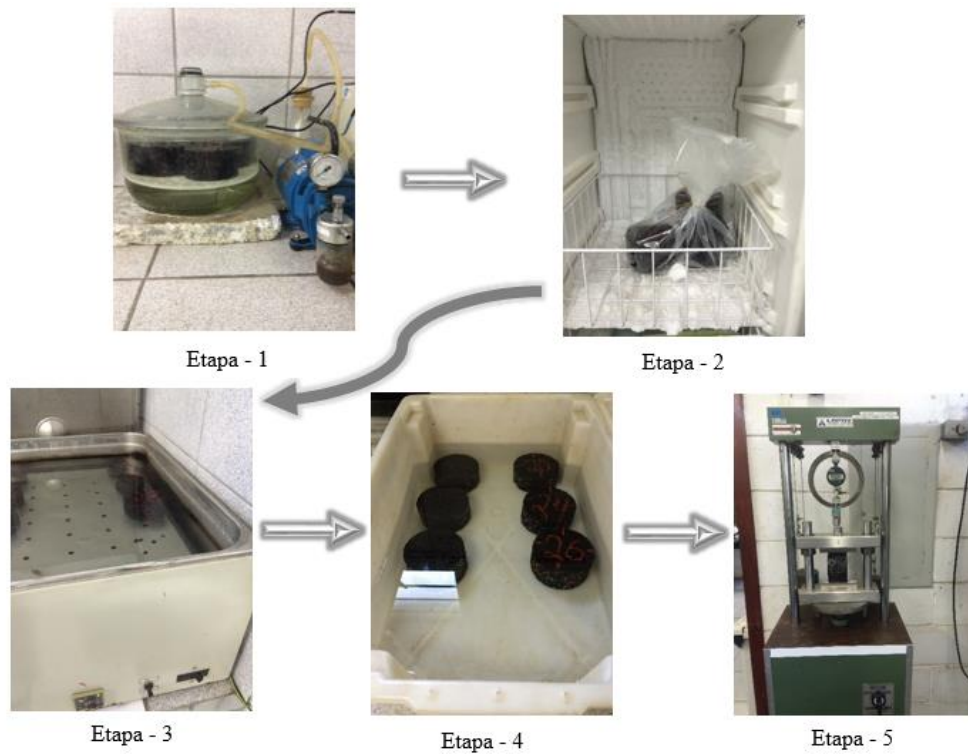


Figura 48: Etapas do ensaio de dano por umidade induzida

Ao final do ensaio de DUI a resistência retida à tração é calculada pela Equação 7.

$$RRT = \frac{RT_C}{RT_{SC}} \times 100 \quad (\text{Equação 7})$$

Onde:

- RRT – resistência retida à tração (%);
- RT_C – resistência à tração média dos CPs condicionados (MPa);
- RT_{SC} – resistência à tração média dos CPs sem condicionamento (MPa)

Segundo a NBR – 15617/2015 para que o resultado do ensaio seja satisfatório deve-se obter uma $RRT \geq 80\%$.

3.2.4 Resistência à Tração

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT), foi realizado seguindo os procedimentos das normas NBR - 15087/2012 e DNIT - ME 136/2010, o ensaio consiste em aplicar uma carga de compressão estática à velocidade constante de 0,8 mm/s, em corpos de provas cilíndricos com dimensões *Marshall* (Vv de projeto) e temperatura de 25 °C (4 horas de

condicionamento em estufa). A carga é aplicada até que haja a ruptura da amostra. Assume-se que esta ruptura ocorre devido os esforços de tração gerados no plano perpendicular à aplicação da carga. A Figura 49, exemplifica o ensaio e o carregamento na amostra e a Figura 50, apresenta o ensaio de RT sendo realizado no LAPAV, onde uma prensa mecânica foi utilizada.

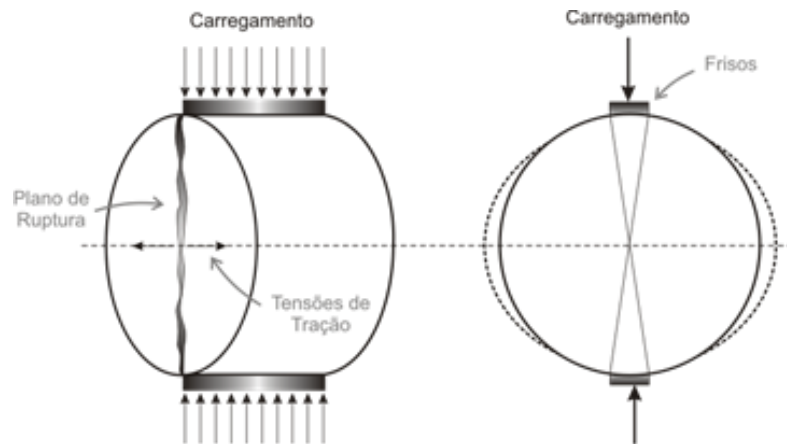


Figura 49: Esquema de carregamento e plano de ruptura gerados durante o ensaio de RT (BRITO, 2006).



Figura 50: Ensaio de RT

Ao final do ensaio a RT é calculada pela Equação 8.

$$\sigma_R = \frac{2 F}{100 \pi D H} \quad (\text{Equação 8})$$

Onde:

- σ_R – tensão de tração (Mpa);
- F– carga de compressão na ruptura (N);
- D– diâmetro do CP (cm);
- H– altura do CP (cm).

3.2.5 Módulo de Resiliência por compressão Diametral

O módulo de resiliência (MR) das misturas asfálticas foi determinado segundo as normas NBR 16018/2011 e DNIT – ME 135/2010. O ensaio é a relação entre a tensão de tração aplicada repetidamente no plano diametral vertical de um CP cilíndrico de dimensões *Marshall* (V_v de projeto) e a deformação específica recuperável correspondente à tensão aplicada (DNIT – 2010).

Na presente pesquisa os ensaios foram realizados em um equipamento pneumático instalado dentro de uma câmara com controle de temperatura como mostra a Figura 51. O ensaio foi realizado à 25°C (4 horas de condicionamento em estufa) e aplicou-se carregamento repetido, com 0,1 s de carga e 0,9 s de descanso da carga. A deformação horizontal sofrida pela amostra foi medida por um LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*).



Figura 51: Ensaio de MR

Os CPs utilizados para o ensaio de MR foram moldados no teor de projeto e volume de vazios da respectiva mistura asfáltica (condicionamento da mistura 2 horas), assim como no ensaio de RT. O MR foi obtido pela Equação 9.

$$MR = \frac{P_{cíclica}}{|\Delta H_{ins}|t} (0,27 + \mu_{ins}) \quad (\text{Equação 9})$$

Onde:

- MR – módulo de resiliência do ciclo de ensaio (MPa);
- $P_{cíclica}$ – carga cíclica do ciclo de ensaio (N);
- ΔH_{ins} – é o deslocamento instantâneo horizontal do ciclo de ensaio (mm);
- t – altura do corpo de prova (mm);
- μ_{ins} – coeficiente de Poisson instantâneo do ciclo de ensaio – relação entre deformação horizontal e vertical, para ensaios a 25 °C valor usual de 0,3.

O carregamento aplicado no ensaio foi 15 % do valor da RT, que foi previamente determinada. Após o ensaio de MR os CPs também foram ensaiados quanto à RT.

3.2.6 Ensaio Uniaxial de Carga Repetida

A seguir são descritos os procedimentos adotados para a confecção das amostras para o ensaio uniaxial de carga repetida, assim como os passos para o ensaio.

3.2.6.1 Confecção das Amostras

A confecção das misturas utilizadas na avaliação da deformação permanente foi realizada em um misturador automático de laboratório (*Laboratory Mixer da Infraest*) com capacidade para produzir até 75 Kg de mistura asfáltica por etapa (Figura 52). O equipamento permite que seja feita uma programação dos parâmetros da mistura executada, tais como: temperatura de usinagem; tempo de mistura dos agregados; tempo de mistura do agregado com ligante; sentido e velocidade de rotação das pás, assim como o tempo de condicionamento dos materiais na temperatura desejada.

Na presente pesquisa a temperatura de compactação utilizada foi a sugerida pelo fornecedor de cada CAP. Os agregados foram misturados primeiramente sem a adição do CAP por 60 s. Após a adição do CAP a mistura ficou no misturador por 500 s para que houvesse uma homogeneização adequada do material. O sentido de giro das pás era horário e a velocidade de

rotação era de 20 rpm. Devido a capacidade do misturador, foi possível misturar todos os CPs de uma mistura em uma única vez.

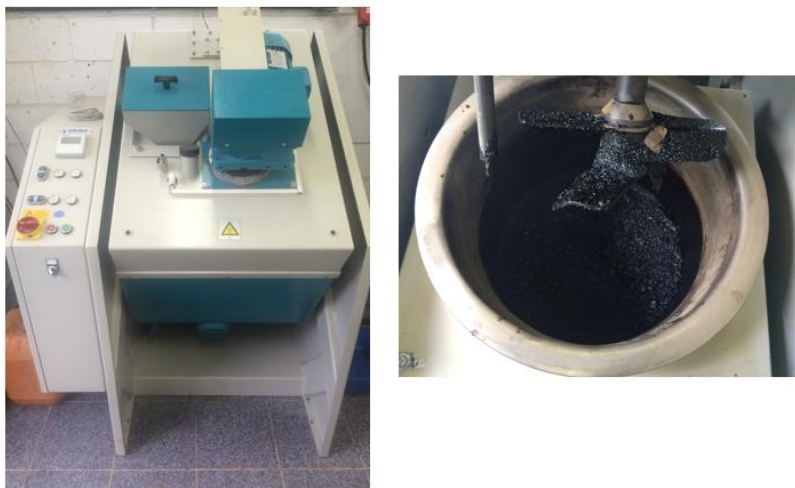


Figura 52: Misturador para as amostras ensaiadas no EUCR

Salienta-se que, apesar da Tabela 35 (ver item 3.3) apresentar que foram utilizados 3 CPs para cada mistura no EUCR, na moldagem das misturas era compactados de 5 a 8 CPs. Assim, se algum CP não se encaixasse nos requisitos necessários ou se houvesse algum problema durante a realização dos ensaios haveria mais amostras semelhantes para substituição. Após a usinagem da misturada, esta era deixada em estufa na temperatura de compactação por 2 horas, para que houvesse o envelhecimento de curto prazo (Figura 53).



Figura 53: Misturas envelhecendo na estufa na temperatura de compactação por 2 horas

Decorrida as 2 horas, a mistura era retirada da estufa e os CPs confeccionados. Devido à altura necessária para os CPs de ensaio foi necessária a utilização do compactador giratório (Figura 54). Deste modo, confeccionou-se amostras com diâmetros de $102 \text{ mm} \pm 2,0 \text{ mm}$ e altura de $150 \text{ mm} \pm 2,5 \text{ mm}$. A compactação das amostras foi diretamente nestas dimensões buscando-se VV de $7 \% \pm 0,5 \%$. A Figura 55 apresenta CPs moldados no compactador giratório.



Figura 54: Compactador Giratório



Figura 55: Corpos de prova para o EUCR

3.2.6.2 Realização do Ensaio de Módulo Dinâmico Uniaxial

O ensaio de módulo dinâmico (MD) foi realizado primeiramente nas mesmas amostras em que eram realizados o EUCR, devido ao MD ser um ensaio não destrutivo. O ensaio consiste em aplicar uma carga axial compressiva senoidal (*Harversine*) em determinadas frequências em dadas temperaturas (BONAQUIST, 2008). Como o objetivo do trabalho não foi realizar o ensaio de módulo dinâmico e sim avaliar o comportamento à deformação permanente das misturas, optou-se por só realizar o MD em uma frequência, 10 Hz e na temperatura do EUCR, 60 °C. A Figura 56 apresenta o esquema de carregamento do ensaio.

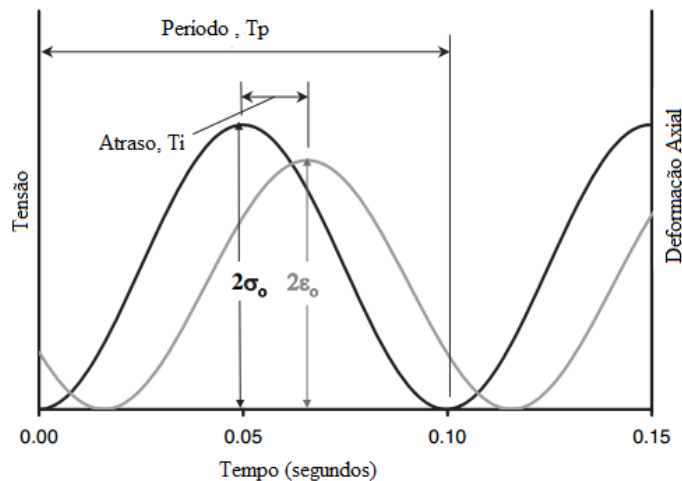


Figura 56: Esquema do ensaio de Módulo Dinâmico (adaptado de Bonaquist, 2008)

A relação tensão *versus* deformação durante o carregamento senoidal contínuo, para os materiais viscoelásticos lineares é definida por um número complexo (E^*). O valor absoluto do módulo complexo é definido como módulo dinâmico $|E^*|$. O MD é a correlação entre a tensão máxima (σ_0) e a deformação axial recuperável máxima (ε_0), como apresentado na Equação 10.

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (\text{Equação 10})$$

Onde:

- $|E^*|$ – módulo dinâmico (MPa);
- σ_0 – amplitude da tensão;
- ε_0 – amplitude da deformação.

3.2.6.3 Realização do Ensaio Uniaxial de Carga Repetida – NRB 16505/2016

O EUCR é utilizado para a determinação da resistência a deformação permanente de misturas asfálticas através do parâmetro FN. Os ensaios foram realizados em uma prensa hidráulica modelo *MTS 810 UTM Test System*. A realização dos ensaios seguiu as especificações da NBR 16505/2016, conforme descrito no item 2.4.2. O procedimento implantado no laboratório foi realizado seguindo o procedimento já utilizado pela CENPES (Centro de Pesquisa Leopoldo Américo Miguez de Mello), onde a autora fez uma capacitação para configurar e padronizar o ensaio.

Primeiramente o CP era condicionado na câmara de temperatura da MTS a 60° C por pelo menos 3 horas, a temperatura foi controlada através de um CP *dummy* com um sensor de temperatura interno e outro sensor de temperatura externo (Figura 57). Desta maneira era possível determinar quando a temperatura do CP estava homogênea.

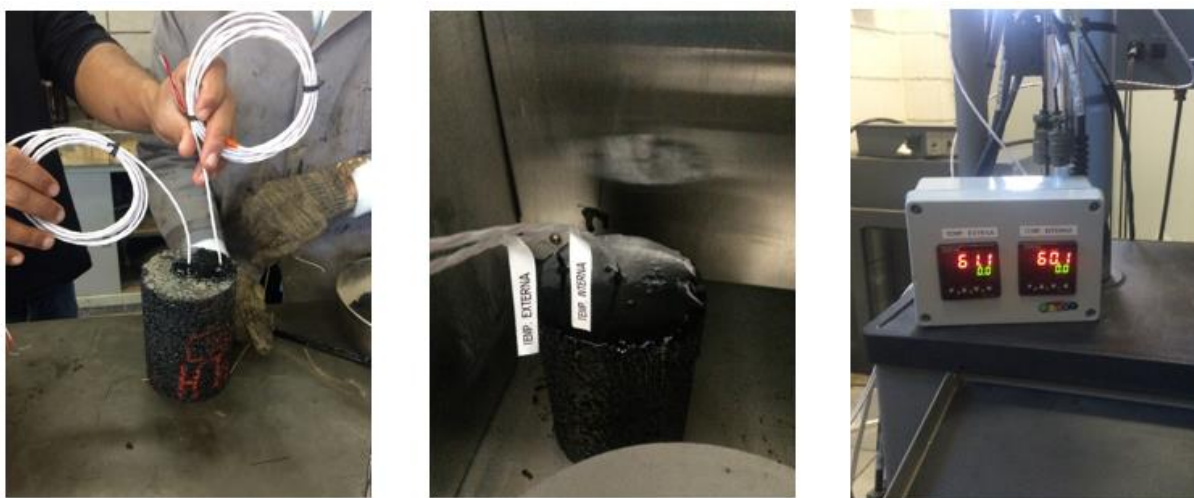


Figura 57: CP *dummy* com sensor de temperatura interno e externo

Subsequente, o CP era posicionado para ensaio (Figura 58). O ensaio consistiu na aplicação inicial de 5 % da carga de contato e após foi aplicado carregamento cíclico de 204 KPa (1600 N) com 0,1 s de pulso de carga e 0,9 s de repouso.



Figura 58: Amostra durante o EUCR

Enquanto o ensaio era realizado o software do equipamento registrava em tempo real a curva de deslocamento *versus* ciclos, sendo possível acompanhar os estágios de evolução do ensaio (Figura 59).

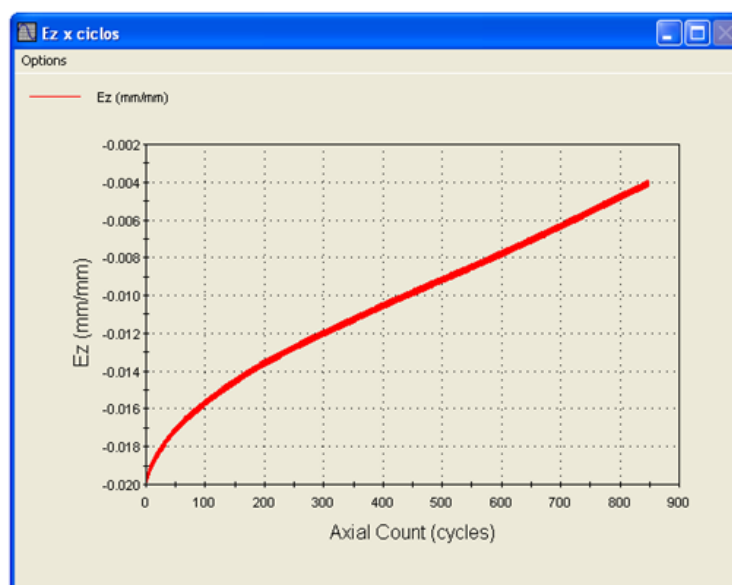


Figura 59: Gráfico gerado pelo software

Os deslocamentos verticais eram coletados de duas maneiras: através de dois extensômetros acoplados na parte central lateral da amostra (diametralmente opostos), Figura 60, e através do deslocamento axial do êmbolo superior do equipamento. A NBR 16505 (2016) estipula que as

medidas sejam feitas com transdutores de deslocamento eletrônicos, com comprimento de 100 ± 2 mm e que seja feita a utilização de no mínimo dois sensores, podendo ser utilizado até quatro sensores. Na presente pesquisa só haviam dois extensômetros à disposição, com comprimento de 115 mm cada. A fixação deles no CP era realizada com quatro elásticos de borracha natural (tamanho aproximado de 8,5 cm), Figura 61. Acredita-se que o comprimento dos extensômetros tenha provocado uma maior dificuldade na coleta exata dos dados. Ocasionalmente eventuais erros como, saltos e excesso de ruído. Desta maneira optou-se por utilizar os deslocamentos axiais no cálculo do FN, já que não há uma variação significativa na obtenção deste parâmetro pelos dois métodos, como pode ser confirmado pelos resultados demonstrados na Figura 62.

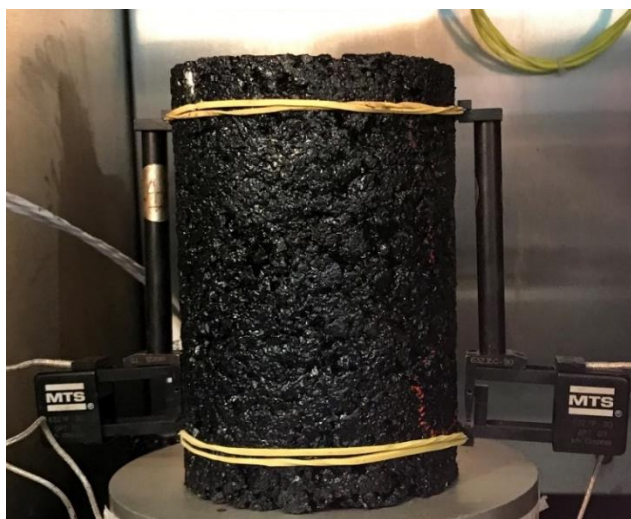


Figura 60: Extensômetros utilizados na medida de deslocamentos acoplados na amostra



Figura 61: Extensômetros utilizados na pesquisa

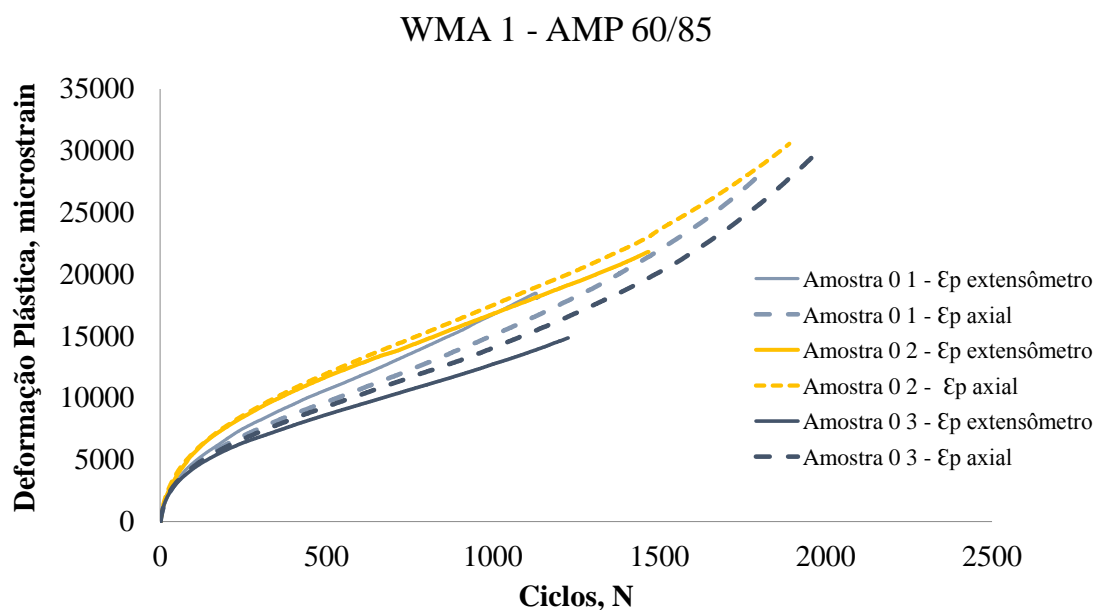


Figura 62: Comparação das curvas de deformação obtidas pelos dois métodos de coleta dos dados

Pela Figura 62 observou-se que até o fim da zona secundária (ciclo FN) as curvas têm comportamento semelhante, a maior divergência ocorre na zona terciária, fator que não influenciou a obtenção do parâmetro de análise, contudo para fins de modelagem é necessário o uso do extensômetro lateral. A Figura 63 apresenta um CP ao fim do ensaio.



Figura 63: CP ao final do EUCR

Ao término do ensaio, a determinação do parâmetro FN foi realizada coletando os dados armazenados durante o ensaio. Com a finalidade de analisar os resultados a curva de deformação *versus* número de ciclos foi traçada e o modelo de *Francken* (1977), foi utilizado para a obtenção do FN.

3.2.6.4 Realização do Ensaio Uniaxial de Carga Repetida – AASTHO TP 79-15

O EUCR também foi realizado seguindo o procedimento descrito na norma americana AASTHO TP 79 (2015), os ensaios foram realizados na mesma prensa hidráulica, *MTS 810 UTM Test System*.

A principal diferença entre a realização dos ensaios foi a tensão aplicada que segundo a AASTHO TP 79-15, a tensão é de 600 kPa (4.712 N) aproximadamente 3 vezes superior a tensão aplicada na norma brasileira. A norma também estipula que durante a realização do ensaio sejam utilizadas membranas redutoras de atrito entre o CP e os pratos metálicos do equipamento (Figura 64).



Figura 64: CP com membranas redutoras de atrito durante o EUCR – AASTHO TP -79

A norma americana também estipula um tempo de envelhecimento diferente para misturas quentes e mornas que serão utilizadas no ensaio (Quadro 1). Contudo, a autora preferiu não fazer esta variação e envelhecer todas as misturas por 2 horas na temperatura de compactação, como já era realizado na dosagem das misturas.

Da mesma forma que os CPs ensaiados pela norma brasileira, primeiramente o CP era condicionado na câmara de temperatura da MTS a 60 °C (até a homogeneização da temperatura). Esta temperatura foi selecionada para que não houvesse variação deste parâmetro e pelo fato que a AASTHO sugere a variação da temperatura de ensaio conforme o PG do ligante, característica que não foi possível determinar para a realização destes ensaios.

Então o CP era posicionado para o ensaio na MTS. O ensaio consistiu na aplicação inicial de 5 % da carga de contato e após foi aplicado um carregamento cíclico de 600 KPa com 0,1 s de pulso de carga e 0,9 s de repouso. Ao término do ensaio, o parâmetro FN foi determinado com o auxílio do modelo Francken (1977).

3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Na Tabela 35, é apresentado o programa experimental, com os ensaios realizados e o número de amostras adotadas em cada ensaio. A Figura 65 apresenta o organograma dos ensaios realizados.

Tabela 35: Resumo dos ensaios realizados na pesquisa

| Ensaio | Número de Amostras | | | | | | | | | |
|--|--------------------|--------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------|--------------------|------------------|------------------|-------------------------|----------------------------|
| | HMA 1 AMP 60/85 | WMA 1 AMP 60/85 | HMA 2 CAP TLA - 30/45 | WMA 2 CAP TLA - 30/45 | HMA 3 AB-8 - D* | WMA 3 AB-8 - D* | HMA 4 AB-8 C* | WMA 4 AB-8 C* | HMA 5 CAP 30/45 - C* | WMA 5 CAP 30/45 - C* |
| Dosagem <i>Marshall</i> Parâmetros volumétricos | 15 | 3 | 15 | 3 | 15 | 3 | 3 | 3 | 15 | 3 |
| Dano por Umidade Induzida (DUI) | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 | 6 |
| Módulo de Resiliência (MR)** | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Resistência à Tração (RT)** | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Módulo Dinâmico (MD)*** | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Ensaio uniaxial de carga repetida (NBR 16505) | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Ensaio uniaxial de carga repetida (AASHTO TP 79) | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | - | - |
| Total de amostras (CPs na dimensão Marshall) | 168 | | | | | | | | | |
| Total de amostras (CPs 100 x 150 mm) | 54 | | | | | | | | | |

Obs: D* - mistura dosada com cal dolomítica e C* - mistura dosada com cal calcítica.

** Primeiramente realizou-se a RT em 1 CP e utilizou-se 15 % deste valor para o ensaio de MR em 2 CPs. Após a realização do MR os CPs foram testados a RT.

*** Os CPs ensaiados no MD foram os mesmos utilizados no ensaio uniaxial de carga repetida.

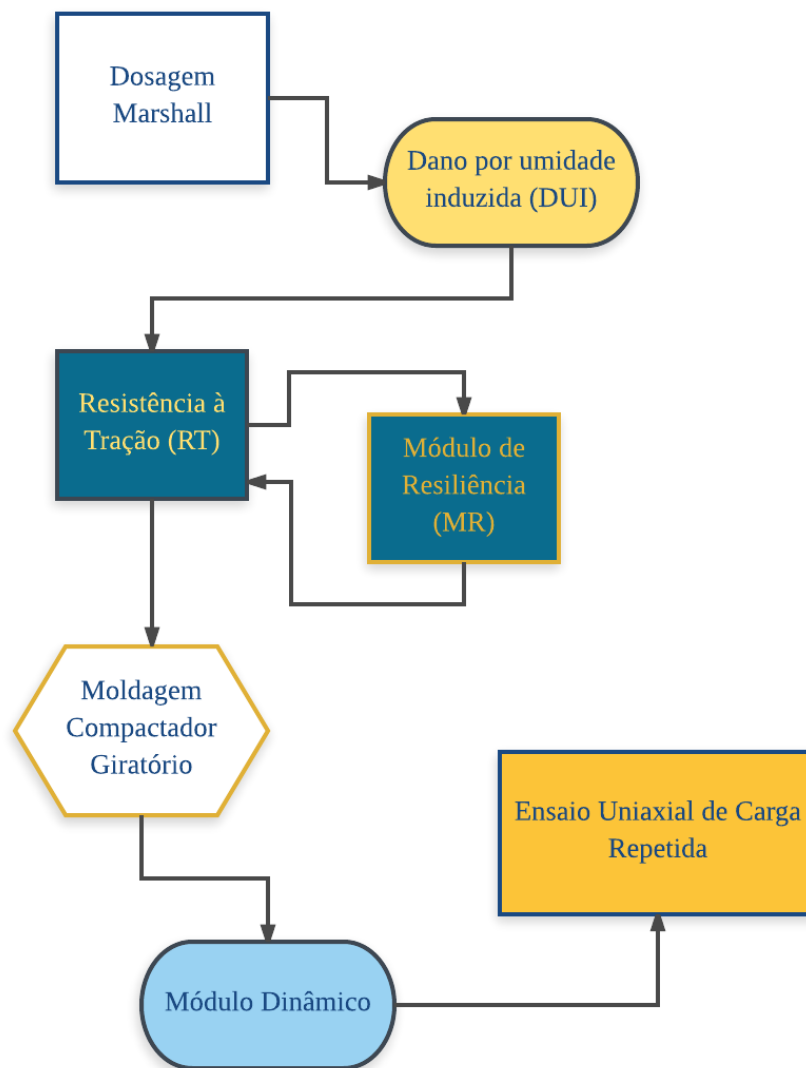


Figura 65: Organograma dos ensaios realizados na pesquisa

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos durante a pesquisa são apresentados neste capítulo, o qual visa brevemente descrever e interpretar os dados. Aborda-se os ensaios mecânicos convencionais e por último são expostos os resultados à deformação permanente das misturas asfálticas.

4.1 ENSAIO DE DANO POR UMIDADE INDUZIDA

O ensaio de DUI foi realizado segundo descrito no item 3.2.3. A Tabela 36 apresenta os resultados médios encontrados para cada mistura e a Figura 66 apresenta a comparação da resistência retida à tração (RRT) das misturas estudadas.

Tabela 36: Resumo dos resultados do ensaio de DUI

| Mistura | HMA 1 - AMP 60/85 | WMA 1 - AMP 60/85 | HMA 2 - CAP TLA - 30/45 | WMA 2 - CAP TLA - 30/45 | HMA 3 - AB-8 - D* | WMA 3 - AB-8 D* | HMA 4 - AB-8 C* | WMA 4 - AB-8 C* | HMA 5 - CAP 30/45 - C* | WMA 5 - CAP 30/45 - C* |
|---|----------------------|----------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------|--------------------|--------------------|--------------------|---------------------------|---------------------------|
| Média da resistência à tração dos CPs sem condicionamento (MPa) | 0,79 | 0,61 | 1,13 | 0,98 | 0,51 | 0,43 | 0,79 | 0,68 | 1,48 | 1,04 |
| Vv médio dos CPs sem condicionamento (%) | 6,2 | 7,2 | 7,3 | 7,6 | 6,5 | 6,5 | 6,4 | 6,4 | 6,9 | 6,3 |
| Média da resistência à tração dos CPs com condicionamento (MPa) | 0,73 | 0,59 | 0,98 | 0,88 | 0,45 | 0,37 | 0,64 | 0,56 | 1,31 | 0,88 |
| Vv médio dos CPs com condicionamento (%) | 6,1 | 7,1 | 7,2 | 7,6 | 6,8 | 6,5 | 6,3 | 6,4 | 6,7 | 6,5 |
| Resistência retida à tração (%) | 93 | 97 | 87 | 90 | 88 | 85 | 81 | 83 | 89 | 85 |

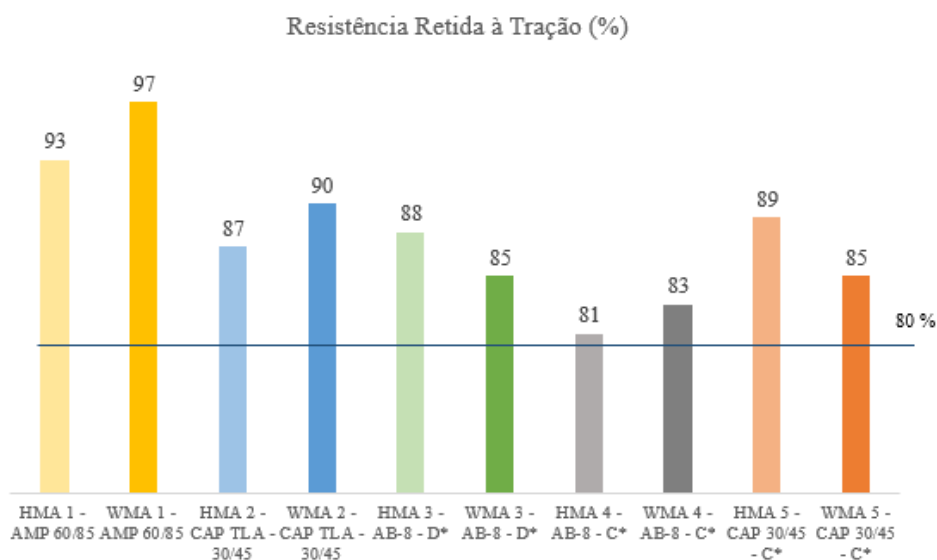


Figura 66: Comparação da Resistência retida à tração

Observou-se que todas as misturas estudadas atingiram a RRT mínima requerida de 80 %. Comparando os resultados de RTT entre a mistura morna e sua mistura quente de referência, verificou-se que as misturas WMA 3 e WMA 4 obtiveram valores inferiores, contudo os valores foram satisfatórios (dentro do recomendável), concluindo que todas as misturas apresentaram bom desempenho quanto ao ensaio de DUI.

Note-se que o efeito da cal nas misturas tipo *gap graded* foram mais expressivos nas misturas quentes (HMA3 e HMA4). Ainda que todas tenham tido resultados satisfatórios, a adição da cal dolomítica levou a resultados superiores de RRT que as misturas com cal calcítica.

4.2 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

O ensaio de RT foi realizado segundo descrito no item 3.2.4. A Tabela 37 apresenta os resultados médios encontrados para cada mistura e a Figura 67 apresenta a comparação da RT das misturas estudadas.

Tabela 37: Resumo dos resultados do ensaio de RT

| Mistura | HMA 1 - AMP 60/85 | WMA 1 - AMP 60/85 | HMA 2 - CAP TLA - 30/45 | WMA 2 - CAP TLA - 30/45 | HMA 3 - AB-8 - D* | WMA 3 - AB-8 - D* | HMA 4 - AB-8 C* | WMA 4 - AB-8 C* | HMA 5 - CAP 30/45 - C* | WMA 5 - CAP 30/45 - C* |
|---|-------------------|-------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|------------------------|------------------------|
| Resistência à tração média à 25°C (MPa) | 1,25 | 1,16 | 1,67 | 1,52 | 0,96 | 0,86 | 1,01 | 0,92 | 2,11 | 1,59 |
| Vv médio dos CPs (%) | 4,1 | 3,9 | 4,3 | 4,2 | 4,7 | 4,9 | 4,7 | 5,2 | 4,0 | 4,3 |

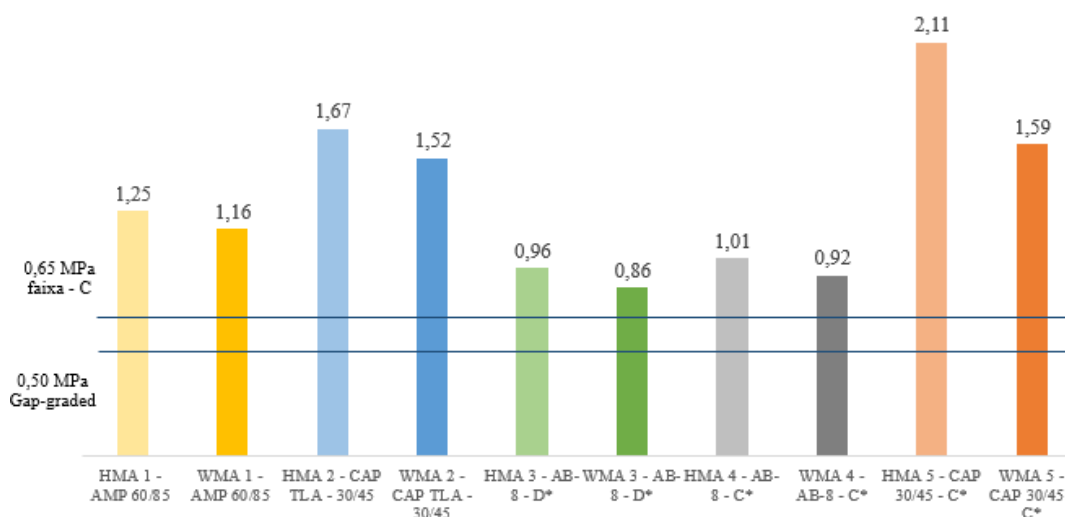


Figura 67: Comparação da Resistência à tração

Observou-se que as misturas HMA 5 e WMA 5 (CAP 30/45), foram as misturas que obtiveram valor significativamente mais elevado de RT, fator que pode ser explicado pela utilização do CAP com maior rigidez. Este grupo também foi o que apresentou maior diferença no valor de RT entre a mistura morna e a quente de referência. Este fator não é facilmente explicado, pode ter ocorrido uma reação distinta do ligante, da cal e do aditivo na mistura morna.

Os resultados médios de resistência à tração por compressão diametral foram utilizados nas taxas de carregamento no ensaio de módulo de resiliência.

4.3 ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O ensaio de MR foi realizado segundo descrito no item 3.2.5. A Tabela 38 apresenta os resultados médios encontrados para cada mistura e a Figura 68 apresenta a comparação do MR das misturas estudadas.

Tabela 38: Resumo dos resultados do ensaio de MR

| Mistura | HMA 1 - AMP 60/85 | WMA 1 - AMP 60/85 | HMA 2 - CAP TLA - 30/45 | WMA 2 - CAP TLA - 30/45 | HMA 3 - AB-8 - D* | WMA 3 - AB-8 - D* | HMA 4 - AB-8 C* | WMA 4 - AB-8 C* | HMA 5 - CAP 30/45 | WMA 5 - CAP 30/45 |
|--|----------------------|----------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|----------------------|----------------------|
| Módulo de resiliência médio à 25°C (MPa) | 4863 | 3087 | 10549 | 9398 | 3097 | 2670 | 4119 | 4439 | 10441 | 7279 |
| Vv médio dos CPs (%) | 4,1 | 3,9 | 4,3 | 4,2 | 4,7 | 4,9 | 4,6 | 5,2 | 4,0 | 4,3 |

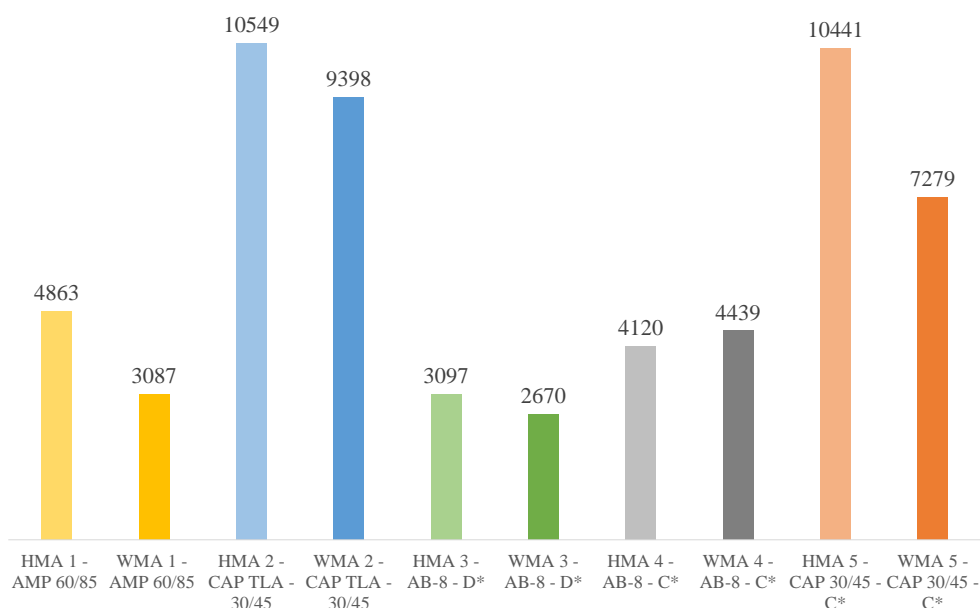


Figura 68: Comparação da Resistência à tração retida

Observou-se que as misturas 2 e 5 foram as que obtiveram valores mais elevados de MR, isto pode ter ocorrido devido ao CAP 30/45 ser um ligante de maior rigidez e estar presente nas duas misturas. As misturas 5 foram as a que obtiveram maior diferença entre os valores de MR e as misturas 3, foram as que obtiveram os valores mais próximos de MR entre a mistura morna e quente de referência. Salienta-se que apesar do comportamento mais rígido das misturas 2 e 5, estas não necessariamente apresentam melhor desempenho quanto à deformação. Constatou-se que a maioria das misturas mornas obtiveram MR levemente inferior ao da sua mistura quente, fato que pode ser explicado pelo menor envelhecimento que ocorre nas misturas mornas.

4.4 ENSAIO DE MÓDULO DINÂMICO

O ensaio de MD foi realizado segundo descrito no item 3.2.6.2. A Tabela 39 apresenta os resultados médios encontrados para cada mistura e a Figura 69 apresenta a comparação do MD das misturas estudadas.

Tabela 39: Resumo dos resultados do ensaio de MD

| Ligante | Mistura | Frequência | Temperatura | Módulo Dinâmico E* médio (MPa) | Módulo Dinâmico desvio padrão |
|-------------------|-------------------------|------------|-------------|-------------------------------------|----------------------------------|
| AMP - 60/85 | HMA 1 - AMP 60/85 | 10 (Hz) | 60 (°C) | 403 | 21 |
| | WMA 1 - AMP 60/85 | | | 442 | 43 |
| CAP - TLA - 30/45 | HMA 2 - CAP TLA - 30/45 | | | 491 | 62 |
| | WMA 2 - CAP TLA - 30/45 | | | 654 | 57 |
| AB8 - D* | HMA 3 - AB-8 - D* | | | 639 | 30 |
| | WMA 3 - AB-8 - D* | | | 487 | 33 |
| AB8 - C* | HMA 4 - AB-8 C* | | | 382 | 21 |
| | WMA 4 - AB-8 C* | | | 469 | 59 |
| CAP - 30/45 | HMA 5 - CAP 30/45 | | | 475 | 27 |
| | WMA 5 - CAP 30/45 | | | 547 | 14 |

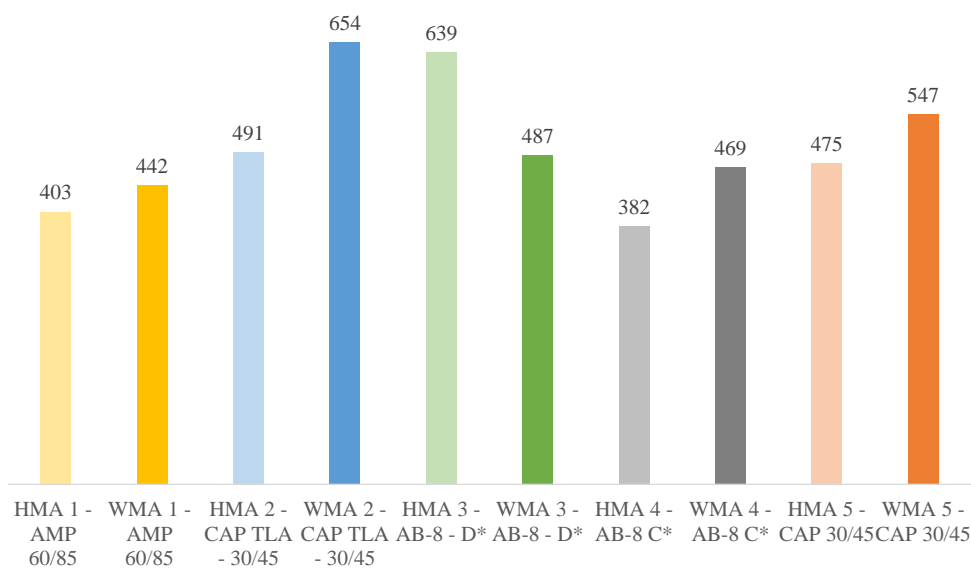


Figura 69: Resultados obtidos no ensaio de MD, 10Hz e 60 C

De forma geral, o comportamento dos resultados observado pelo módulo dinâmico foi inverso do que ocorreu no MR, este fato pode ter ocorrido devido à alta temperatura de ensaio do MD onde a organização dos agregados pode ter maior influência na resistência à deformação permanente do que o CAP utilizado. Com exceção da mistura WMA 3, todas as misturas mornas apresentaram MD levemente mais elevado que a sua mistura quente. Teoricamente maiores valores de MD caracterizam misturas mais resistentes à deformação permanente.

4.5 ENSAIO UNIAXIAL DE CARGA REPETIDA

O EUCR foi realizado em 10 misturas asfálticas (5 HMA e 5 WMA), seguindo o procedimento descrito no item 3.2.6.3 (NBR 16505/2016) e em 8 misturas asfálticas (4 HMA e 4 WMA) seguindo o procedimento descrito no item 3.2.6.4. A seguir estão apresentados os resultados encontrados.

4.5.1 Resultados do Ensaio Uniaxial de Carga Repetida – NBR 16505/2016

A seguir são apresentados os resultados médios encontrados (3 amostras por mistura). A Tabela 40 apresenta os dados médios obtidos para cada mistura e a Figura 70 apresenta as curvas deformação permanente *versus* ciclos.

Tabela 40: Resultados obtidos no EUCR – NBR 16505

| Norma | Mistura | VV médio (%) | VV desvio padrão | FN, ciclos | FN, desvio padrão | Valores médios da curva média de deformação | | | | | | |
|--------------------------|-------------------------|--------------|------------------|------------|-------------------|---|------|---------|--------|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------|
| | | | | | | A | B | C | D | $\epsilon_p 10$ [microstrain] | $\epsilon_p FN$ [microstrain] | b [microstrain/ciclo] |
| ABNT - NBR 16505/2016 | HMA 1 - AMP 60/85 | 7,3 | 0,23 | 350 | 17 | 1195 | 0,38 | 2187,28 | 0,0022 | 2911 | 13683 | 32 |
| | WMA 1 - AMP 60/85 | 6,7 | 0,12 | 733 | 116 | 609 | 0,44 | 679,29 | 0,0016 | 1699 | 12750 | 15 |
| | HMA 2 - CAP TLA - 30/45 | 6,7 | 0,10 | 269 | 40 | 307 | 0,60 | 759,05 | 0,0038 | 1248 | 10126 | 34 |
| | WMA 2 - CAP TLA - 30/45 | 7,1 | 0,02 | 167 | 19 | 338 | 0,65 | 1280,38 | 0,0510 | 1572 | 10993 | 60 |
| | HMA 3 - AB-8 - D* | 6,5 | 0,46 | 275 | 30 | 362 | 0,59 | 948,57 | 0,0036 | 1436 | 10298 | 33 |
| | WMA 3 - AB-8 - D* | 6,8 | 0,06 | 94 | 22 | 331 | 0,74 | 344,03 | 0,0137 | 1874 | 10117 | 98 |
| | HMA 4 - AB-8 - C* | 7,0 | 0,36 | 437 | 130 | 377 | 0,56 | 444,90 | 0,0034 | 1376 | 11386 | 23 |
| | WMA 4 - AB-8 - C* | 6,7 | 0,29 | 332 | 29 | 339 | 0,59 | 427,49 | 0,004 | 1341 | 11415 | 31 |
| | HMA 5 - CAP 30/45 - C* | 6,5 | 0,46 | 207 | 45 | 360 | 0,61 | 1786,10 | 0,0038 | 1525 | 10933 | 48 |
| | WMA 5 - CAP 30/45 - C* | 6,7 | 0,00 | 157 | 5 | 368 | 0,68 | 238,52 | 0,0093 | 1766 | 12375 | 72 |

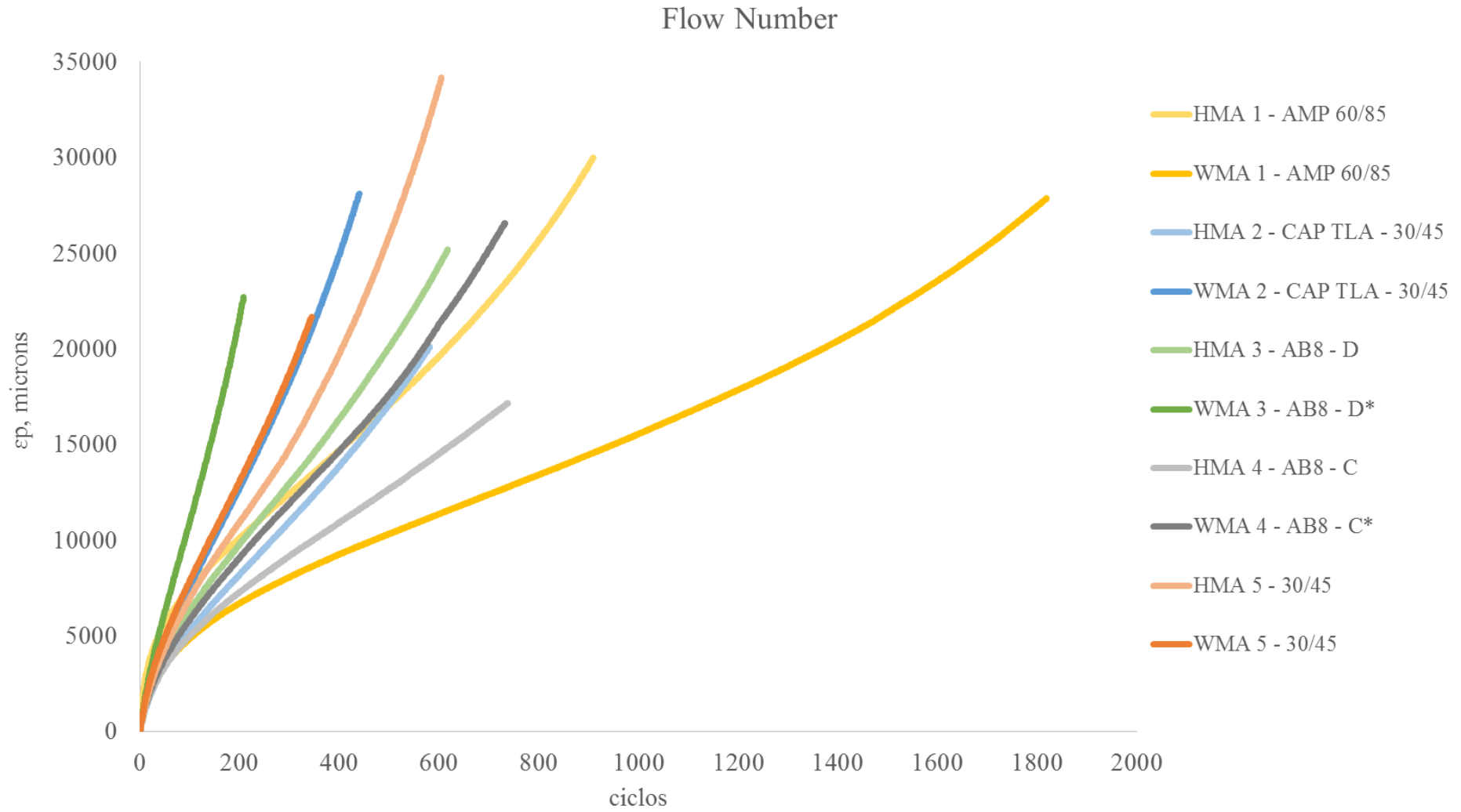


Figura 70: Gráfico dos resultados obtidos no EUCR – NBR 16505/2016

Todas as misturas estudadas atingiram o FN antes do encerramento do ensaio. A mistura WMA 1 foi a que apresentou melhor desempenho quanto a resistência à deformação permanente. A mistura WMA 1 – AMP 60/85-E teve desempenho 50 % superior ao da mistura HMA1, sendo a única mistura morna a ter desempenho superior ao da mistura quente.

Observando os critérios apresentados na Tabela 6, estabelecidos por Nascimento (2008), que serviu de referência para esta pesquisa, verifica-se as misturas 1 e 4 alcançaram o critério de FN para serem empregadas em pistas de tráfego médio ($FN > 300$ ciclos). As demais misturas seriam adequadas para emprego em pistas de tráfego leve, nota-se que nenhuma das misturas estudadas atingiu o critério de seleção para serem utilizadas em pista de tráfego pesado.

A maioria das misturas apresentaram um desvio padrão baixo com exceção das misturas HMA 1 e WMA 4, em que o desvio foi superior a 100. Como a média é calculada a partir do FN de três amostras este valor não é significativo, precisaria se trabalhar com mais amostras para a mesma mistura para ter um valor desvio padrão mais confiável. Estima-se que uma das principais fontes de variação nos resultados, possa ser a disposição dos agregados na massa asfáltica. Como todo o cuidado possível foi realizado na fabricação das amostras, bem como no controle volumétrico das misturas, pequenas diferenças de orientação e alinhamento dos agregados graúdos, podem levar a variações na deformação da amostra ao longo do ensaio.

Em todas as misturas estudadas percebeu-se que a deformação permanente no FN foi próxima, na ordem de 11.000 [microstrain] (1,65 mm). Sendo a principal variação na taxa de deformação (b), que seguiu o mesmo raciocínio exposto por Nascimento (2008) e Pazos (2015). Quanto maior o FN menor a taxa b. O que demonstra que o FN tende a ser mais dependente da taxa de deformação do que da deformação sofrida. Este fato pode ser visualizado nas Figura 71 e Figura 72, que enfatizam a dependência do resultados na taxa de deformação.

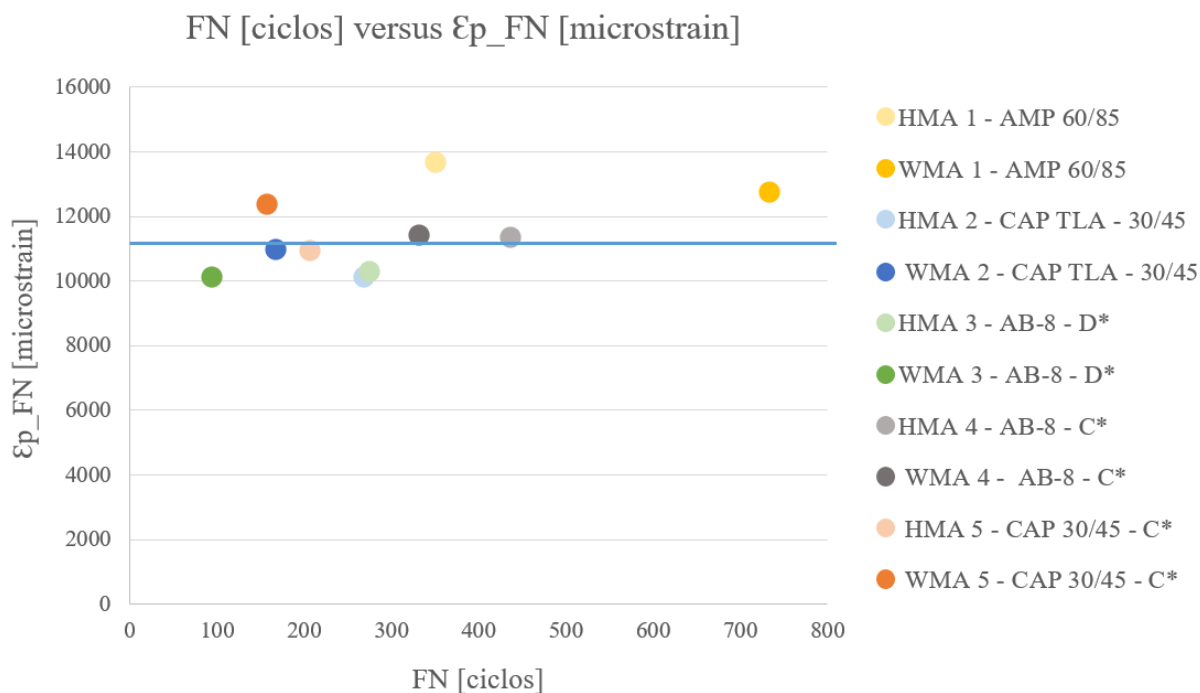


Figura 71: Comparação dos resultados de FN [ciclos] *versus* ϵ_p _FN [microstrain]

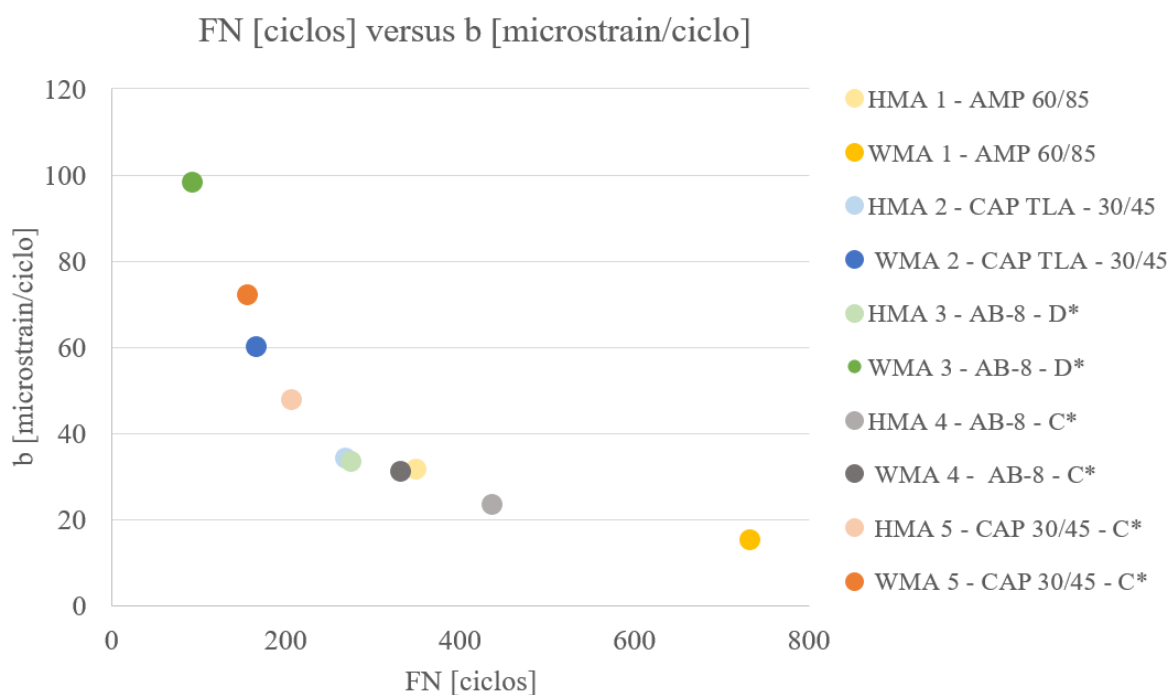


Figura 72: Comparação dos resultados de FN [ciclos] *versus* a taxa b [microstrain/ciclo]

A Figura 73 apresenta as curvas de deformação permanente *versus* ciclos para as misturas moldadas com AB-8. A Figura 74 apresenta a comparação dos resultados obtidos entre as misturas 2 e 5 que possuem CAP 30/45.

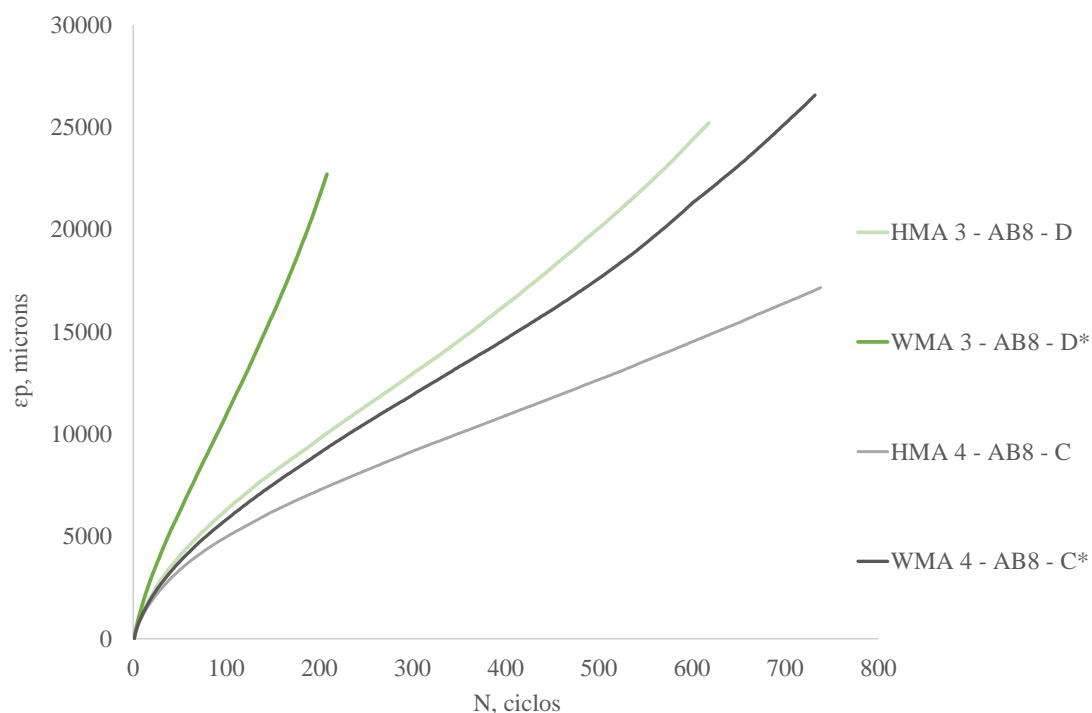


Figura 73: Comparação dos resultados obtidos com AB-8 – NBR 16505

As misturas HMA 4 e WMA 4, dosadas com cal calcítica demonstraram desempenho superior ao das misturas dosadas com a cal dolomítica (HMA 3 e WMA 3), fato explicado pela maior concentração de dióxido de cálcio disponível na cal calcítica. A mistura HMA 4 teve desempenho 35 % superior à HMA 3 e a mistura WMA 4 apresentou desempenho 70 % superior ao da mistura WMA 3. Isto demonstrou que as misturas mornas foram mais suscetíveis à adição da cal e, como analisado por Bock (2012) nos ensaios de *creep* a inserção da cal calcítica foi mais benéfica, aumentando a resistência da mistura à deformação permanente.

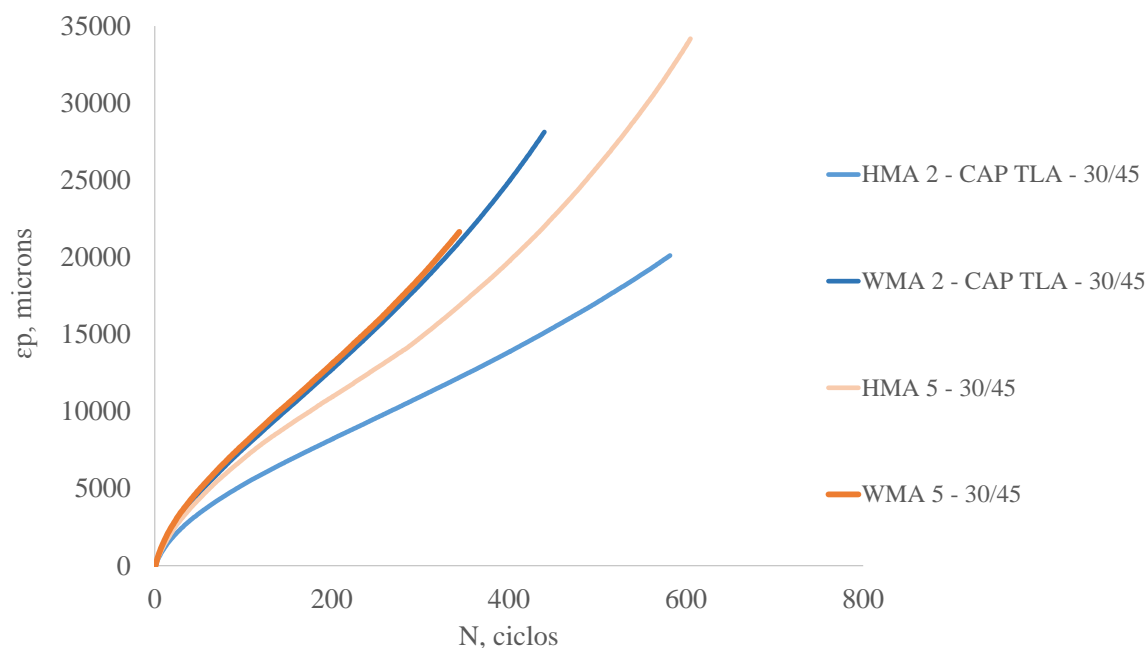


Figura 74: Comparação dos resultados obtidos com CAP TLA -30/45 e CAP 30/45 – NBR 16505

Ao se analisar as misturas HMA 2, WMA 2, HMA 5 e WMA 5 que possuem CAP convencional (30/45) em suas composições, percebe-se que a inserção do TLA gera um aumento no FN (HMA 2 e WMA 2), porém este aumento não é significativo. As misturas mornas apresentaram uma diferença de 6 %, já entre as misturas quentes essa diferença foi de 23 %, salientando que a inserção do TLA foi mais perceptível nas misturas quentes, isto pode ter ocorrido devido a interação do TLA com o aditivo surfactante.

Entre a Figura 75 e a Figura 77 se apresentam comparações dos resultados de FN encontrados durante esta pesquisa e resultados encontrados da literatura (NASCIMENTO, 2008; ONOFRE, 2012 e BARROS et al., 2015).

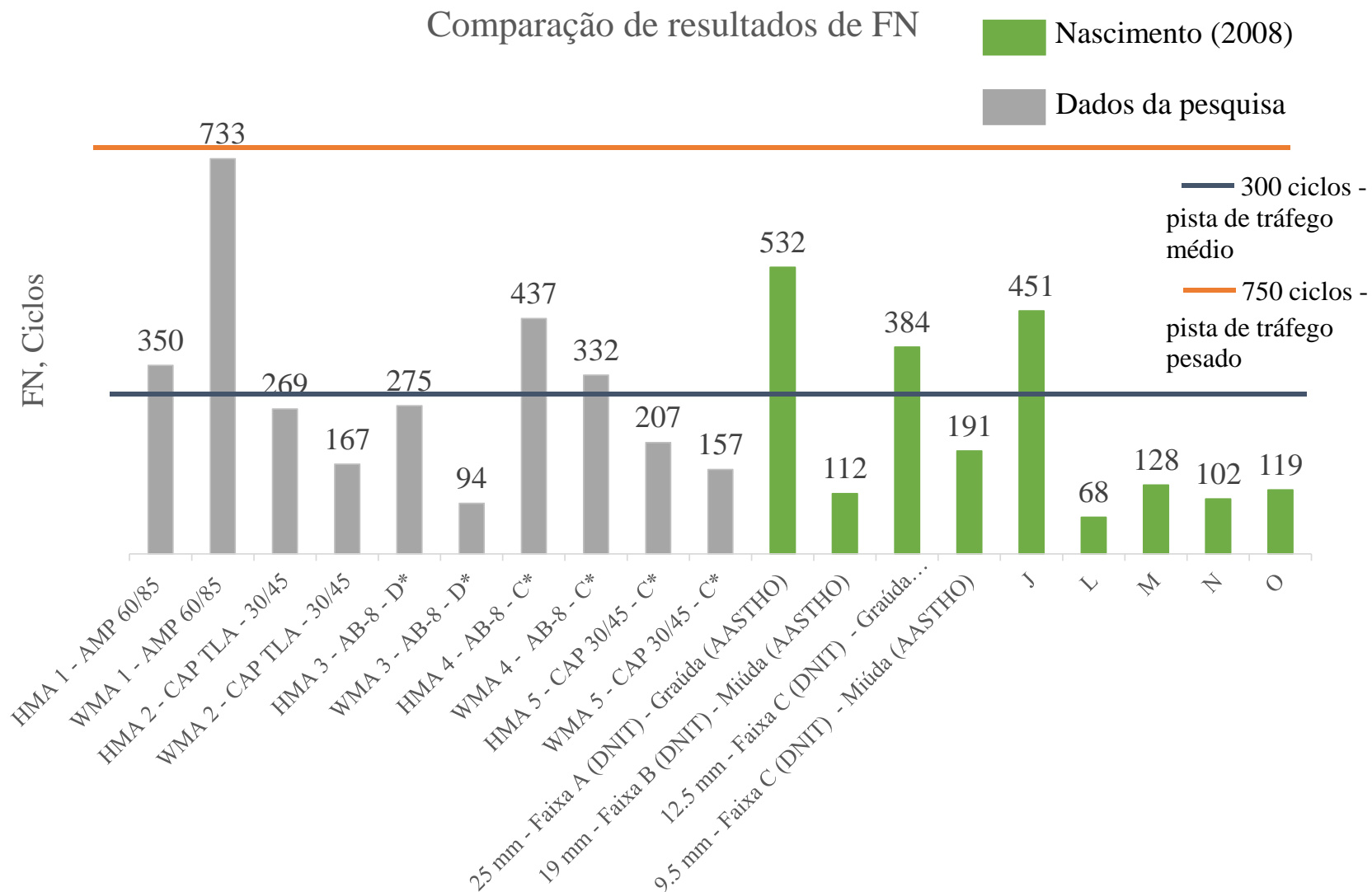


Figura 75: Comparação dos resultados obtidos por Nascimento (2008) e os resultados da presente pesquisa

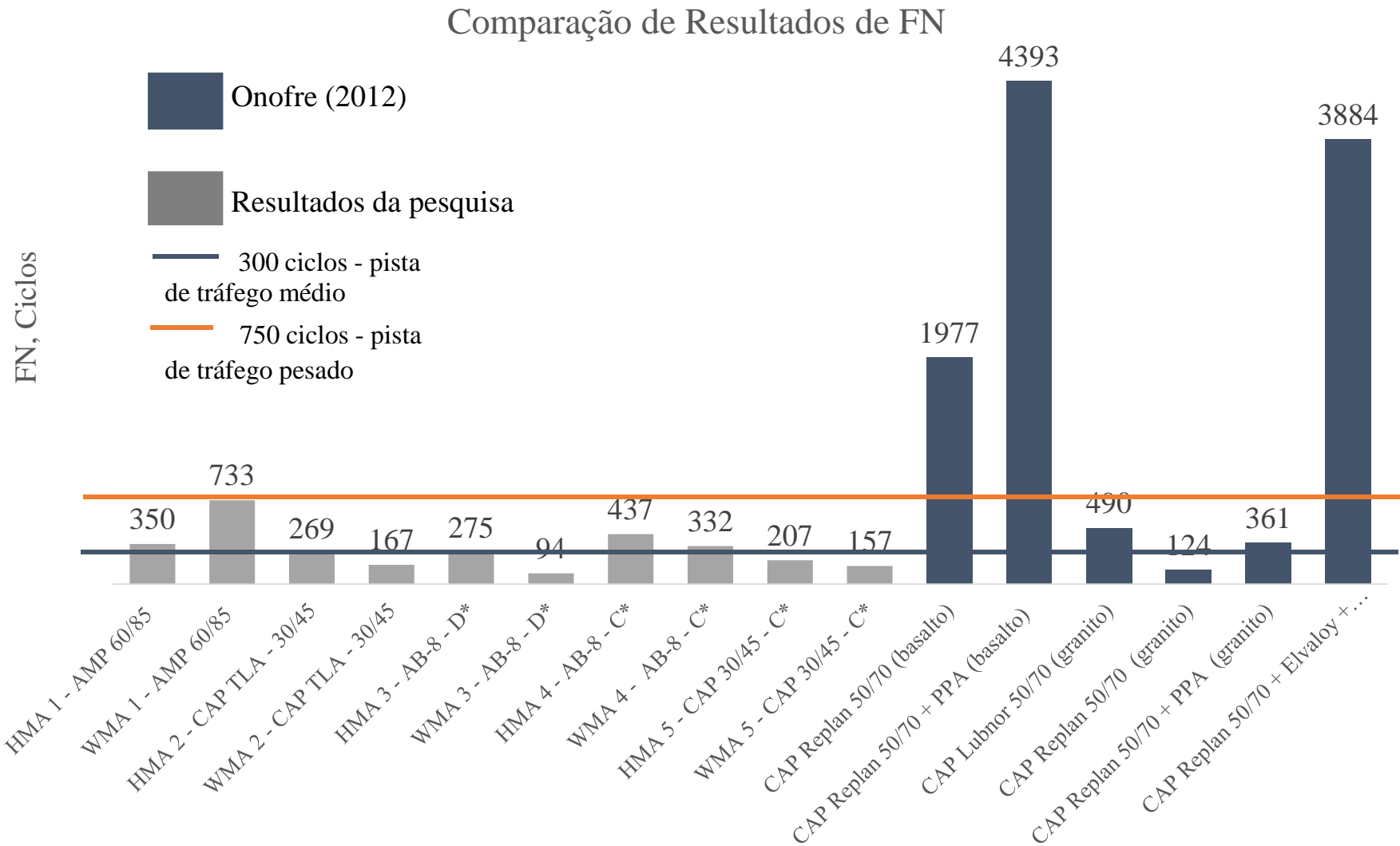


Figura 76: Comparação dos resultados obtidos por Onofre (2012) e os resultados da presente pesquisa

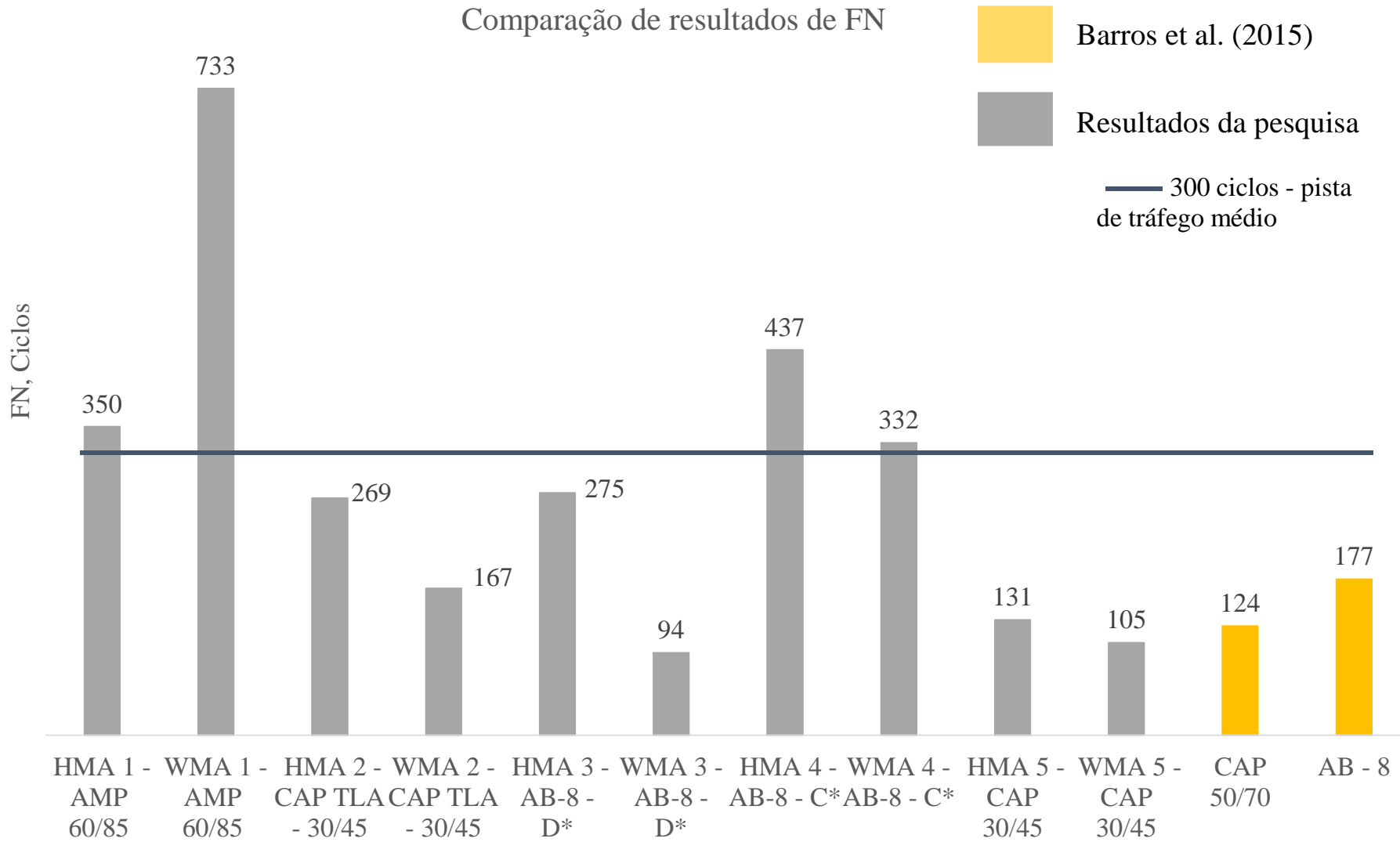


Figura 77: Comparação dos resultados obtidos por Barros et al. (2015) e os resultados da presente pesquisa

Comparando os resultados obtidos na pesquisa com aos dados da literatura apresentados, percebe-se que os valores de FN são próximos com exceção de algumas misturas com asfaltos modificados ou aditivos, como é o caso das misturas estudadas por Onofre (2012).

Conforme os parâmetros de referência sugeridos por Nascimento (2008) (Tabela 6) para avaliação da susceptibilidade à deformação permanente das misturas asfálticas é possível notar que a maioria das misturas não atingiu se quer os critérios para serem empregadas em pistas de tráfego médio; somente 44% das misturas atingiram $FN > 300$. Ao analisar o critério necessário para as misturas serem empregadas em pista de tráfego pesado ($FN > 750$), então somente 11% das misturas atingiram este critério.

Observa-se que os parâmetros sugeridos por Nascimento (2008) são conservadores. Havendo a necessidade de se estudar a deformação permanente das misturas asfálticas no intuito de buscar materiais mais resistentes, ou mesmo sugerir novos balizadores de referência. As misturas aqui investigadas, foram dosadas a luz da boa técnica com emprego de materiais convencionalmente utilizadas em obras viárias. Ainda assim, o desempenho obtido quanto à deformação permanente, a partir do FN, pode ser considerado insuficiente a várias das misturas conforme pôde ser visto nos resultados apresentados.

4.5.2 Resultados do Ensaio Uniaxial de Carga Repetida – AASTHO TP 79-15

A seguir estão apresentados os resultados médios encontrados para o EUCR pela norma da AASTHO (3 amostras por mistura), cuja principal variação está na tensão aplicada (600 kPa). A Tabela 41 apresenta os dados médios obtidos para cada mistura. A

Figura 78 apresenta as curvas deformação *versus* ciclos resultantes do ensaio.

Tabela 41: Resultados obtidos no EUCR – AASTHO TP 79-15

| Norma | Mistura | VV médio (%) | VV desvio padrão | FN, ciclos | FN, desvio padrão | Valores médios da curva média de deformação | | | | | | |
|--------------------|-------------------------|--------------|------------------|------------|-------------------|---|------|---------|--------|-------------------------------|-------------------------------|-----------------------|
| | | | | | | A | B | C | D | $\epsilon_p 10$ [microstrain] | $\epsilon_p FN$ [microstrain] | b [microstrain/ciclo] |
| AASTHO TP 79-15 | HMA 1 - AMP 60/85 | 6.9 | 0.06 | 131 | 7 | 2081 | 0,47 | 149,76 | 0,0162 | 6183 | 21494 | 127 |
| | WMA 1 - AMP 60/85 | 6.6 | 0.21 | 105 | 31 | 2020 | 0,51 | 168,30 | 0,0215 | 6620 | 21860 | 160 |
| | HMA 2 - CAP TLA - 30/45 | 6.7 | 0.21 | 156 | 75 | 1754 | 0,46 | 899,84 | 0,0099 | 5199 | 18126 | 89 |
| | WMA 2 - CAP TLA - 30/45 | 6.7 | 0.35 | 54 | 10 | 1801 | 0,56 | 1454,57 | 0,0201 | 6910 | 18815 | 271 |
| | HMA 3 - AB-8 - D* | 6.7 | 0.10 | 46 | 5 | 2260 | 0,54 | 1379,44 | 0,0232 | 8247 | 20691 | 346 |
| | WMA 3 - AB-8 - D* | 6.9 | 0.23 | 34 | 4 | 1743 | 0,64 | 82,14 | 0,0604 | 7630 | 18097 | 436 |
| | HMA 4 - AB-8 - C* | 7.0 | 0.23 | 132 | 63 | 2107 | 0,44 | 10,20 | 0,0020 | 5229 | 19332 | 116 |
| | WMA 4 - AB-8 - C* | 6.8 | 0.21 | 78 | 16 | 1497 | 0,60 | 671,73 | 0,0182 | 6076 | 21601 | 228 |

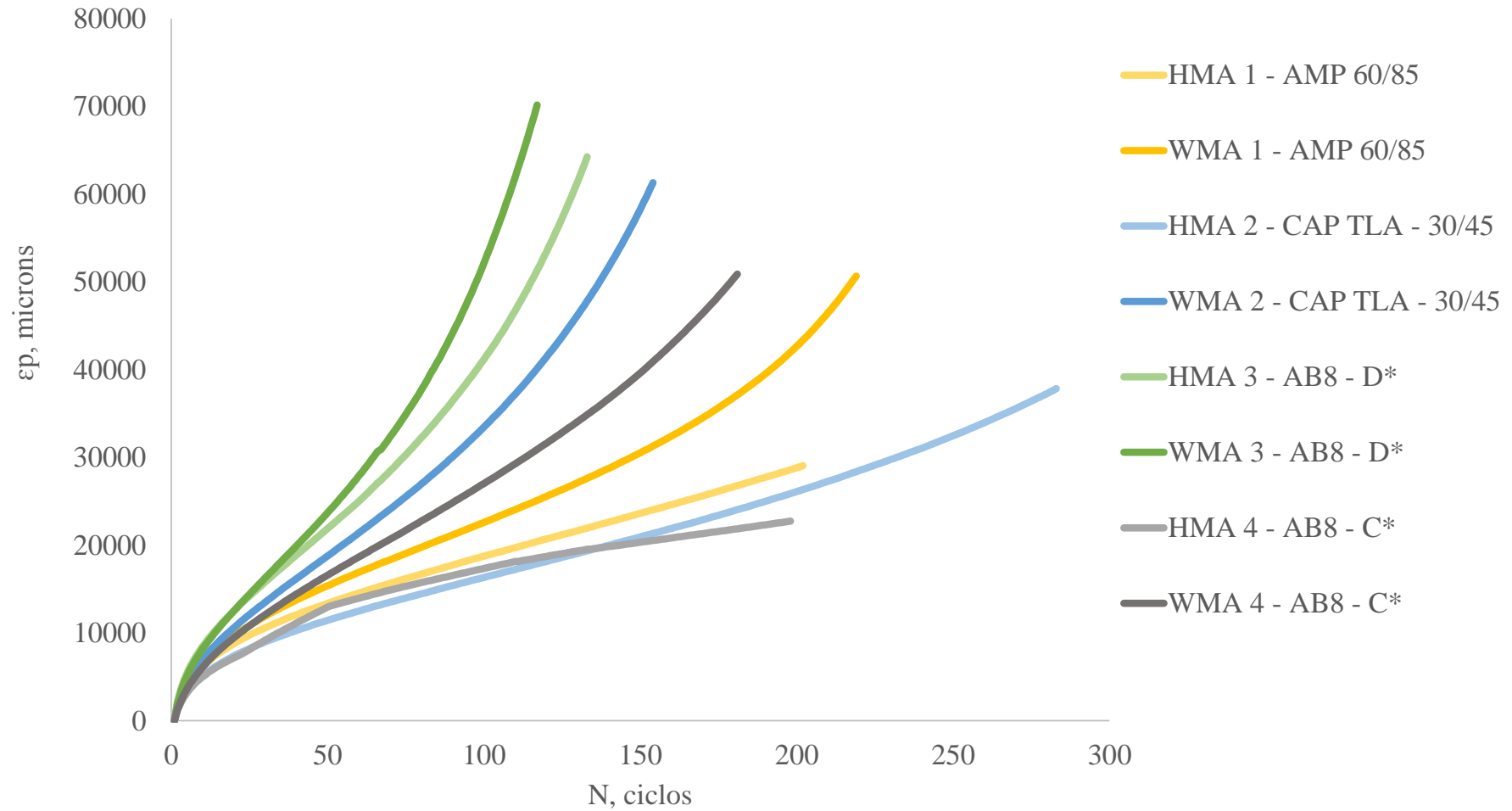


Figura 78: Gráfico dos resultados obtidos no EUCR – AASTHO TP 79-15

Usando o procedimento de ensaio da AASTHO TP 79/2015, todas as misturas mornas tiveram desempenho inferior ao das misturas quentes.

A mistura HMA 2 foi a que apresentou maior FN em comparação as misturas estudadas. Constatou-se também que as misturas 2 foram as que atingiram a maior diferença entre o FN entre a mistura quente e a mistura morna. A mistura HMA 2 teve aproximadamente desempenho 3 vezes superior ao da mistura WMA 2.

Observando os critérios apresentados na Quadro 2, estabelecidos pela AASTHO TP 79 (2015), que distingue as misturas quentes e mornas, verificou-se que todas as misturas mornas alcançaram o critério de FN para serem empregadas em pistas de tráfego médio ($FN > 30$ ciclos). A mistura WMA 1 atingiu o critério para ser empregada em pistas de tráfego pesado ($FN > 105$ ciclos). Entre as misturas quentes apenas a mistura HMA 3 não atingiu os critérios para ser utilizada em pistas de tráfego médio ($FN > 50$ ciclos).

Salienta-se que os critérios estabelecidos para os níveis de FN (AASTHO TP 79-2015) foram estabelecidos considerando o tempo e temperatura distintos de envelhecimento das misturas quente e morna e que o EUCR é realizado em temperaturas diferentes de acordo com o PG do ligante. Essas variações podem ocasionar alguma divergência quanto ao critério de aceite da mistura, já que na presente pesquisa utilizou-se o mesmo tempo de envelhecimento e a mesma temperatura de ensaio para misturas quentes e mornas. Haveria necessidade de se realizar mais ensaios variando o tempo, temperatura de envelhecimento e temperatura de ensaio das misturas para confirmar os resultados obtidos.

Em todas as misturas percebeu-se que a deformação permanente no FN foi próxima, na ordem de 20.000 [microstrain] (3,0 mm). Esta deformação mais elevada foi percebida devido a carga de carregamento ser mais elevada. A principal variação observada também foi na taxa de deformação (b), que seguiu o mesmo raciocínio das misturas ensaiadas pela norma brasileira. Quanto maior o FN menor a taxa b. Os valores da taxa b também foram mais elevados devido a carga de carregamento como apresentado na Tabela 41.

A seguir na Figura 79 e Figura 80 são apresentadas as comparações dos resultados médios encontrados para as misturas quentes e mornas respectivamente, pelas duas normas utilizadas nos ensaios.

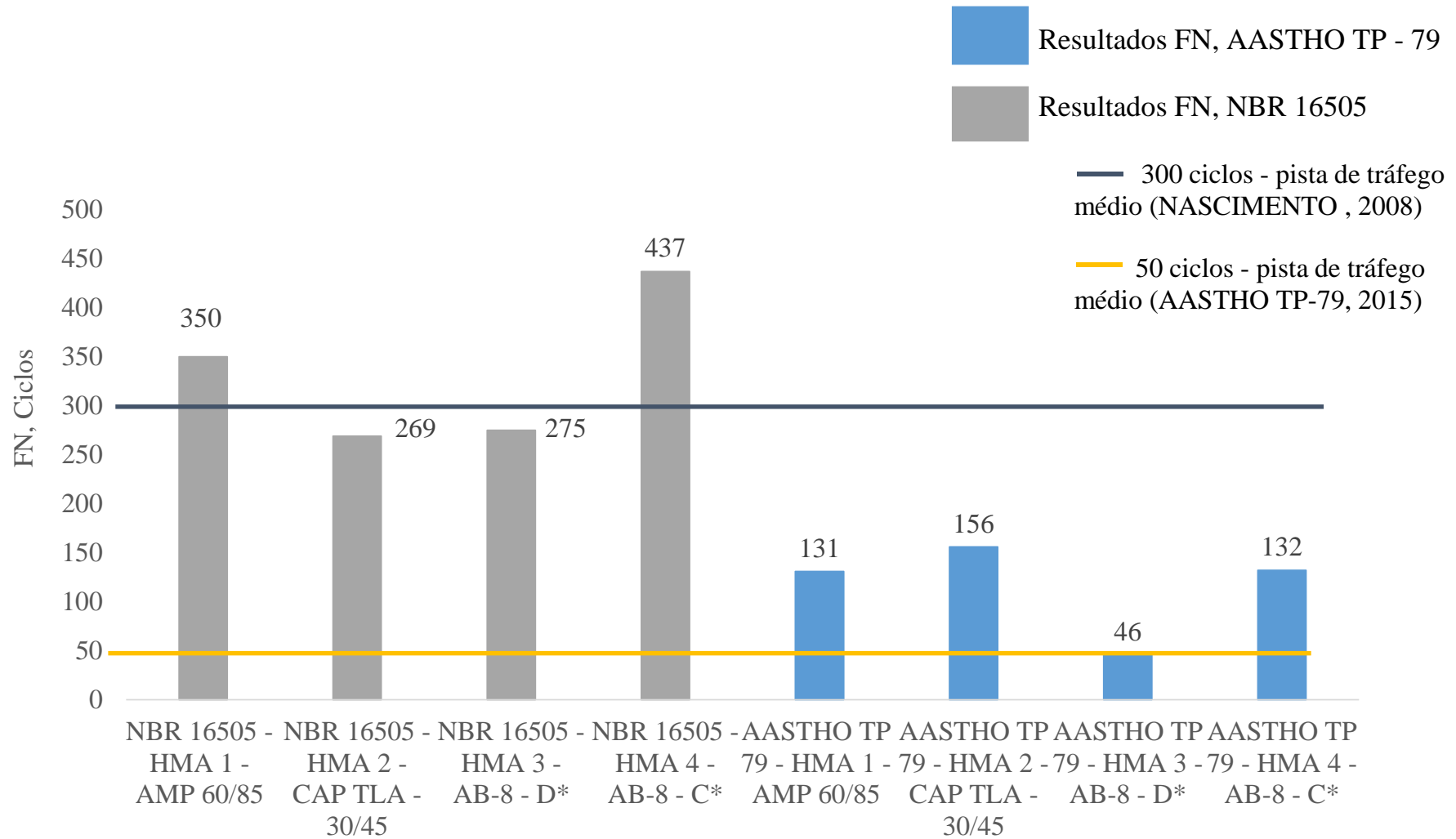


Figura 79: Comparação dos resultados de HMA pelas duas normas analisadas

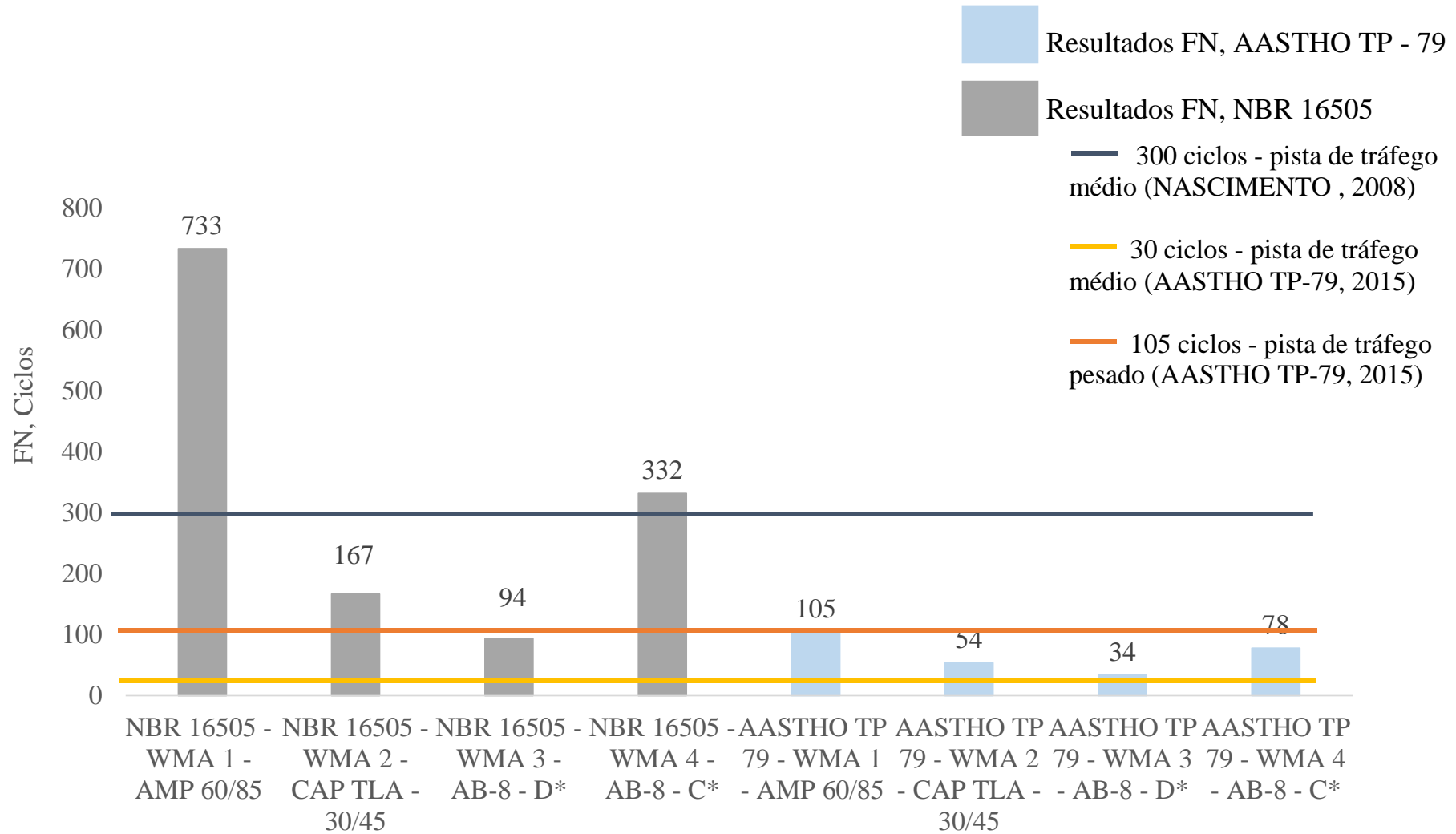


Figura 80: Comparação dos resultados de WMA pelas duas normas analisadas

Comparando os resultados obtidos pelas duas normas verifica-se que apesar da carga mais elevada utilizada nos ensaios pela norma americana, os critérios estabelecidos para a utilização das misturas em campo são mais brandos.

Pelos resultados dos ensaios da norma brasileira e seguindo os critérios estabelecidos por Nascimento (2008), 25 % das misturas quentes atingiram o critério para utilização em pista de tráfego médio. Já quando os ensaios foram realizados pela norma americana 75 % das misturas atingiram o critério para utilização em pista de tráfego médio.

Considerando os resultados das misturas mornas, pela norma brasileira, 50 % das misturas mornas atingiram o critério para utilização em pista de tráfego médio. Pela norma americana 100 % das misturas mornas atingiram o critério para utilização em pista de tráfego médio e 25 % atingiram o critério para utilização em pista de tráfego pesado. Como mencionado anteriormente há a necessidade de comprovar os resultados obtidos pela norma americana, variando o tempo e temperatura de envelhecimento da mistura e a temperatura de ensaio.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas durante a realização da presente dissertação, assim como algumas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros. Destaca-se que todas as conclusões se limitam aos materiais e procedimentos estudados neste trabalho.

5.1 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como principal objetivo avaliar o desempenho à deformação permanente de misturas asfálticas quentes e mornas com foco no parâmetro *Flow Number*. A partir dos resultados obtidos, foi possível fazer as seguintes conclusões:

- Os resultados reológicos dos ligantes (MSCR) podem ser utilizados para ajudar na seleção de ligantes com melhor desempenho à deformação permanente, contudo a escolha tem que ser cautelosa pois alguns resultados de FN mostraram discordância com os resultados de MSCR;
- Durante a realização do DUI não foi possível verificar uma diferença significativa entre os resultados das misturas mornas e das misturas quentes, inicialmente esperava-se que as misturas mornas tivessem melhor desempenho visto que o aditivo utilizado possui características que melhoram a adesividade agregado - ligante;
- No geral as misturas quentes apresentaram uma maior rigidez em relação a sua mistura morna, maiores valores de MR e RT, fato explicado pelas temperaturas de usinagem e compactação das misturas mornas serem reduzidas, havendo um menor envelhecimento do ligante;
- As misturas com CAP TLA- 30/45 e CAP 30/45 apresentaram os maiores valores médios de MR em relação as misturas com polímero e borracha. Contudo, isto não se traduz em maior resistência à deformação permanente;

- No ensaio de MD não houve variação significativa entre os resultados sendo que as misturas mornas apresentaram valor superior ao das misturas quentes;
- Verificou-se que a mistura WMA 2 – CAP TLA – 30/45 e a mistura HMA 3 – AB-8-D* apresentaram os maiores valores de MD o que implicaria em uma maior resistência à deformação permanente, porém este fato não foi verificado nos EUCR tanto pela norma brasileira quanto pela norma americana;
- O ensaio uniaxial de carga repetida se mostrou-se adequado para identificar a suscetibilidade da mistura asfáltica à deformação permanente, detectou-se que o ensaio seria inadequado para modelar a evolução da deformação permanente ao longo da vida útil de um pavimento, já que o ensaio é realizado em uma temperatura e em uma tensão sendo eficiente para fins de dosagem;
- Os critérios de FN sugeridos para utilização das misturas asfálticas em campo por pesquisadores brasileiros se mostrou severo em comparação aos critérios internacionais da AASTHO, sendo necessário maiores estudos para aperfeiçoar estes valores;
- A utilização do modelo de Francken mostrou-se adequada tanto para misturas com ligantes modificados quanto misturas com ligante convencional;
- O procedimento adotado para a fabricação das amostras e realização dos ensaios mostrou-se adequando, alcançando resultados semelhantes para as amostras de uma mesma mistura;
- A leitura dos deslocamentos verticais pelos extensômetros mostrou-se ineficaz isto ocorreu provavelmente pela dimensão das hastes ser maior que o recomendado na NBR 16505, concluindo que deva ser realizado um estudo para aprimorar estas medições;
- Ao analisar-se o ensaio uniaxial de carga repetida pela norma brasileira - NBR 16505/2016, observou-se que as misturas mornas obtiveram desempenho inferior as

misturas quentes com exceção da mistura WMA1- AMP 60/85 que teve desempenho superior à sua mistura quente segundo a ABNT;

- A mistura WMA 1- AMP 60/85 obteve o melhor desempenho à deformação permanente quanto ao parâmetro FN pela norma brasileira, já pela norma americana a mistura HMA 2 – TLA - 30/45 foi a que obteve o melhor desempenho, sendo assim necessário maiores estudos para avaliar o resultado de ensaio distinto entre as normas;
- Ao analisarmos as misturas moldadas com asfalto borracha constatou-se que a mistura dosada com cal calcítica teve desempenho superior ao da mistura com cal dolomítica comprovando os benefícios da cal calcítica, que possui maior concentração de óxido de cálcio disponível;
- Ao inserimos TLA nas misturas (HMA 2 e WMA 2), observa-se que há um aumento no FN, principalmente na mistura quente;
- Nos ensaios uniaxiais de carga repetida pela norma americana AASTHO TP 79-2015, ao analisarmos os critérios estabelecidos aplicação da mistura em campo verifica-se que as misturas obtiveram desempenho superior. Salienta-se que os resultados foram obtidos a partir de uma variação do tempo e da temperatura de envelhecimento da mistura e da temperatura de ensaio do que é estipulado na norma americana, sendo necessária a realização de mais ensaios para confirmar os resultados obtidos.
- Ao analisar os resultados do EUCR verificou-se que o FN tende a negligenciar a magnitude das deformações, visualizando primordialmente a taxa em que as deformações crescem na zona secundária;
- Salienta-se que este trabalho serviu de subsídio para discussões quanto o desempenho de misturas asfálticas quanto a deformação permanente pela norma brasileira na UFRGS, visando que a norma foi publicada durante a realização da pesquisa.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para expandir os conhecimentos quanto ao desempenho das misturas asfáltica a partir do critério de FN sugere-se:

- Monitorar o comportamento de pistas experimentais visando comparar o desempenho em campo e em laboratório das misturas asfáltica.
- Avaliar os critérios utilizados para estipular a utilização das misturas em campo;
- Analisar diferentes faixas granulométricas para o mesmo ligante;
- Analisar a influência da temperatura de ensaio na obtenção do FN;
- Avaliar a obtenção do ciclo inicial da zona secundária para que seja feita uma análise mais apurada do início da zona secundária, já que a principal diferença entre as misturas é a taxa em que a deformação acontece;
- Estudar os parâmetros oriundos do modelo de Francken, verificando se há uma relação com o comportamento distinto das misturas;
- Compreender as diferenças de realizar o ensaio através da norma brasileira e da norma américa;

REFERÊNCIAS

ADORJÁNYI, K.; FÜLEKI, P. **Correlation between permanent deformation-related performance parameters of asphalt concrete mixes and binders.** Central European Journal of Engineering, 2013, p. 534 – 540.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BICOMBÚSTIVEIS. **Resolução 19**, de 11 de julho de 2005. [Brasília], 2005. Não paginado.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BICOMBÚSTIVEIS. **Resolução 39**, 24 de dezembro de 2008. [Brasília], 2008. Não paginado.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BICOMBÚSTIVEIS. **Resolução 32**, de 21 de setembro de 2010. [Brasília], 2010. Não paginado.

ALAVI, A. H.; AMERI, M.; GANDOMI, A. H.; MIRZAHOSSEINI, M. R. **Formulation of flow number of asphalt mixes using a hybrid computational method.** Construction and Building Materials, 2010, p. 1338-1355.

AMERICAM ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIO. **Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Asphalt Mixtures Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT).** AASHTO Designation: TP - 79-15. 2015.

APEAGYEI, A. K.; DIEFENDERFER, B. K. **Asphalt concrete rutting resistance assessment by the flow number test.** Transportation and Development Institute Congress, ASCE, 2011, p 406-417.

APEAGYEI, A. K. **Flow number predictive models from volumetric and binder properties.** Construction and Building Materials, 2014, p. 240-245.

ASPAHLT INSTITUTE. **Asphalt Handbook.** Manual series no. 4 (MS-4). 7th Edition. USA, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 30: Agregado miúdo - determinação da absorção de água.** Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15184: Materiais betuminosos – determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional.** Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **BR 15086: Materiais betuminosos – determinação da recuperação elástica pelo ductilômetro.** Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15529: Asfalto borracha – propriedades reológicas de materiais não newtonianos por viscosímetro rotacional.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6576: Materiais asfálticos – determinação da penetração.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6560: Materiais betuminosos – determinação do ponto de amolecimento – Método do anel e bola.** Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15235: Materiais asfálticos – determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional.** Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16018: Misturas asfálticas – determinação da rigidez por compressão diametral sob carga repetida.** Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15573: Misturas asfálticas – determinação da densidade aparente e da massa específica aparente de corpos de prova compactados.** Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15619: Misturas asfálticas – determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas.** Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15087: Misturas asfálticas – determinação da resistência à tração por compressão diametral.** Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6296: Produtos betuminosos semissólidos – determinação da massa específica e densidade relativa.** Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16273: Misturas asfálticas – propriedades volumétricas de concreto asfáltico.** Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15617: Misturas asfálticas – determinação do dano por umidade induzida.** Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16505: Misturas asfálticas – resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida.** Rio de Janeiro, 2016.

BARROS, L. M. **Deformação Permanente de Revestimentos Asfálticos com Diferentes Ligantes: Comparação de Desempenho Através do Parâmetro *Flow Number*.** Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil. UFRGS. Dezembro, 2014.

BARROS, L. M.; BRITO, L. A. T. e CERATTI, J. A. P. **Desempenho quanto à deformação permanente de misturas asfálticas com diferentes ligantes.** Anais do XVIII Congresso Ibero Latino-americano del Asfalto (CILA). Bariloche, Argentina, 2015, p. 325-333.

BASTOS, J. B. S.; BORGES, R. L., SOARES, J. B., KLINSKY, L. M. G. **Avaliação em laboratório e em campo da deformação permanente de pavimentos asfálticos do Ceará e de São Paulo.** Revista Transportes, v 23, n. 2, 2015, p 44 – 55, 2015.

BDMEP – **Banco de dados meteorológicos para ensino e pesquisa.** INMET - CSC - BDMEP - Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa. www.inmet.gov.br. 2016.

BELL, C.A. **The prediction of permanent deformation in flexible pavements.** Thesis submitted to the University of Nottigham for the degree of Doctor of Philosophy. University of Nottingham, Reino Unido, 1978, 290 f.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfálticas: Formação básica para engenheiros**. PETROBAS. ABEDA. Rio de Janeiro, 2008. 3ª Reimpressão, 2010.

BILIGIRI, K. P.; KALOUSH, K. E.; MAMLOUK, M. S.; WITCZAK, M. W. **Rational Modeling of Tertiary Flow Asphalt Mixtures**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2001, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D. C., 2007, p. 63-72.

BOCK, A. L. **Efeitos da incorporação de cal hidratada em concretos asfálticos elaborados com ligante convencional e modificado**. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia. Porto Alegre, RS. 2012, 142 p.

BONAQUIST, R. **NCHRP Report 629 Ruggedness Testing of Dynamic Modulus and Flow Number Tests with Simple Performance Tester** National Cooperative Highway Research Program, 2008.

BONAQUIST, R. **NCHRP Report 702 Precision of the Dynamic Modulus and Flow Number Tests Conducted with the Asphalt Mixture Performance Tester** National Cooperative Highway Research Program, 2001.

BONAQUIST, R. **Evaluation of Flow Number (FN) as a Discriminating HMA Mixture Property**. Wisconsin Highway Research Program. Advanced Asphalt Technologies, LLC, WHRO 12-01. 2012.

BORGES, R. L. **Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do shift model viscoplástico e ensaios triaxiais de carga repetida**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2014, 195 f.

BOWER, N. **Laboratory Evaluation of Performance of Warm Mix Asphalt in Washington State**. Thesis (Master of Science in Civil Engineering), Washington State University, Department of Civil and Environmental Engineering, 2011, 124 p.

BRITO, L. A. T. **Avaliação e análise paramétrica do ensaio de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas.** Dissertação (Mestre em Engenharia na modalidade Acadêmico) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2006, 180 f.

BROWN, E R.; KANDHAL, P. S.; ZHANG, J. **Performance testing for hot mix asphalt.** 2001. National Center for Asphalt Technology. REPORT 01-05. Auburn, AL.

CALTRANS. **Caltrans Division of Maintenance.** Chapter 8 maintenance overlays. California, 2003.

CARVALHO, R. L. E. **Prediction of Permanent Deformation in asphalt.** Dissertation submitted to the Faculty of the Graduate School of the University of Maryland, College Park, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy, 2012, 267 f.

CAVALCANTI, L. S. **Efeito de Alguns Modificadores de Ligantes na Vida de Fadiga e Deformação Permanente de Misturas Asfálticas.** Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010, 196 f.

CENTOFANTE, R. **Estudo Laboratorial da Utilização de Material Fresado em Misturas Asfálticas Recicladas a Quente.** Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Santa Maria, UFSM. Santa Maria, RS, 2016.

CHOI, Y. **Development of a Mechanistic Prediction Model and Test Protocol for the Permanent Deformation os Asphalt Concrete.** Dissertation submitted to the Graduate Faculty of North Carolina State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. Civil Engineering. Raleigh, North Carolina. 2013, 238 f.

CHRISTENSEN, D. W. J. **NCHRP project 9 -33: A Mix Manual for Hot Mix Asphalt. Appendix C: Course Manual For Instructors and Participants.** National Cooperative Higway Research Program, 2010.

COOLEY, L. A. J.; KANDHAL, P. S.; BUCHANAN, M. S.; FEE, F.; EPPS, A. **Loaded Wheel Testers in the United States: State of the Practice**. 2000. National Center for Asphalt Technology. REPORT 00-04. Auburn, AL.

COUTINHO, B. N.; FABRRI, G. T. P. **Avaliação da reutilização da areia de fundição em misturas asfálticas densas do tipo CAUQ**. Revista Transportes, v 12, 2005, pp 50-57.

D'ANGELO, J.; HARM, E.; BARTOSZEK, J.; BAUMGARDNER, G.; CORRIGAN, M.; COWSERT, J.; HARMAN, T.; JAMSHIDI, M.; JONES, W.; NEWCOMB, D.; PROWELL, B.; SINES, R.; YEATON, B. **Warm-Mix Asphalt: European Practice**. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. American Association of State Highway and Transportation Officials. National Cooperative Highway Research Program, 2008.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 078/94: Agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso**. Brasília, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 089/94: Agregados – avaliação da durabilidade pelo emprego de solução de sulfato de sódio ou magnésio**. Brasília, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-MT 085/94: Material finamente pulverizado – determinação específica real**. Brasília, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 086/94: Agregado – determinação do índice de forma**. Brasília, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 084/95: Agregado miúdo – determinação da densidade real**. Brasília, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 193/96: Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos – determinação da densidade e da massa específica**. Brasília, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 054/97: Equivalente de areia**. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 083/98: Agregados – análise granulométrica.** Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 035/98: Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”.** Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 081/98: Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo.** Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNIT-ES 031/2006: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico.** Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNIT-ES 112/2009: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico com asfalto-borracha, via úmida, do tipo “Terminal Blending” – Especificação de serviço.** Rio de Janeiro, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNIT-ES 135/2010: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNIT-ES 136/2010: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2010.

DONGRÉ, R.; D’ANGELO, J.; COPELAND, A. **Refinement of Flow Number as Determined by Asphalt Mixture Performance Tester. Use in Routine Quality Assurance Practice.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2127, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D. C., 2009, pp. 127-136.

ELNASRI, M. M. H. **From binder to mixture: experimental programme on permanent deformation behaviour.** Thesis submitted to the University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy. University of Nottingham, Reino Unido, 2015, 263 f.

FHA; NAPA. **HMA Pavement Mix Rype Selection Guide.** Washington, DC, 2001.

FONTANA, A. F. **Análise laboratorial de misturas asfálticas abertas usinadas a quente com a utilização de diferentes ligantes.** Mestrado profissional em engenharia geotécnica da Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2009, 170 f.

FRANCKEN, L. **Permanent Deformation Law of Bituminous Road Mixes in Repeated Triaxial Compression.** Proceedings of the Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. I, pp. 483-496. The University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, 1977.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de Dimensionamento Mecânico - Empírico de Pavimentos Asfálticos – SISPA.** Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2007, 294 p.

FRITZEN, M. A. **Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio Teresópolis.** Tese (Mestre em Ciências em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, RJ, 2005, 291 p.

FRITZEN, M. A. **Desenvolvimento e Validação de Função de Transferência para previsão do Dano por Fadiga em Pavimentos Asfálticos.** Tese (Doutor em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, RJ, 2016, 286 p.

GAO, Y.; HUANG, X.; QI, Z.; ZHANG, J. **Characteristics and Prediction of Permanent in HMA.** Performance Modeling and Evaluation of Pavement Systems and Materials. Geotechnical Special Publication no. 195. ASCE, 2009.

GARDETE, D. C. **Pavement Performance Testing.** Dissertação submetida à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, como requisito parcial para a obtenção do grau de mestre em Engenharia Rodoviária. Coimbra. 2006, 186 f.

GOH, S. W.; YOU, Z. **A simple stepwise method to determine and evaluate the initiation of tertiary flow for asphalt mixtures under dynamic creep test.** Construction and Building Materials. ELSEVIR, 2009.

HAPI – Hawai’I Asphalt Paving Industry. **Asphalt Pavement Guide.** Hawai’I, 2012.

JADOUN, F. M. Calibration of the Flexible Pavement Distress Prediction Models in the Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (MEPDG) for North Carolina.

Dissertation submitted to the Graduate Faculty of North Carolina State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. Civil Engineering. Raleigh, North Carolina. 2011, 489 f.

JOHNSTON, M.; BRITO, L.; CERATTI, J.; RIBEIRO, R.; FARIA, H. Produção de Misturas Asfálticas Mornas com Agente Surfactante no Brasil. Sindicato da Indústria da Construção Pesada do Estado de São Paulo. Edição n°08, 2016.

KHANZAD, S. Permanent Deformation in bituminous Mixtures. Thesis submitted to the University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy. University of Nottingham, Reino Unido. 2000, 274 f.

KIM, Y. R. Modeling of Asphalt Concrete. ASCE PRESS. The American Society of Civil Engineers. United States, 2009.

KUTAY, E. M.; JAMRAH, A.; BAYRAKTAROGLU, H. Analysis of Flow Number Test Data on Asphalt Mixtures from Michigan for use in Pavement ME. 96th Annual Meeting TRB Committee. Washington, D. C. United States, 2017.

LACROIX, A. T. Performance Prediction of the NCAT Test Track Pavements Using Mechanistic Models. Dissertation (Doctor of Philosophy), Faculty of North Carolina State University. Civil Engineering. Raleigh, North Carolina. 2013, 233 f.

MA, W.; WEST, R. C.; DIEFENDERFER, B. K.; TAYLOR, A. J.; HEITZMAN, M. A. Effect of Recycling Agents and Production Techniques on Laboratory Performance Test Results of Cold Recycled Asphalt Mixtures. 96th Annual Meeting TRB Committee. Washington, D. C. United States, 2017.

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures. Wisconsin Highway Research Program 0092-01-02. University of Wisconsin – Madison Department of Civil and Environmental Engineering, 2004.

MEPDG. **Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide**. A Manual of Practice. AASTHO, 2008.

MILLER, J. S.; BELLINGER, W. Y. **Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Program (Fifth Revised Edition)**. FHWA-HRT-13-092. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2014.

MIRZAHOSSEINI, M.; NAJJAR, Y. M.; ALAVI, A. H.; GANDOMI, A. H. **Next-Generation Models for Evaluation of the Flow Number of Asphalt Mixtures**. International Journal of Geomechanics, ASCE, 2015.

MOCELIN, D. M. **Avaliação da Trabalhabilidade de Misturas Asfálticas Mornas com Emprego de Aditivo Surfactante**. Trabalho de Diplomação (Engenheiro Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015, 67 p.

MOHAMED, E. H. H.; YUE, Z. **Criteria for Evaluation of Rutting Potential Based on Repetitive Uniaxial Compression Test**. Transportation Research Record, 1454. Centre for Surface Transportation Technology; National Research Council of Canada; Ottawa, Ontario, Canada, 1994.

MOHSENI, A. **LTPP seasonal asphalt concrete (AC) pavement temperature models**. FHWA-RD-97-103. Office of Engineering R&D federal Highway Administration 63QO.Georgetown Pike MCLean, VA 22101-2296., 1998.

MOTTA, R. D. S. **Estudo de Misturas Asfálticas Mornas em Revestimento de Pavimentos para redução de Emissão de Poluentes e de Consumo Energético**. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade de São Paulo, SP. 2011, 229 P.

MOURA, E. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Doutor em Engenharia de Transportes. São Paulo, 2014, 299 f.

MUFTAH, A.; BAHDORI, A.; BAYOMY, F.; KASSEM, E. **Fiber-Reinforced Hot Mix Asphalt – Idaho Case Study**. 96th Annual Meeting TRB Committee. Washington, D. C. United States, 2017.

NASCIMENTO, L. A. H. do. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso compactador giratório e foco na deformação permanente.** Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008, 204 f.

ONOFRE, F. C. **Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico e aditivos poliméricos, enfatizando a resistência à deformação permanente.** Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2012, 160 f.

PARTL, M. N.; BAHIA, H. U.; CANESTRARI, F.; LA ROCHE, C. de.; DI BENEDETTO, H.; PIBER, H.; SYBILSKI, D. **Advances in Interlaboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials.** State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 206-ATB. RILEM, 2013.

PAZOS, A. G. **Efeito de propriedades morfológicas de agregados no comportamento mecânico de misturas asfálticas.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2015, 147 f.

PROWEEL, B. D.; HURLEY, G. C. H.; FRANK, B. **Warm-Mix Asphalt: Best Practices 3rd Edition.** U.S. National Asphalt Pavement Association. Quality Improvement Publication 125, 3rd Edition, 2012.

READ, J. **Fatigue cracking of bituminous paving mixtures.** Thesis submitted to the University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy. Department of Civil Engineering. University of Nottingham. Reino Unido, 1996, 306 f.

RODEZNO, M. C.; WST, R.; TAYLOR, A. **Comparison of Rutting Performance of HMA and WMA Mixtures using the Flow Number Test and Assessment of AASTHO TP 79-13 Rutting Criteria.** 94th Annual Meeting TRB, Washington, D. C. 2015.

ROY, N.; VEERARAGAVAN, A.; KRISHANAN, J. M. **Interpretation of flow number test data for asphalt mixtures.** Ice, Institution of Civil Engineers. Transport, volume 168, Issue TR3, Paper 1200070, 2015, pp. 191-199.

RUSHING, J. F.; LITTLE, D. N. **Static Creep and Repeated Load as Rutting Performance Tests for Airport HMA Mix Design**. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, 2014.

SARGAND, S.; KIM, S. **Comparação de ensaios laboratoriais para a caracterização de misturas betuminosas à deformação permanente**. Prepared in cooperation with the Ohio Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Ohio University Department of Civil engineering College of Engineering & Technology. FHWA/ O-H – 2001/14.

SOARES, J. S. **Investigação da relação entre parâmetros da compactação giratória e de deformação permanente em misturas asfálticas densas**. Dissertação apresentada à Escola de engenharia de São Carlos da Universidade de São Carlos de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa de Pós Graduação em Engenharia de Transportes. São Carlos, 2014, 110 f.

SOUSA, J. B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C. L. **Summary Report on Permanent Deformation in Asphalt Concrete**. SHRP-A/IR-91-104. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, D. C. 1991.

SUBRAMANIAN, V. A. **A Viscoplastic Model with Rate-Dependent Hardening for Asphalt Concrete in Compression**. Dissertation submitted to the Graduate Faculty of North Carolina State University in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. Civil Engineering. Raleigh, North Carolina. 2011, 102 f.

TAHERKHANI, H. **Experimental Characterisation of the Compressive Permanent Deformation Behavior in Asphalt Mixtures**. Thesis submitted to the University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy. Department of Civil Engineering. Univesirty of Nottingham. Reino Unido, 2006, 267 f.

TAIRA, C. **Avaliação do desempenho em laboratório de misturas asfálticas densas utilizando asfalto convencional (CAP -20) e asfalto modificado com polímero SBS (Betuflex B 65/60)**. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil. Área: Transportes. São Carlos, 2001, 192 f.

VASCONCELOS, K. L. **Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias.**

Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2004, 149 f.

VON QUINTUS, H. L.; MALLELA, J.; BONAQUIST, R.; SCHWARTZ, C. W.;

CARVALHO, R. L. **Calibration of Rutting Models for Structural and Mix Design.**

Washington, D. C., United States. National Cooperative Highway Research Program. NCHRP Report 719, 2012.

ZELELEW, H. M. **Simulation of the permanent deformation of asphalt concrete mixtures using discrete element method (DEM).**

Dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. Washington State University. Department of Civil and Environmental Engineering. 2008, 289 p.

ZHANG, J. **Effects of Warm-mix Asphalt Additives on Asphalt Mixture Characteristics and Pavement Performance.**

Civil Engineering. Theses (Master of Science) University of Nebraska. Lincoln, Nebraska, 2010, 89 p.

ZHANG, J.; ALVAREZ, A. E.; LEE, S. I.; TORRES, A.; WALUBITA, L. F. **Comparison of flow number, dynamic modulus, and repeated load tests for evaluation of HMA permanent deformation.**

Construction and Building Materials, 2013, p. 391-398.

ZHOU, F.; SCULLION, T.; SUN, L. **Verification and Modeling of Three-Stage Permanent Deformation Behavior of Asphalt Mixes.**

Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 130, No. 4, 2004.

WEN, H.; BLUSAL, S. **A Laboratory Study to Predict the Rutting and Fatigue Behavior of Asphalt Concrete Using the Indirect Tensile Test.**

Journal of Testing and Evaluation, Vol. 41, n. 2, 2013.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T.; EL-BASYOUNY, M.; QUINTUS, V. H. **Simple performance test for Superpave mix design.**

Washington, D. C., United States. National Cooperative Highway Research Program. NCHRP Report 465, 2002.

XU, T.; HUANG, X. **Investigation into causes of in-place rutting in asphalt pavement.**

Construction and Building Materials, 2011.

**APÊNDICE A - PROCEDIMENTO PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO
UNIAXIAL DE CARGA REPETIDA: FLOW NUMBER**

PROCEDIMENTO PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO UNIAXIAL DE CARGA REPETIDA: *FLOW NUMBER*

O ensaio uniaxial de carga repetida, cuja rotina é descrita neste procedimento, segue as recomendações da NBR 16505/2016.

O procedimento descrito é válido para uma prensa MTS 810 UTM.

Verificação Mecânica

Posicionar a câmara de temperatura, conforme ilustram as Figuras A1 e A2.

Figura A1 – Posicionamento da Câmara de temperatura



Figura A2 – Posicionamento da Câmara de temperatura



Após o posicionamento da câmara seguir os seguintes itens:

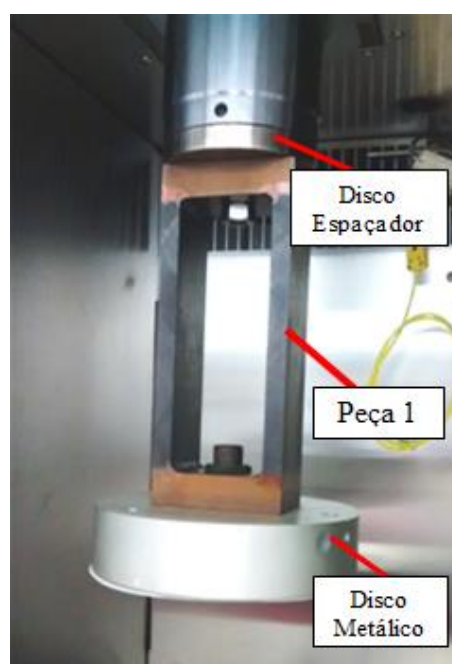
- a. Travar os pés da câmara;
- b. Verificar se todos os parafusos estão bem apertados;
- c. Colocar as espumas de isolamento térmico na parte superior e inferior.

Encaixar a peça 1, conforme Figura A3, na parte superior da prensa MTS. O encaixe da peça 1 é feito com uma rosca passando no centro da peça. Sobre a peça deve ser colocado um disco espaçador. E sob a peça 1 é encaixado um disco metálico, conforme detalhe da Figura A4, que é encaixado através de uma rosca passando através do centro das peças. O procedimento deve ser repetido para a parte inferior da MTS

Figura A3 – Detalha da Peça 1



Figura A4 – Posicionamento de Peças



Procedimento para Iniciar o Equipamento

No Quadro A1 é detalhado os passos que devem ser seguidos para a iniciar o equipamento.

Quadro A1 – Passos a serem seguidos para ligar o equipamento

| Procedimento para ligar a MTS |
|--|
| 1. Desligar os 4 botões de segurança |
| 2. Verificar se o pórtico está travado |
| 3. Ligar o computador |
| 4. Ligar a Flex Text GT Controller |
| 5. Acionar a bomba e o ventilador |
| 6. Acionar HPU |
| 7. Abrir Stations Manager |
| 8. Reset HPU |

Escolha do Programa no Station Manager

Depois que o programa iniciar, selecione o Project 1, conforme Figura A6 e a estação Res Mod_LARI, conforme Figura A7 para a realização do ensaio uniaxial de carga repetida.

Figura A6 – Project 1

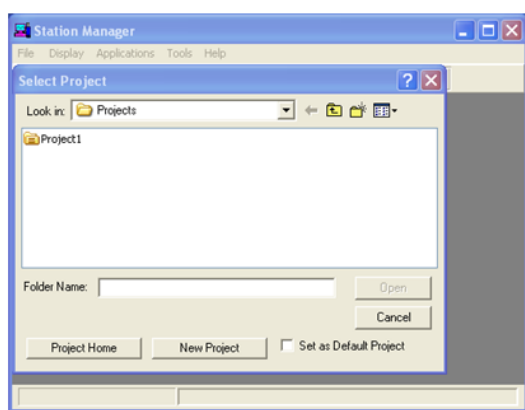
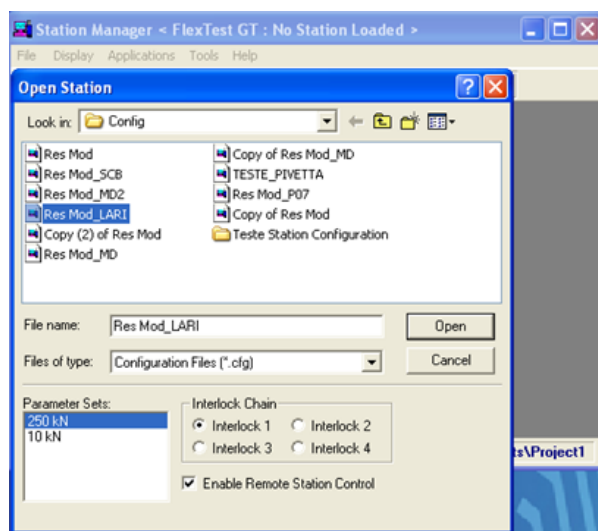


Figura A7 – Res Mod



OBS: Verificar se a configuração da célula de carga selecionada confere com a célula de carga instalada.

Após a seleção da “Station”, reset Interlock Manual.

*Caso o êmbolo da prensa MTS esteja abaixo do limite e o interlock 2, esteja ativado, primeiramente deve-se desativar o interlock e ergue o êmbolo (clicar em Detectors em Station Control e posteriormente desabilitar o interlock do displacement), Figura A8.

Habilitar HPU e HSM 1, conforme Figura A9.

Open Procedure, escolha o procedimento que será utilizado no ensaio: Carga repetida Flow Number 60, conforme Figura A10.

Figura A8 – Desativar o interlock

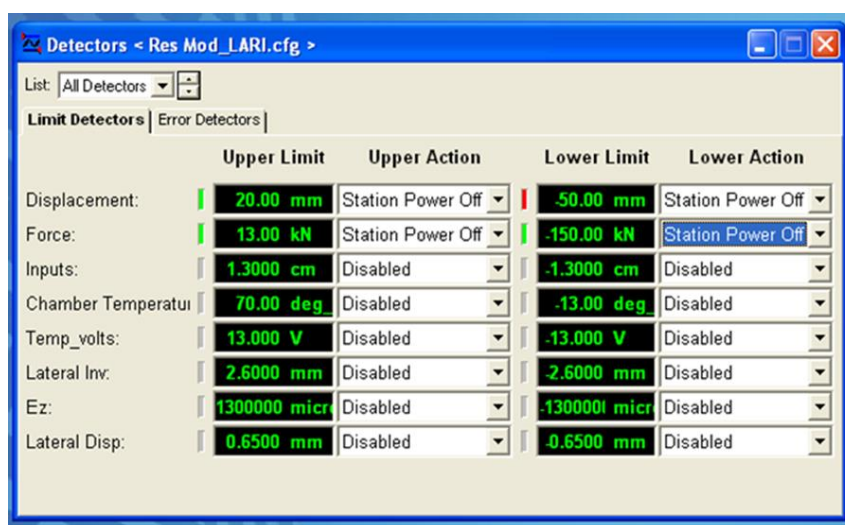


Figura A9 – Ligar HPU e HSM 1

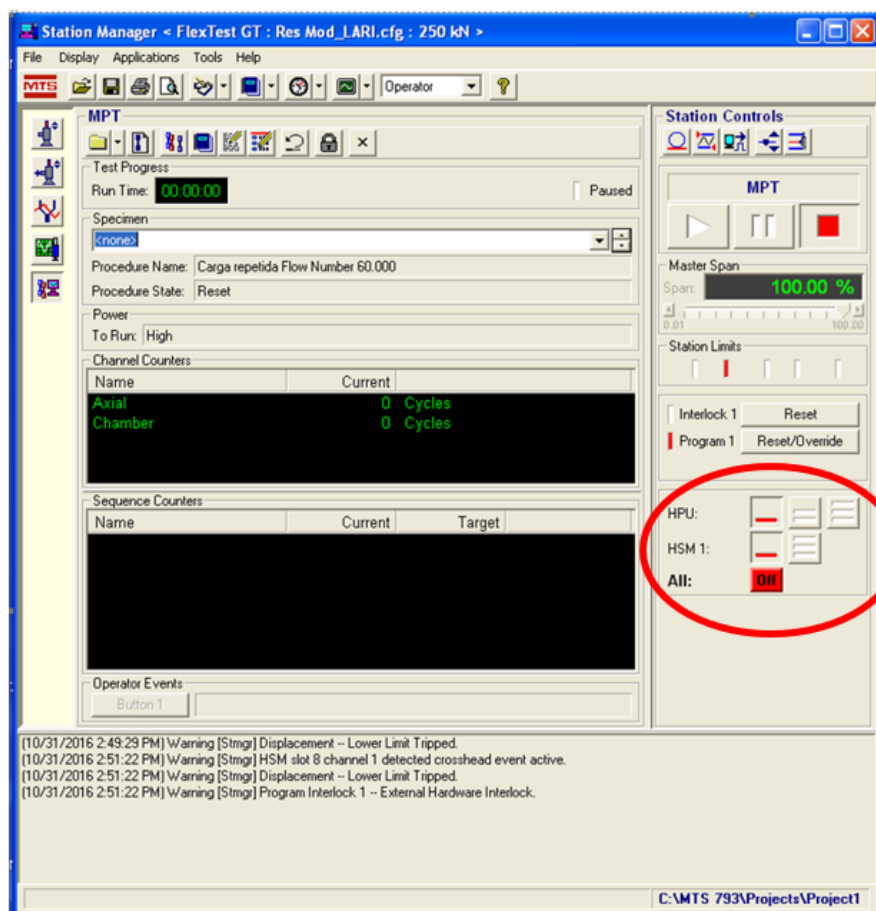
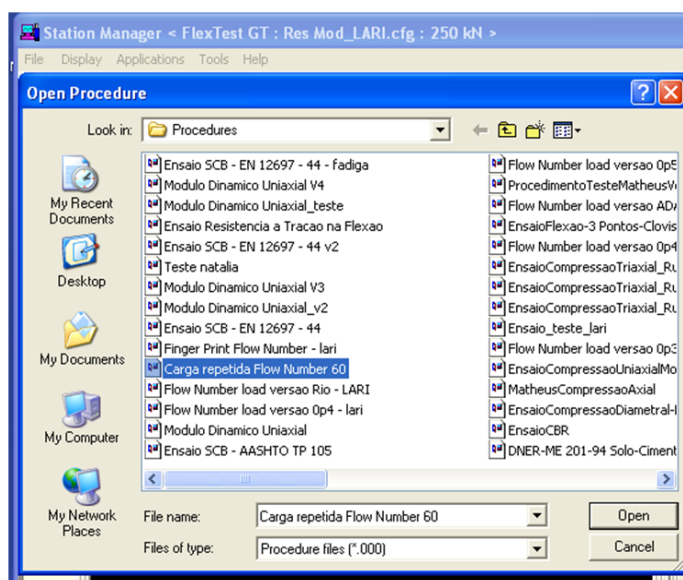


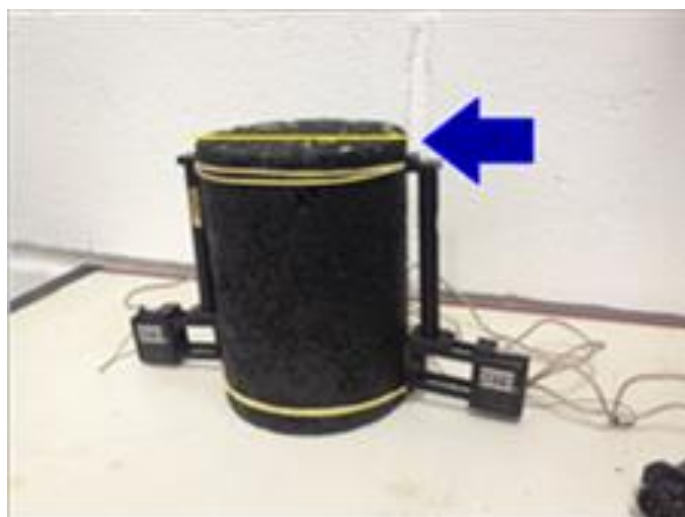
Figura A10 – Escolha do programa



Montagem do CP

Colocação dos sensores, fazer demarcação no CP para conferir o alinhamento dos sensores estes devem estar posicionados paralelamente entre si, conforme Figura A10.

Figura A10 – Colocação dos sensores no CP



Posicionar CP na câmara de temperatura, cuidando para mantê-lo centralizado no disco metálico e posicionar o top cap na parte superior do CP para a distribuição homogênea da carga, conforme Figura A11 e Figura A12.

Figura A11 – Colocação do Top-Cap



Figura A12 – Posicionamento do CP



Fazer conexão dos sensores, com o conector externo à câmara, verificando a conexão com os conectores corretos como mostra a Figura A13.

Figura A13 – Conexão dos sensores externos a câmara



Destruar o interlock mecânico dos sensores, como ilustrado na Figura A14.

Figura A14 – Detalhe do Interlock mecânico



Verificação do Posicionamento dos Sensores (TESTE)

Posicionar o êmbolo com o interlock manual

- ✓ Auto Offser
- ✓ Zerar sensor Force e Lateral Displacement
- ✓ Baixar o êmbolo até uma Force de contato $\sim -0,040$ KN
- ✓ Verificar se está tudo OK, após esta verificação subir o êmbolo novamente.

Condicionamento do CP

Ligar a câmara de temperatura, programar a temperatura desejada, o Quadro A2 apresenta temperaturas e tempos de condicionamentos recomendados pela NCHRP Report 465. A NBR 16505/2016 recomenda-se para o ensaio uso de 60 °C.

Deixar o CP condicionando por pelo menos 3 horas para que haja a homogeneização da temperatura.

Quadro A2 – Temperaturas e tempos de condicionamento recomendados

| Amostra de Teste de Temperatura, °C | Tempo, Hrs |
|-------------------------------------|------------|
| 25 | 0,54 |
| 20 | 1 |
| 37,8 | 1,5 |
| >54,4 | 2 |

(fonte: adaptado da NCHRP Report 465)

Para executar o controle da temperatura é instalado um CP de dummy com sensores conectados na parte interna e externa para verificar a mudança da temperatura. A Figura A15 apresenta o CP de dummy com os sensores de temperatura conectados.

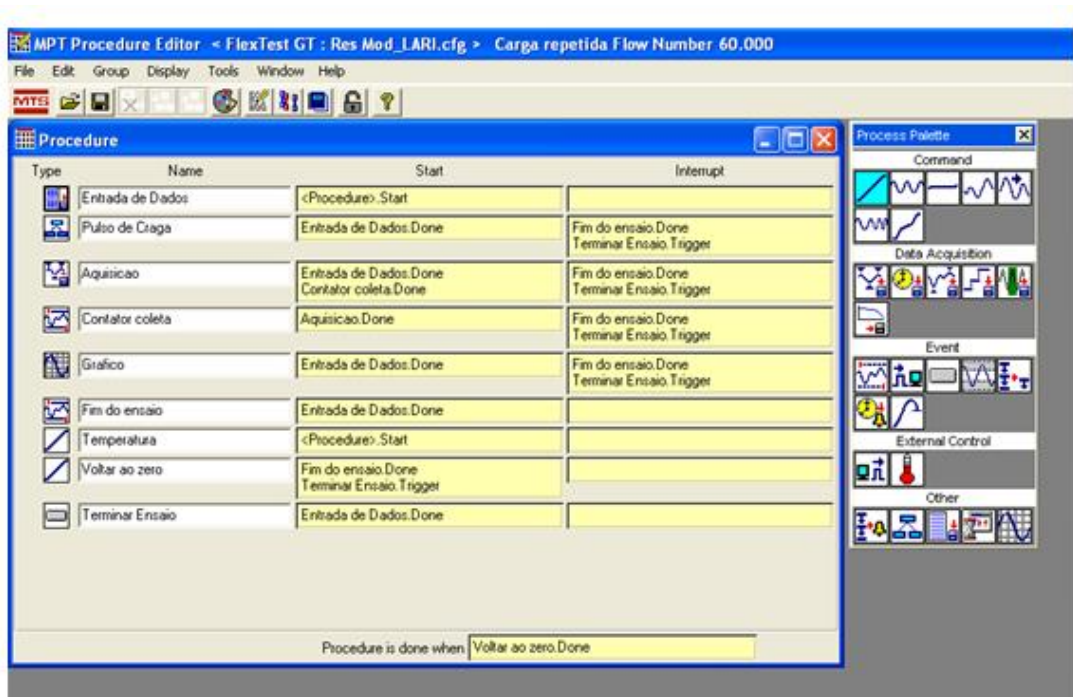
Figura A15 – CP para controle de temperatura



Verificação do Procedimento

Abrir o Procedure e verificar se as configurações estão de acordo com o ensaio que se deseja realizar, a Figura A16 apresenta os dados que devem ser checados.

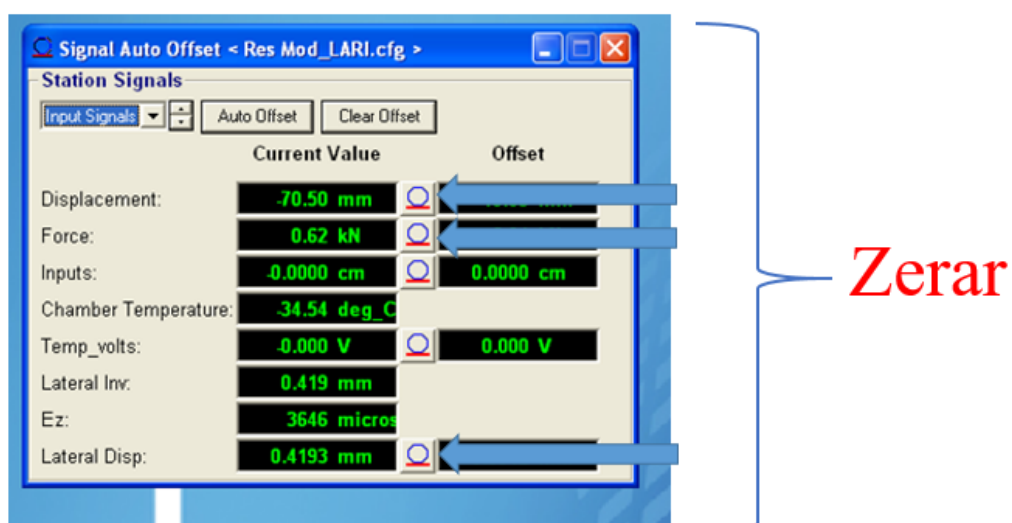
Figura A16 – Dados a serem verificados no Procedure



Ensaio

Zerar sensores: Force, Displacement e Lateral Disp. como apresentado na Figura A17.

Figura A17 – Station Signals



Após a verificação do Procedure e de zerar os parâmetros do ensaio seguir com os seguintes passos:

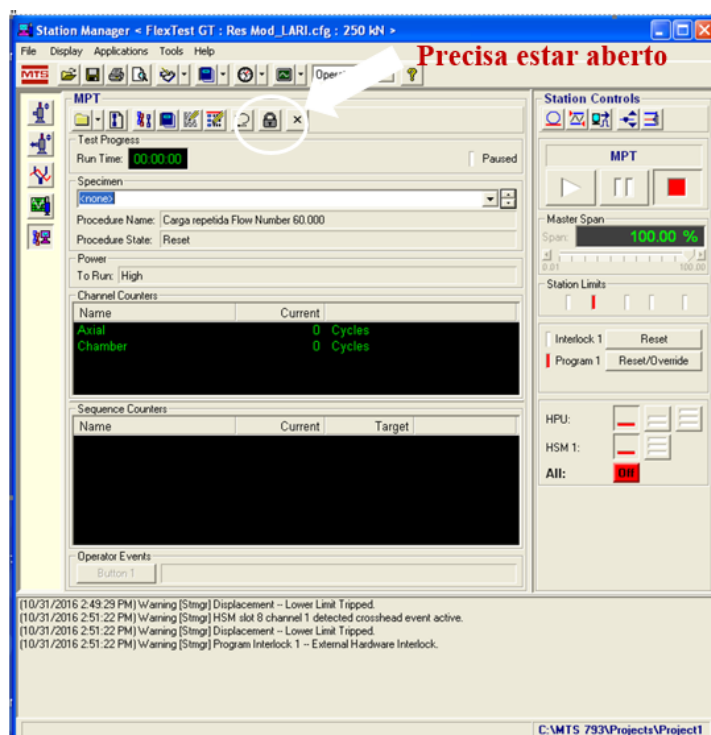
- ✓ Ajustar o êmbolo no comando manual;
- ✓ Aplicar uma Força $\sim -0,040$ KN;
- ✓ Desativar interlock manual – Manual Control;
- ✓ Reset Interlock e Program 1;
- ✓ New Specimen – Nome do ensaio;
- ✓ MPT Procedure Edito – Open Procedure – Carga Repetida Flow Number 60 (Caso não esteja aberto);
- ✓ MPT PLAY – Colocar os dados do operador e do ensaio;
- ✓ Aplicar carga de contato;
- ✓ Star – iniciar ensaio.

OBS: Sempre cuidar as deformações iniciais do CP, a qualquer problema acionar algum dos interlock de emergência.

Encerrar Ensaio

Abrir a rotina como indicado na Figura A18.

Figura A18 – Procedure



Levantar êmbolo no interlock manual

Desligar câmara de temperatura

Colocar travas dos sensores, (interlocks de medida da deformação), desconecta-los dos cabos externos e remove-los do CP

Retirar o CP da câmara

Levantar pórtico no interlock manual e **NÃO** se esquecer de trava o painel

Proceder com os passos de encerramento do equipamento, conforme o Quadro A3.

Quadro A3 – Passos para encerra o equipamento

| Procedimento para desligar a MTS |
|---|
| 1. Verificar se está rodando o ensaio |
| 2. Desativar HPU |
| 3. Desativar a bomba e o ventilador |
| 4. Fechar Station Manager |
| 5. Desligar Flex Test GT Controller |
| 6. Desligar o computador |

**APÊNDICE B – CURVAS OBTIDAS NA REALIZAÇÃO DO ENSAIO
UNIAXIAL DE CARGA REPETIDA: FLOW NUMBER**

CURVAS DOS RESULTADOS DO EUCR – NBR 16505/2016

A Figura B1 e a Figura B2, apresentam os dados encontrados para a mistura HMA 1.

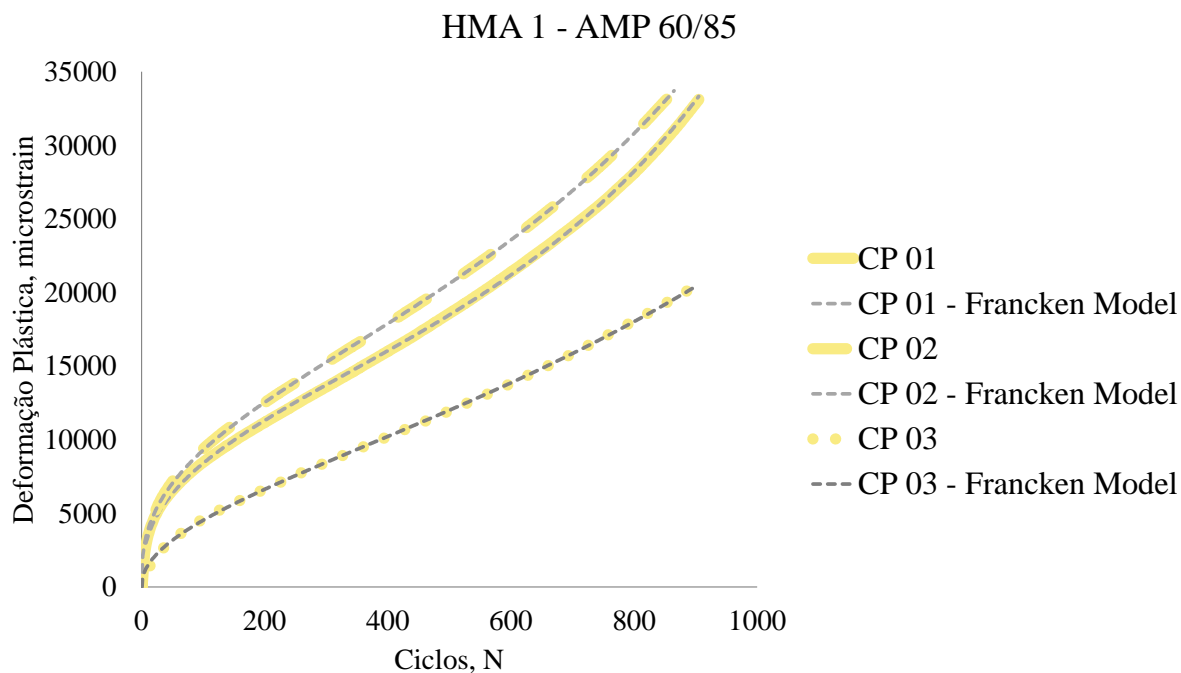


Figura B1: Resultados de ensaios de FN – HMA 1 – AMP 60/85

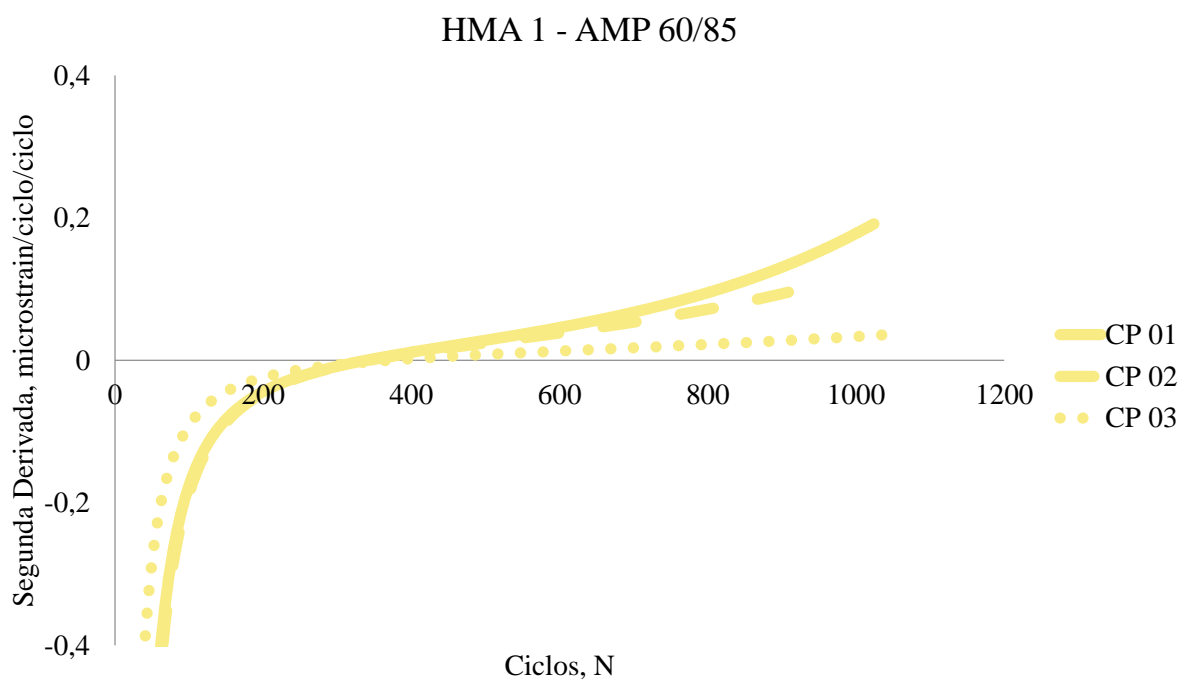


Figura B2: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – HMA 1 – AMP 60/85

A Figura B3 e Figura B4, apresentam os dados encontrados para a mistura WMA 1.

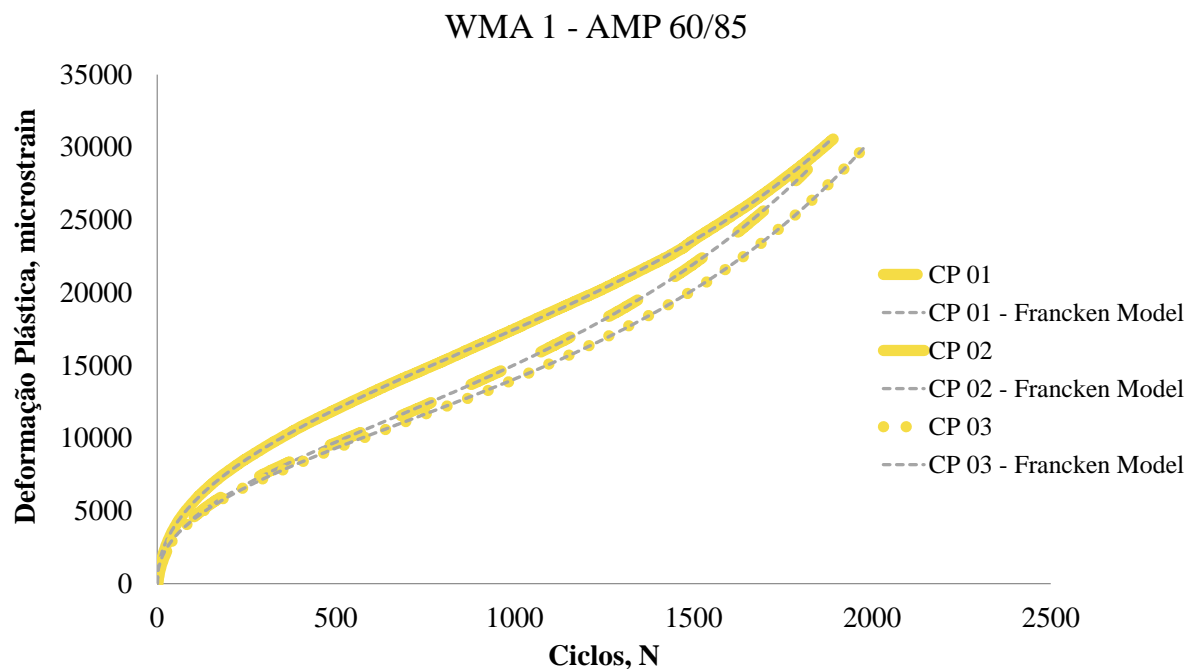


Figura B3: Resultados de ensaios de FN – WMA 1 – AMP 60/85

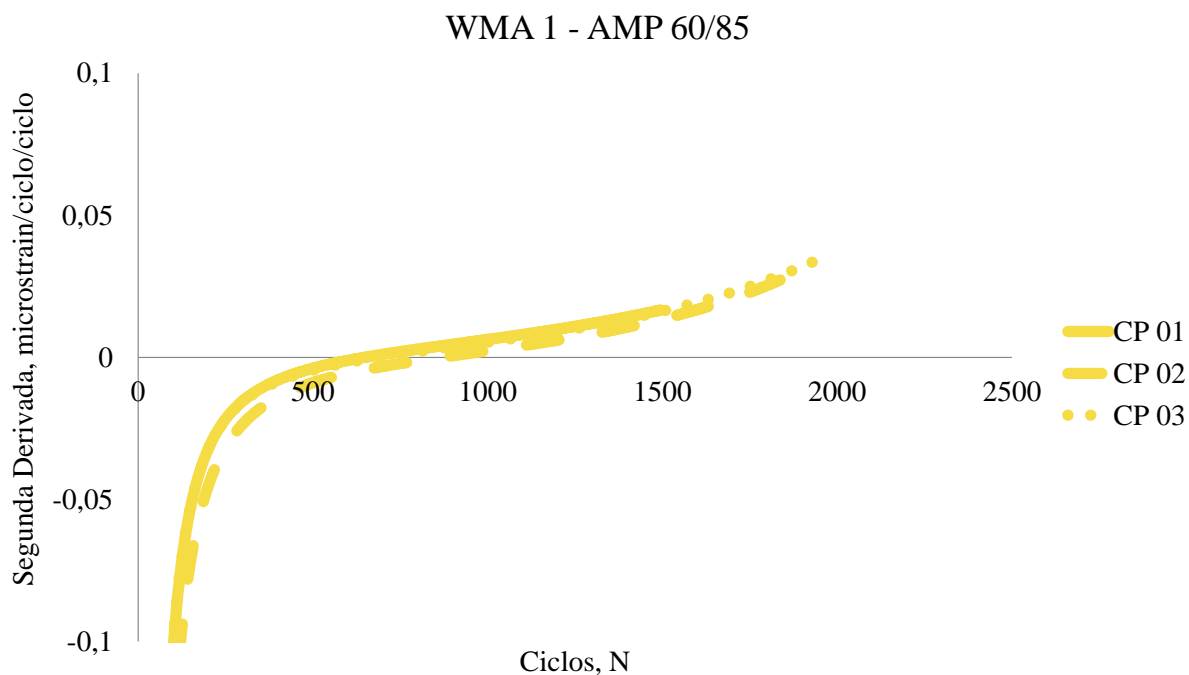


Figura B4: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – WMA 1 – AMP 60/85

A Figura B5 e a Figura B6, apresentam os dados encontrados para a mistura HMA 2.

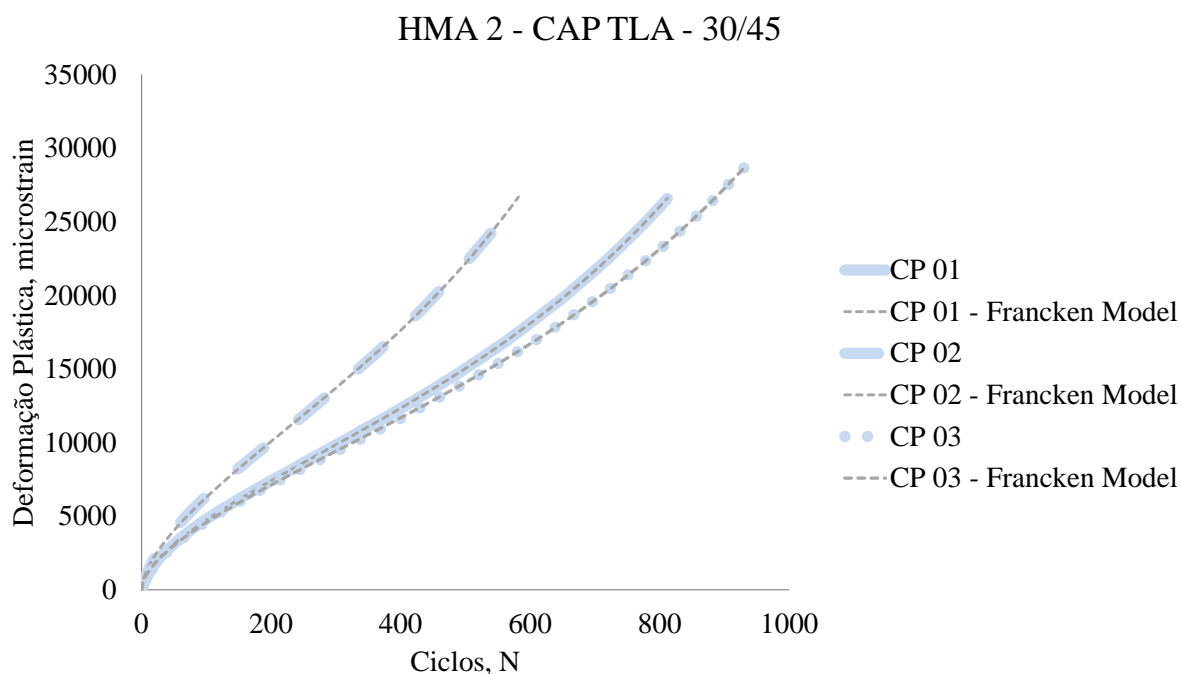


Figura B5: Resultados de ensaios de FN – HMA 2 – CAP TLA - 30/45

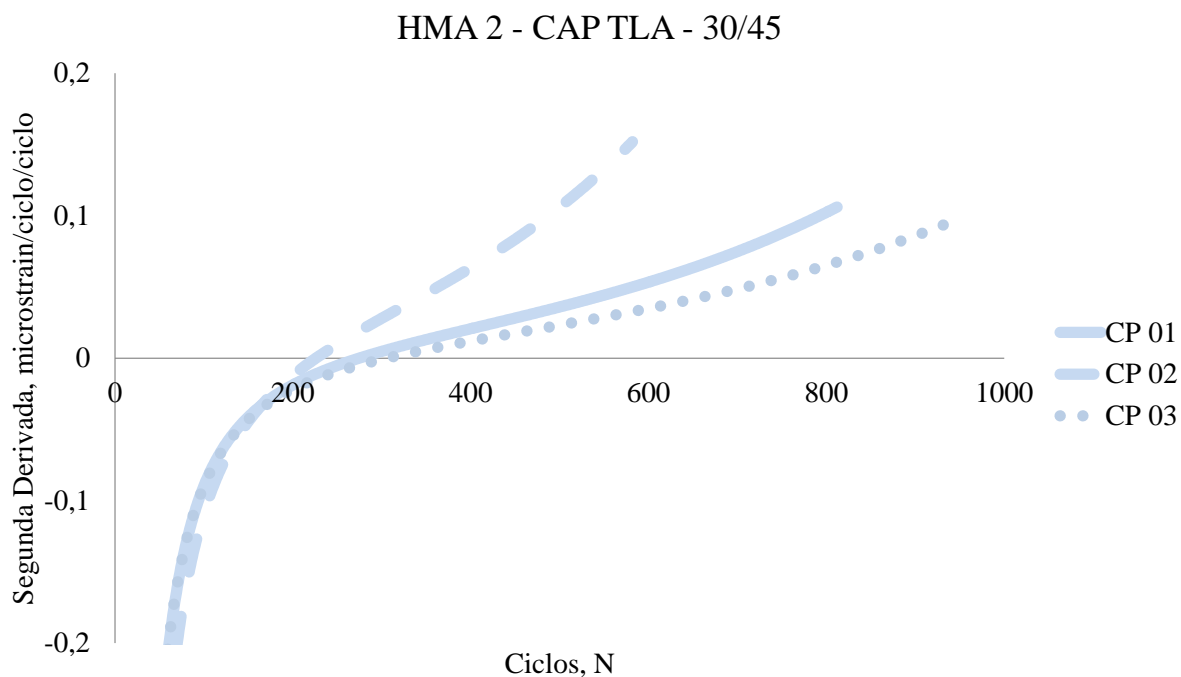


Figura B6: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – HMA 2 – CAP TLA - 30/45

A Figura B7 e a Figura B8, apresentam os dados encontrados para a mistura WMA 2.

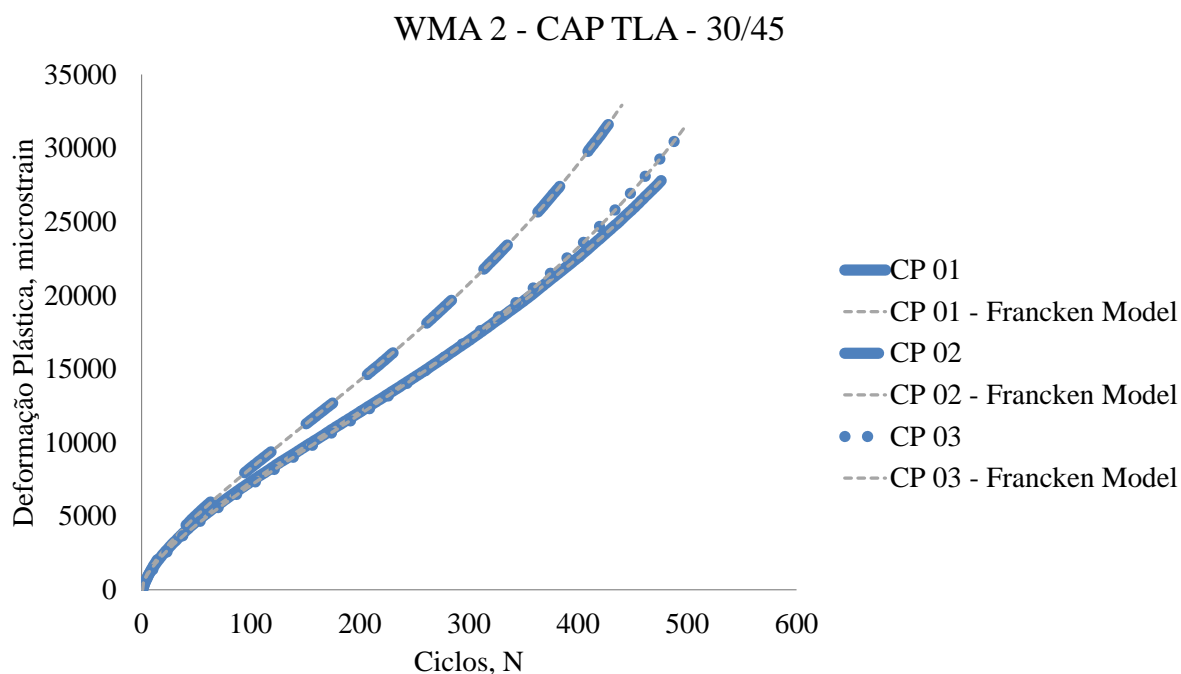


Figura B7: Resultados de ensaios de FN – WMA 2 – CAP TLA - 30/45

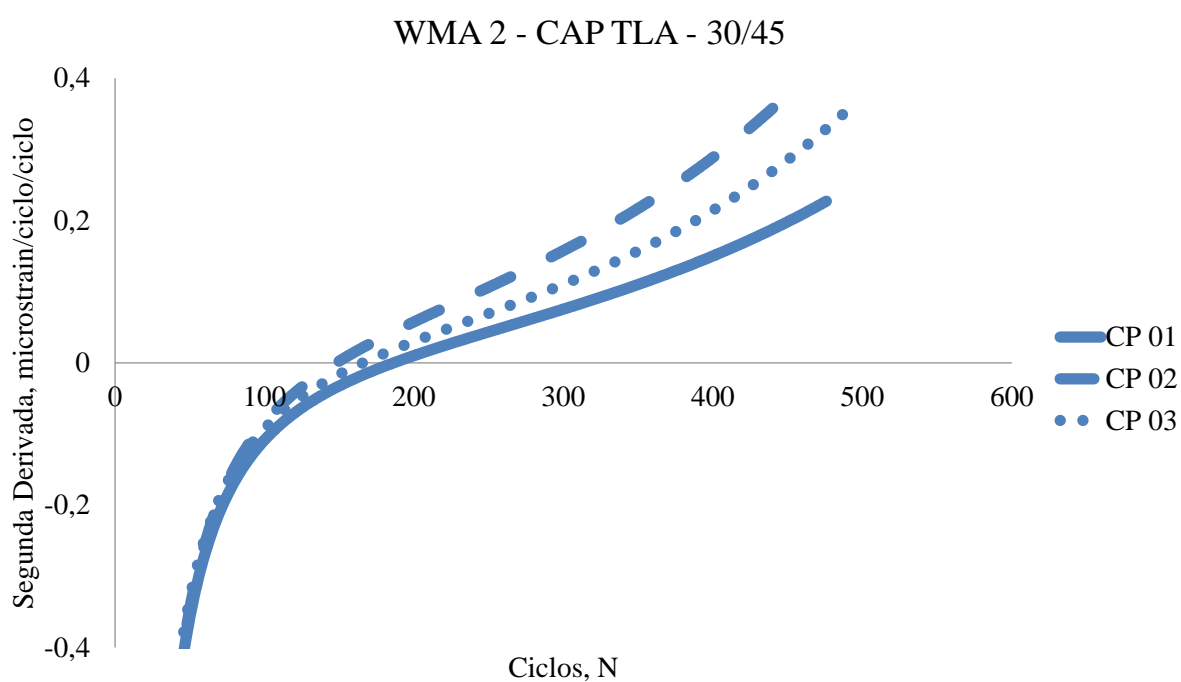


Figura B8: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – WMA 2 – CAP TLA - 30/45

A Figura B9 e a Figura B10, apresentam os dados encontrados para a mistura HMA 3.

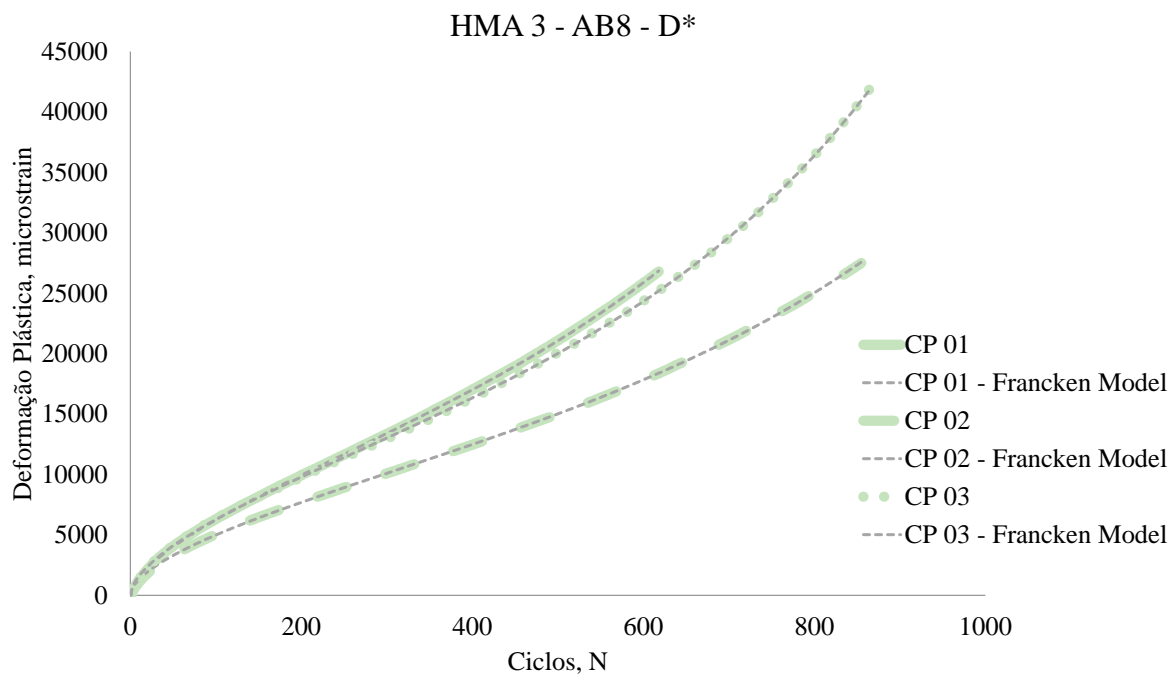


Figura B9: Resultados de ensaios de FN – HMA 3 – AB8 – D*

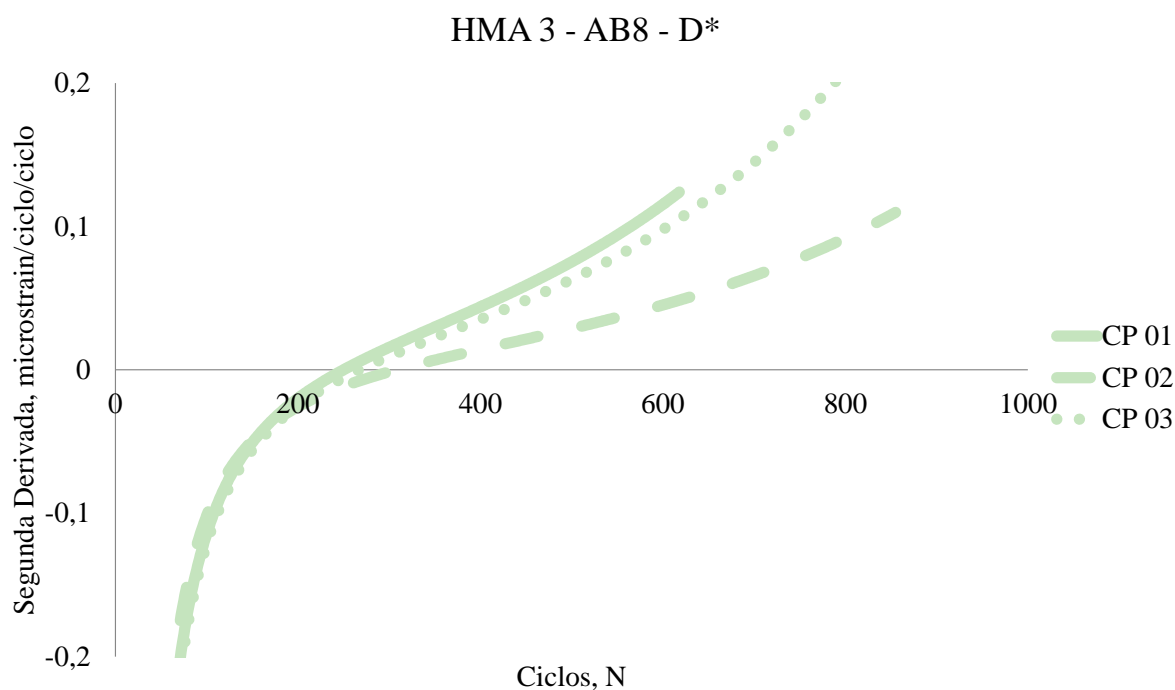


Figura B10: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – HMA 3 – AB8 – D*

A Figura B11 e a Figura B12, apresentam os dados encontrados para a mistura WMA 3.

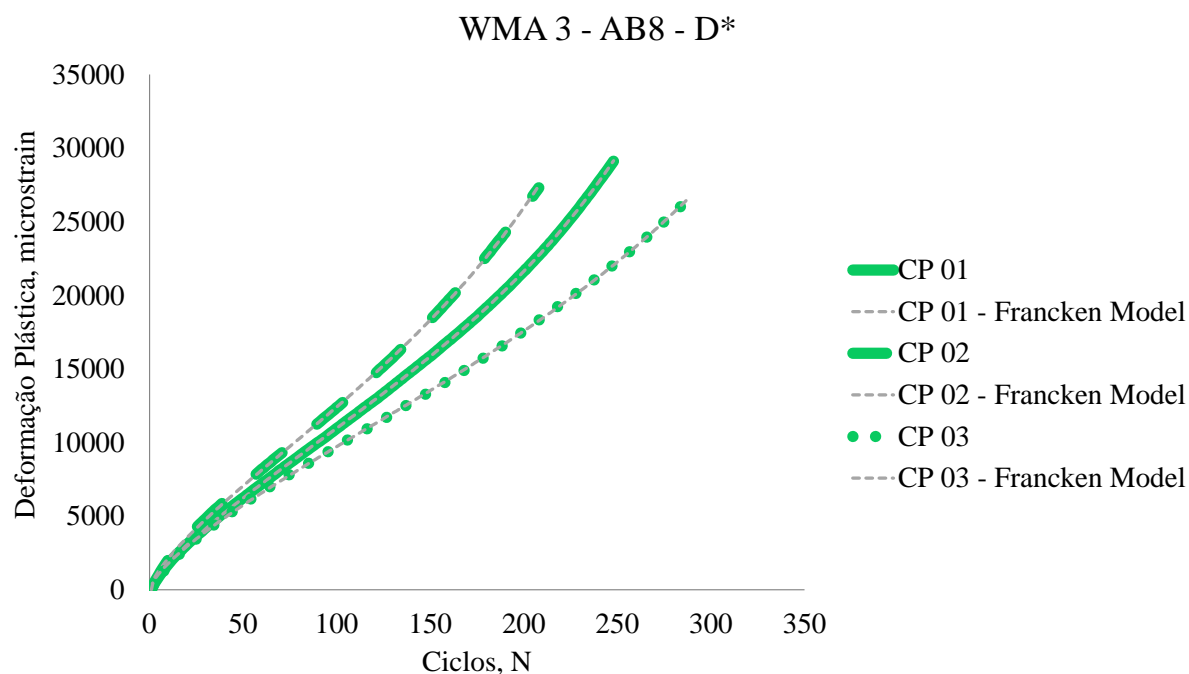


Figura B11: Resultados de ensaios de FN – WMA 3 – AB8 – D*

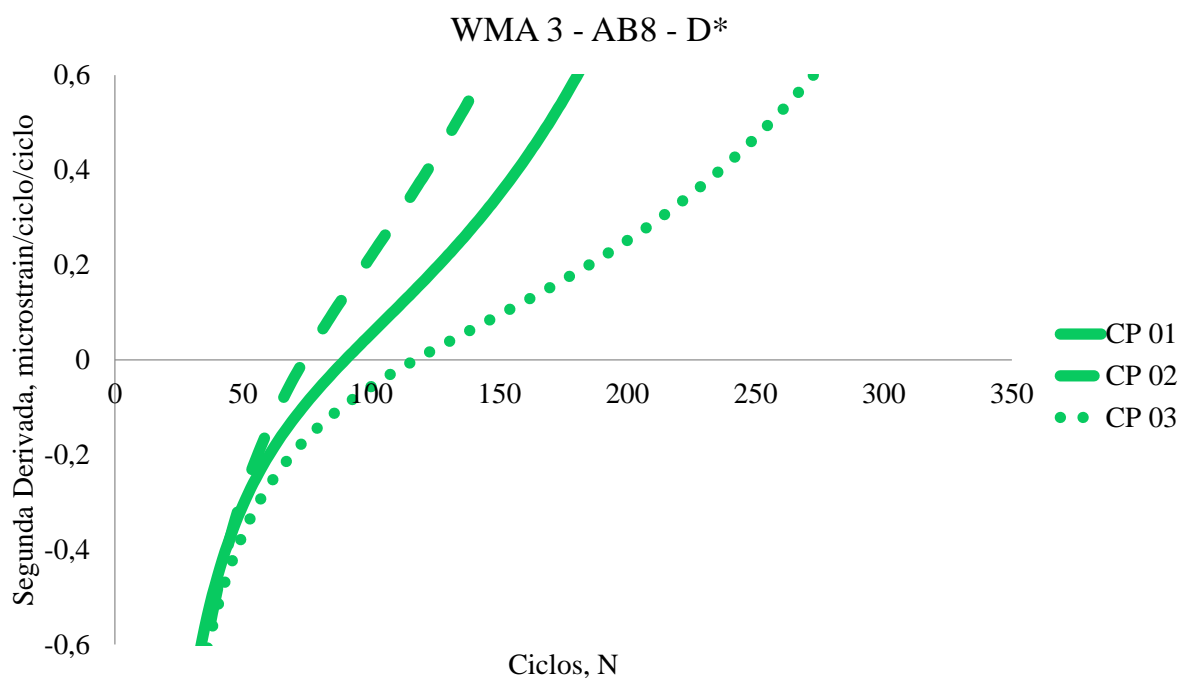


Figura B12: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – WMA 3 – AB8 – D*

A Figura B13 e a Figura B14, apresentam os dados encontrados para a mistura HMA 4.

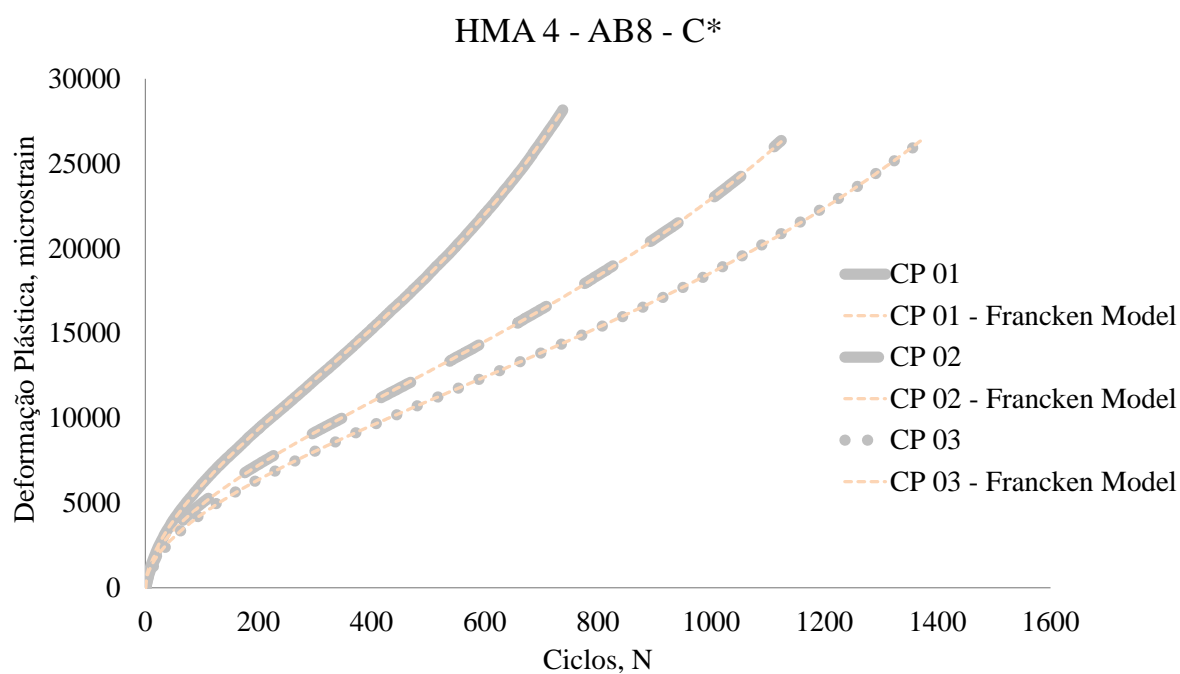


Figura B13: Resultados de ensaios de FN – HMA 4 – AB8 – C*

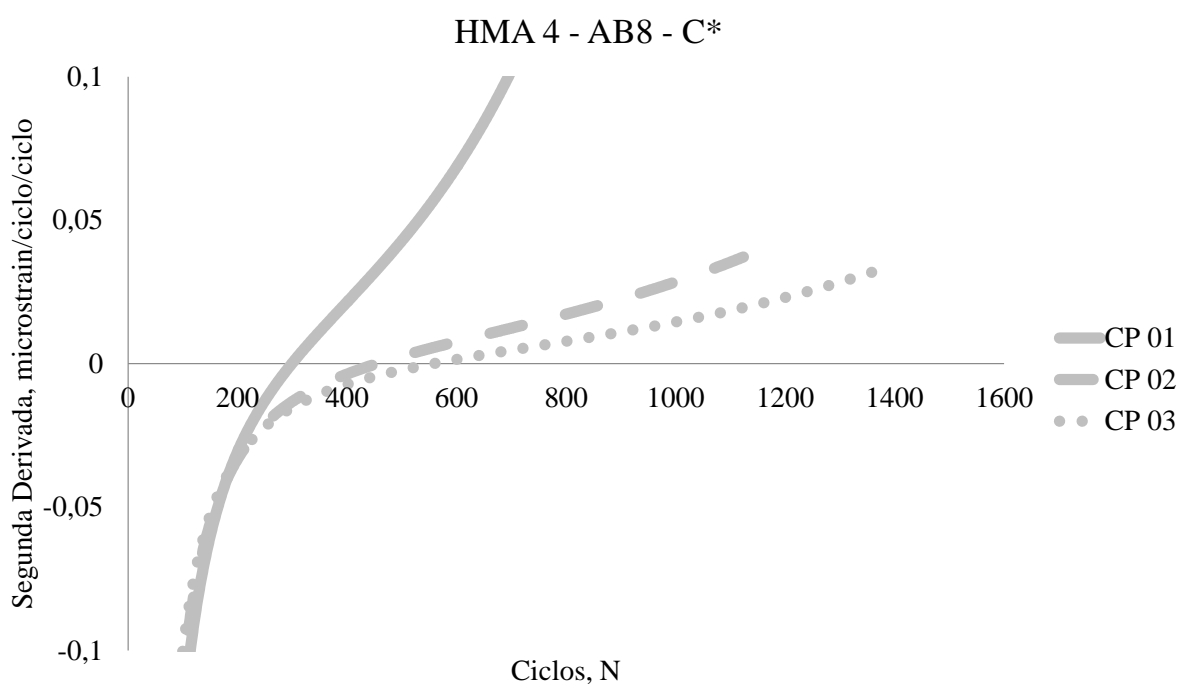


Figura B14: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – HMA 4 – AB8 – C*

A Figura B15 e a Figura B16, apresentam os dados encontrados para a mistura WMA 4.

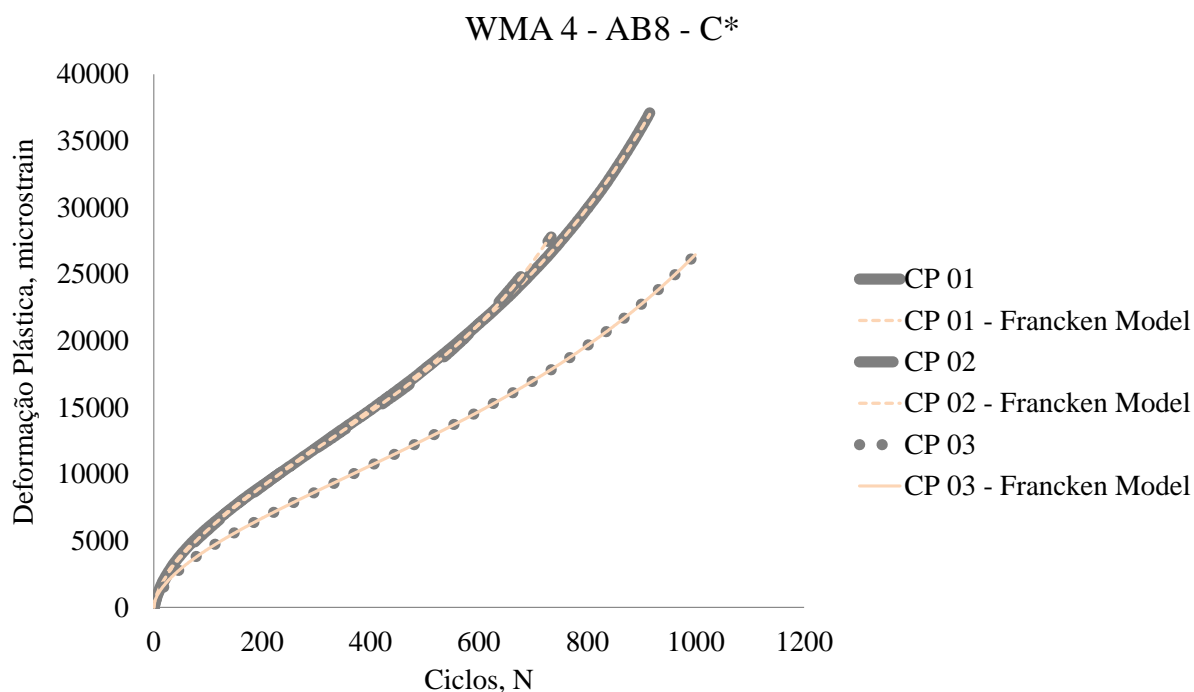


Figura B15: Resultados de ensaios de FN – WMA 4 – AB8 – C*

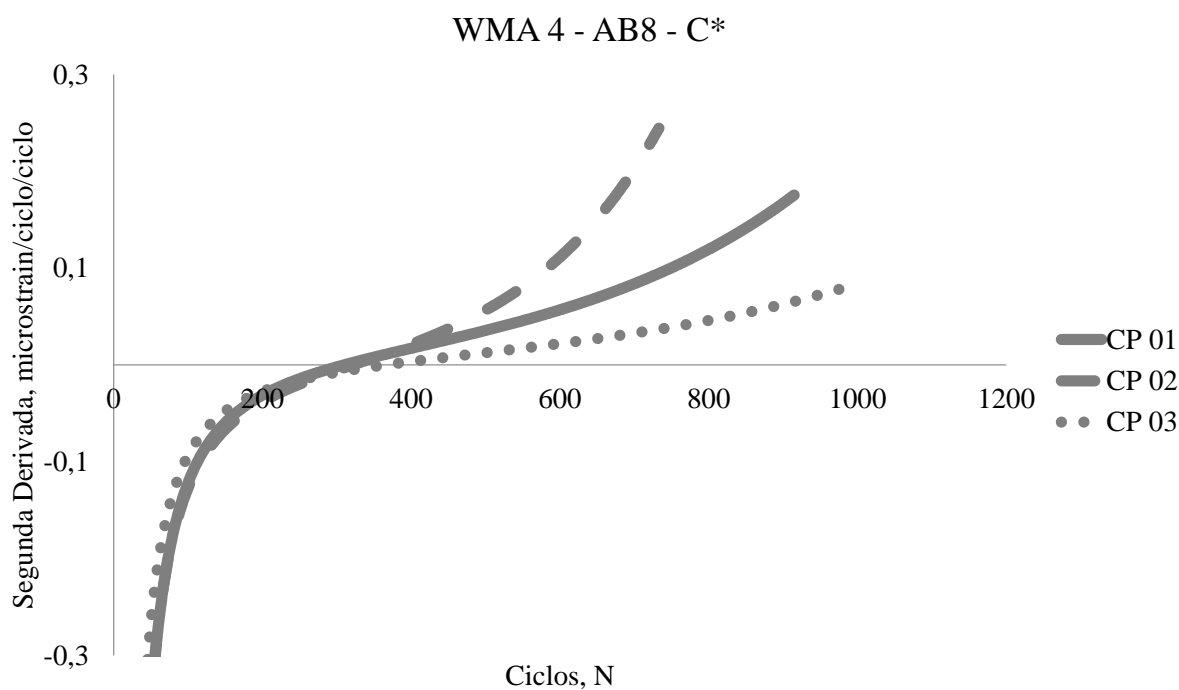


Figura B16: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – WMA 4 – AB8 – C*

A Figura B17 e a Figura B18, apresentam os dados encontrados para a mistura HMA 5.

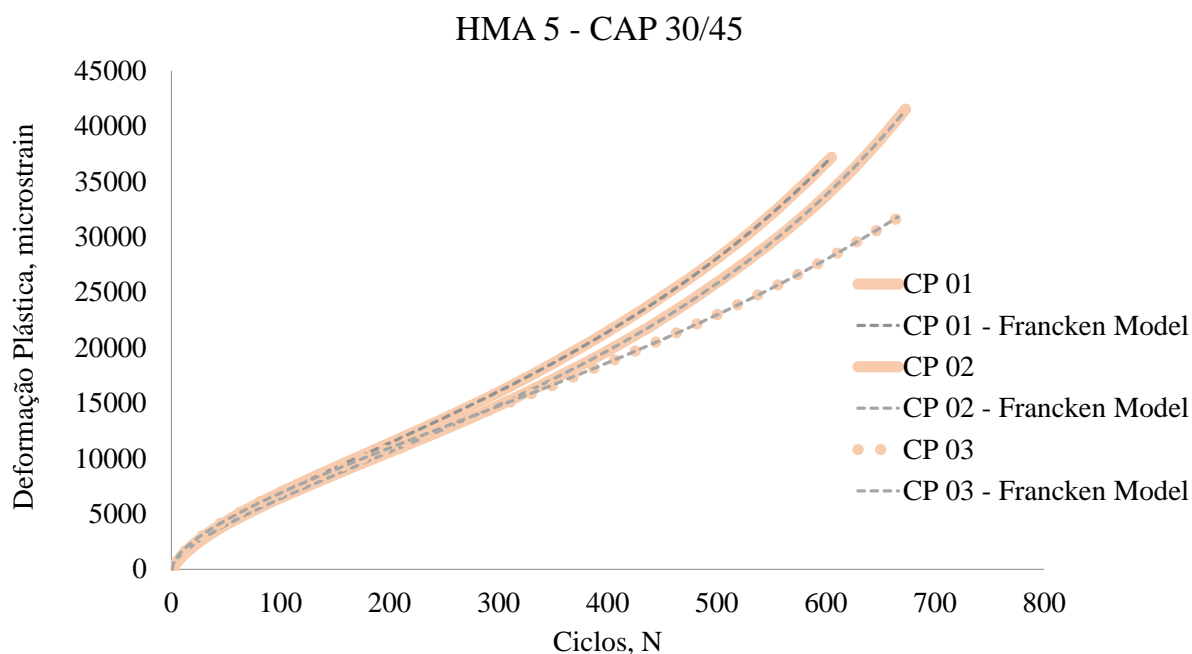


Figura B17: Resultados de ensaios de FN – HMA 5 – CAP 30/45

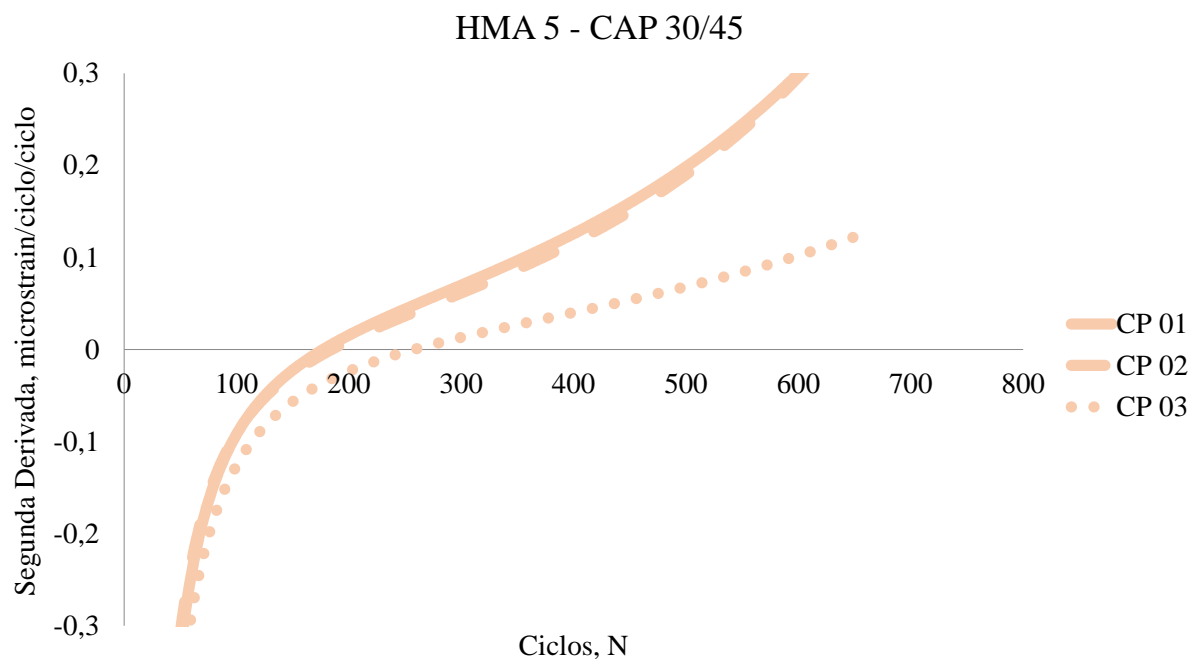


Figura B18: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – HMA 5 – CAP 30/45

A Figura B19 e a Figura B20, apresentam os dados encontrados para a mistura WMA 5.

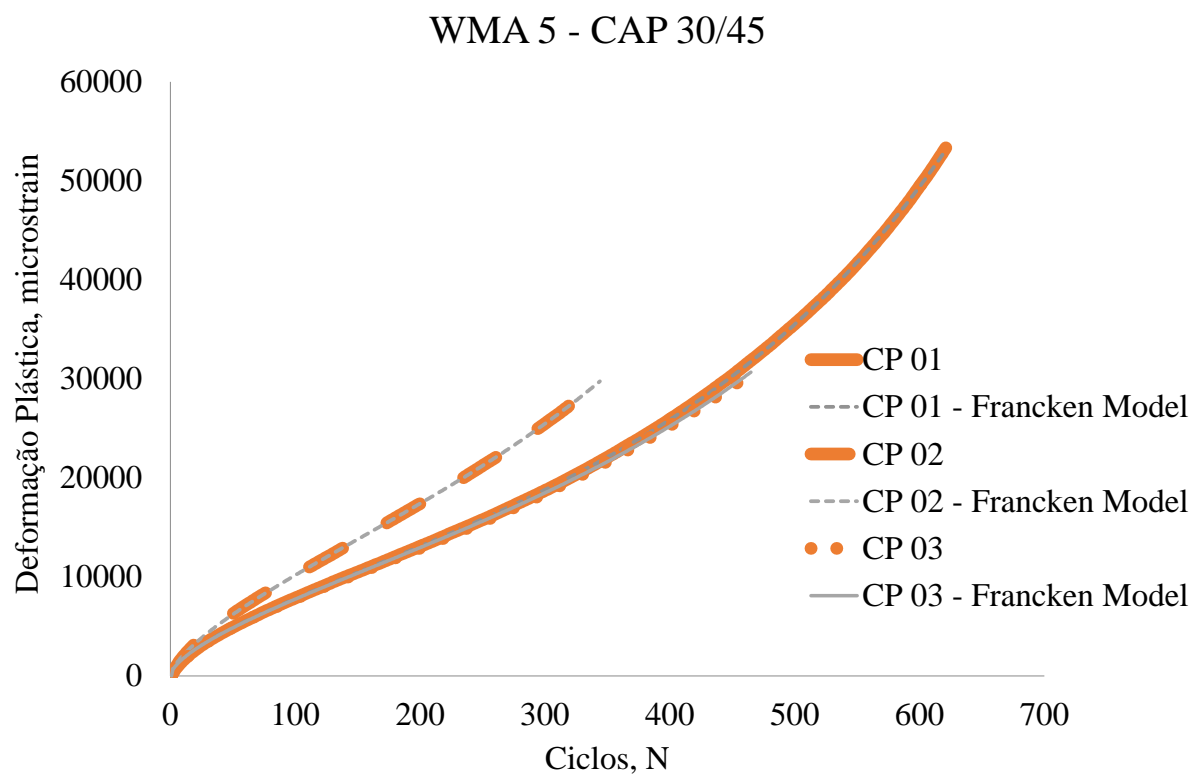


Figura B19: Resultados de ensaios de FN – WMA 5 – CAP 30/45

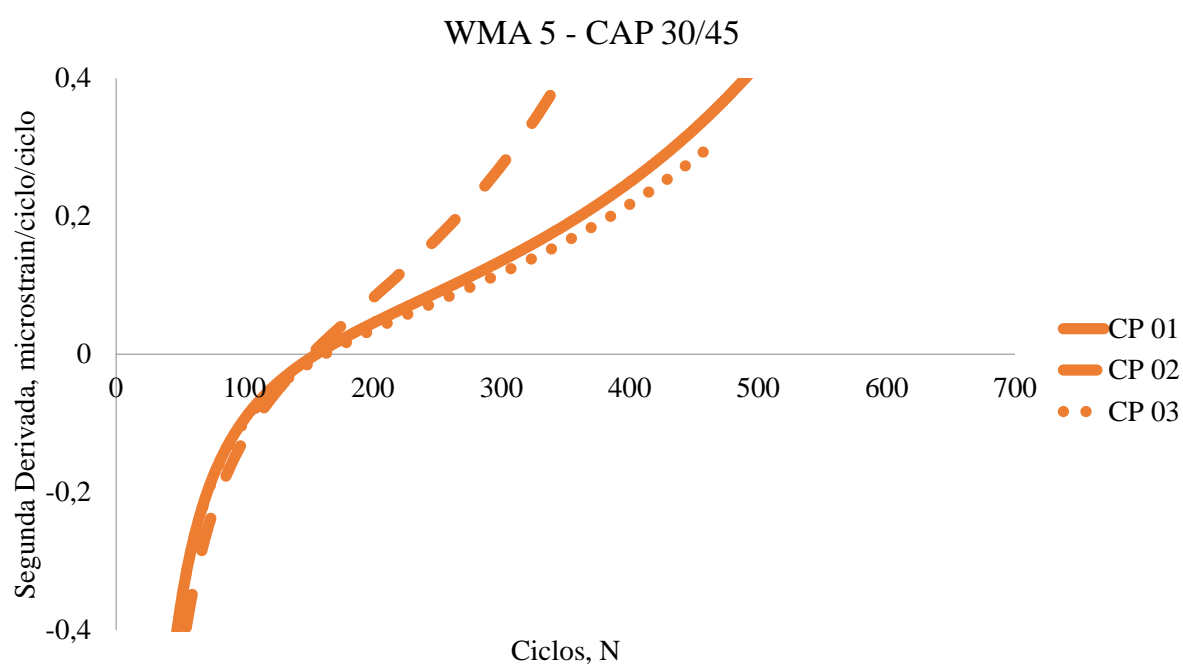


Figura B20: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – WMA 5 – CAP 30/45

CURVAS DOS RESULTADOS DO EUCR – AASTHO TP 79-15

A Figura B21 e a Figura B22, apresentam os dados encontrados para a mistura HMA 1.

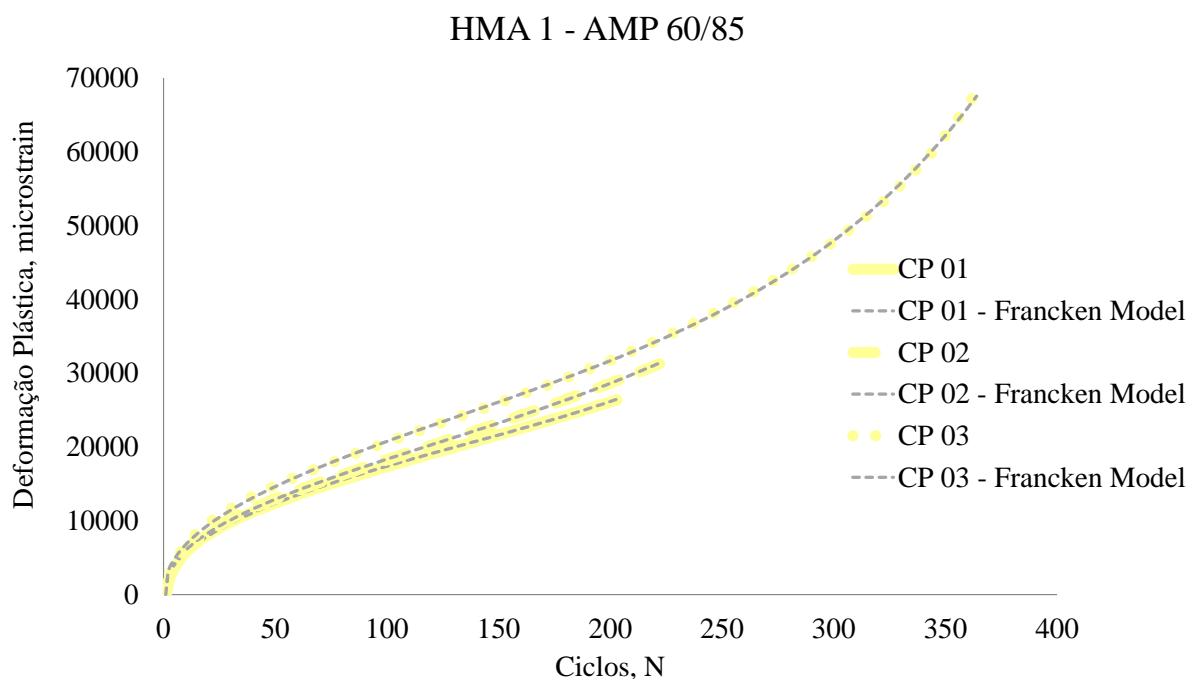


Figura B21: Resultados de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – HMA 1 – AMP 60/85

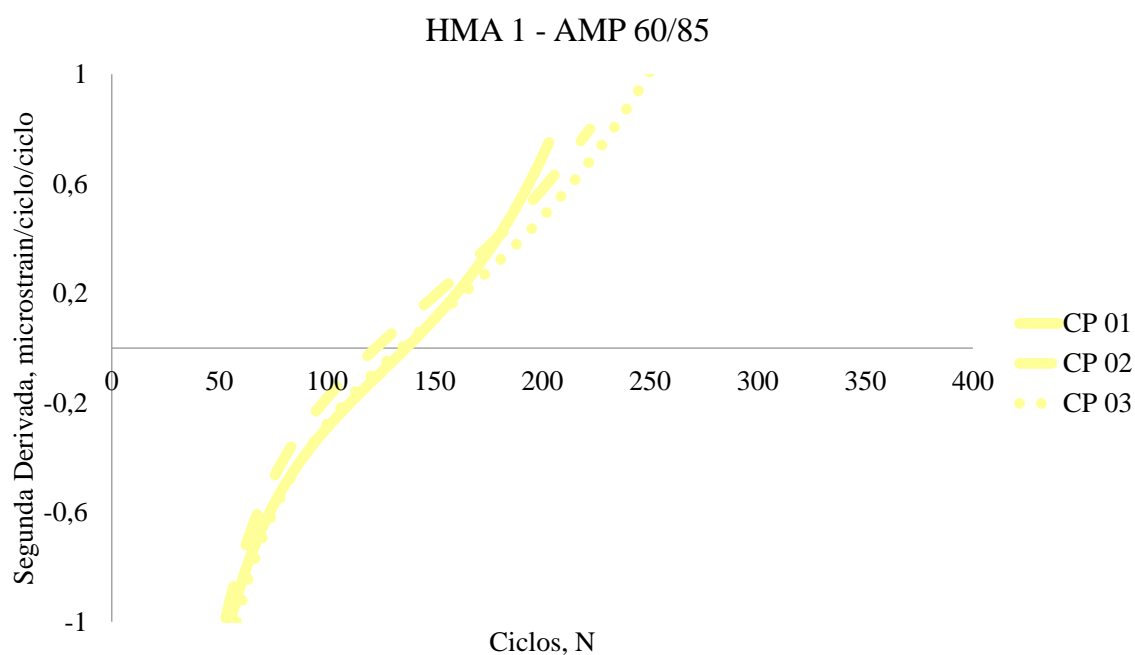


Figura B22: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – HMA 1 – AMP 60/85

A Figura B23 e a Figura B24, apresentam os dados encontrados para a mistura WMA 1.

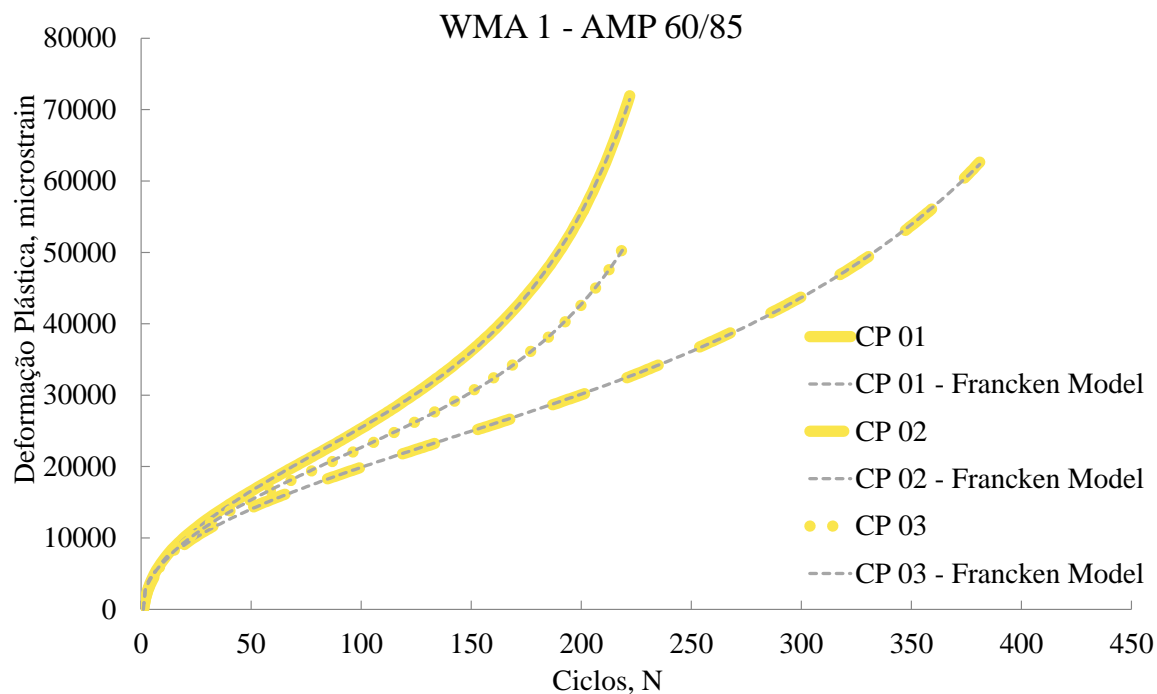


Figura B23: Resultados de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – WMA 1 – AMP 60/85

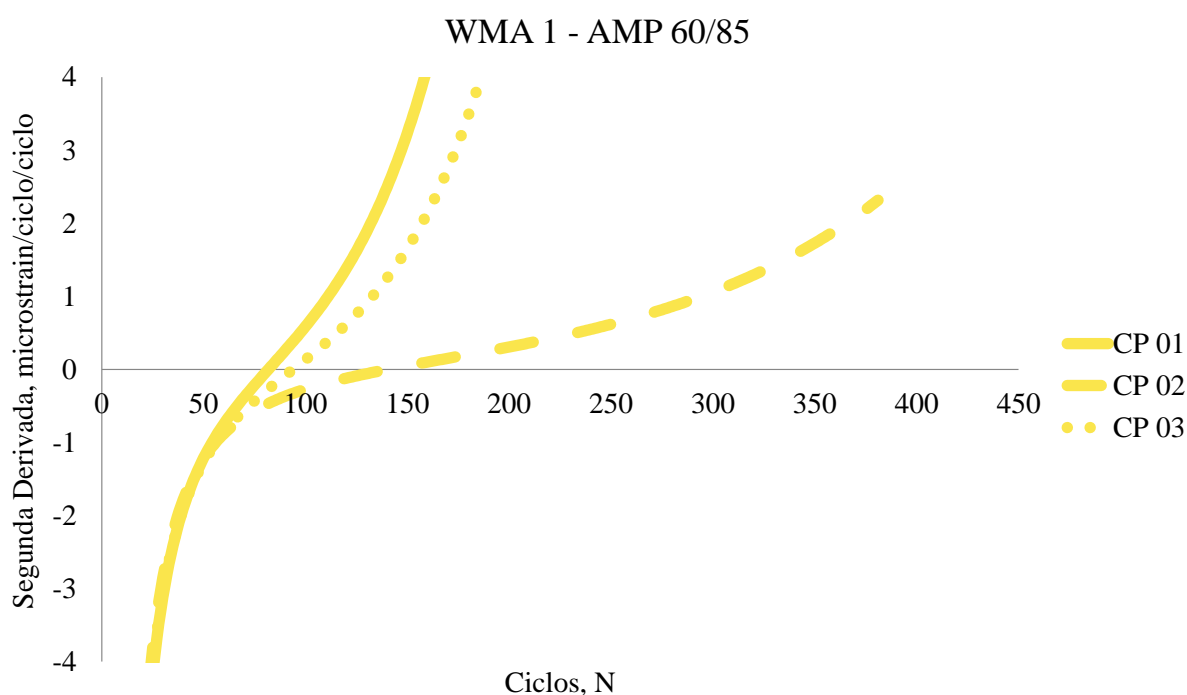


Figura B24: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – WMA 1 – AMP 60/85

A Figura B25 e a Figura B26, apresentam os dados encontrados para a mistura HMA 2.

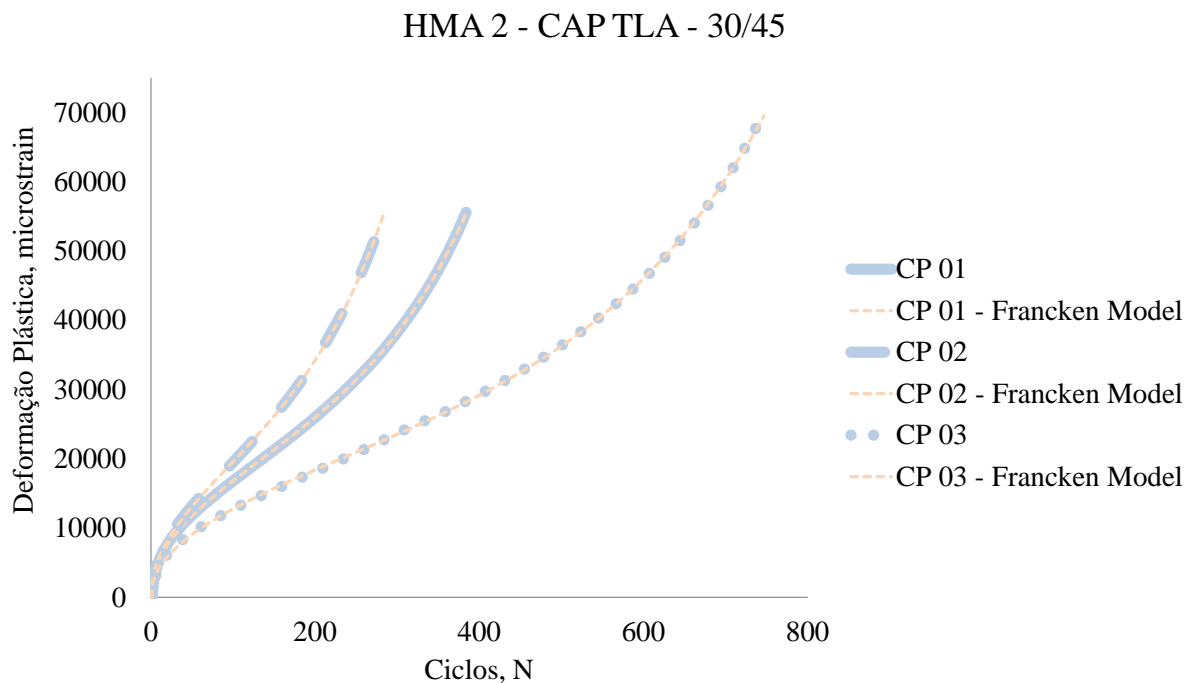


Figura B25: Resultados de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – HMA 2 – CAP TLA – 30/45

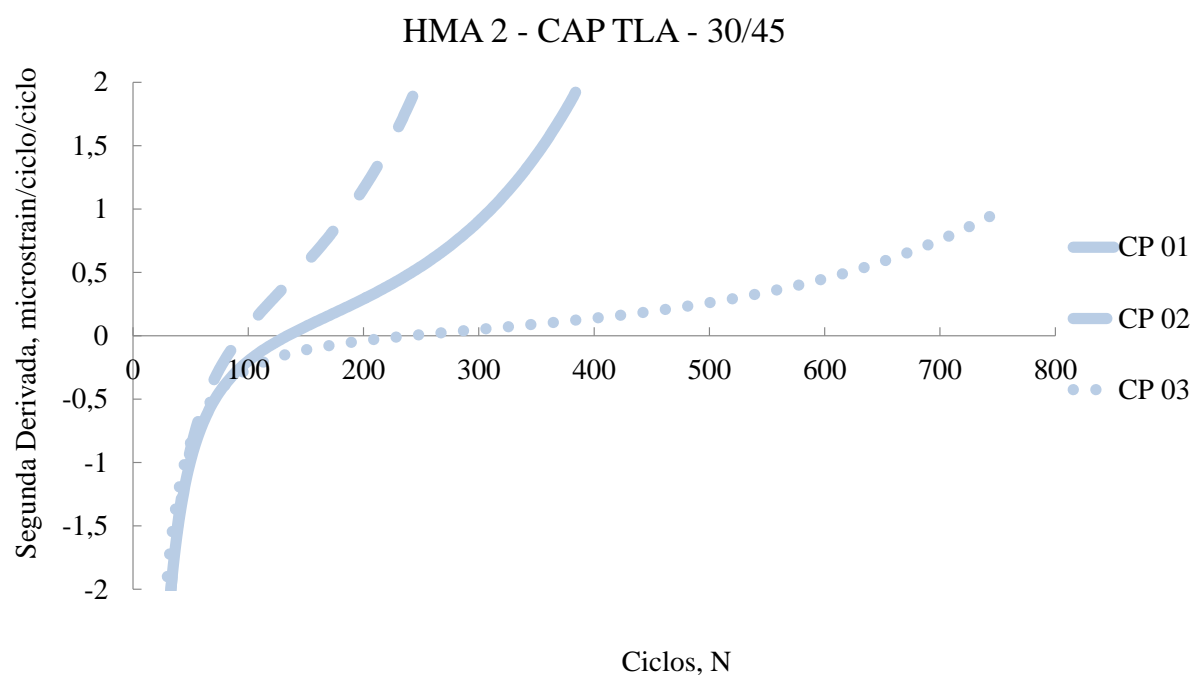


Figura B26: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – HMA 2 – CAP TLA – 30/45

A Figura B27 e a Figura B28, apresentam os dados encontrados para a mistura WMA 2.

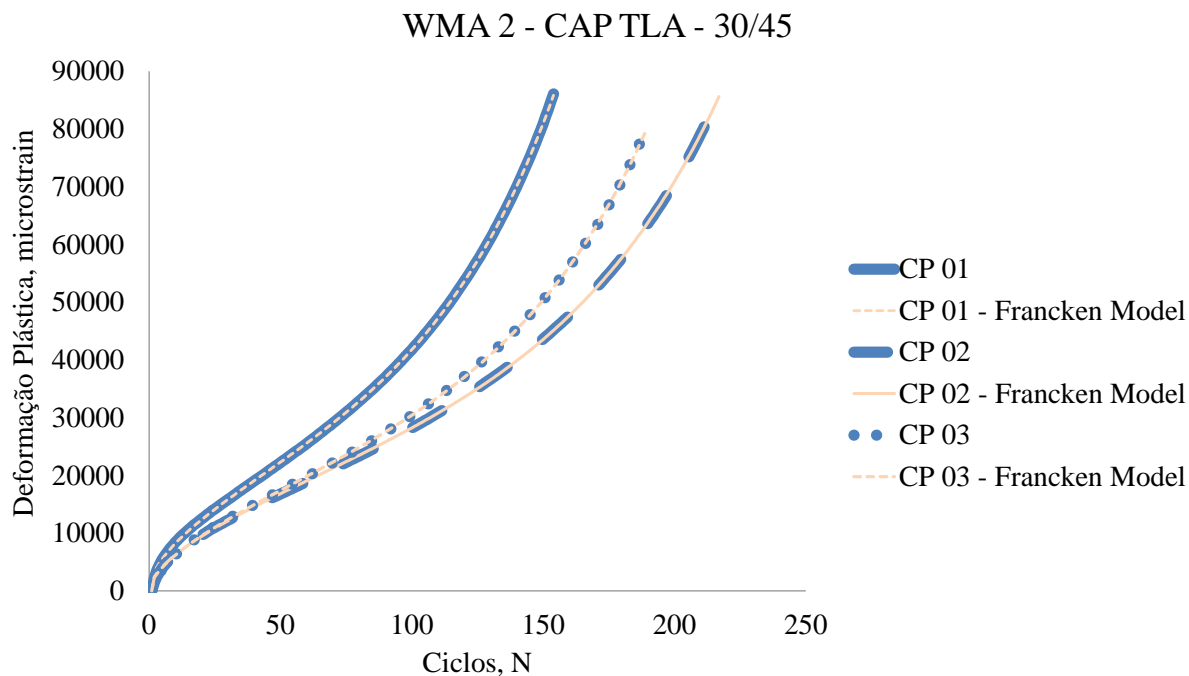


Figura B27: Resultados de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – WMA 2 – CAP TLA – 30/45

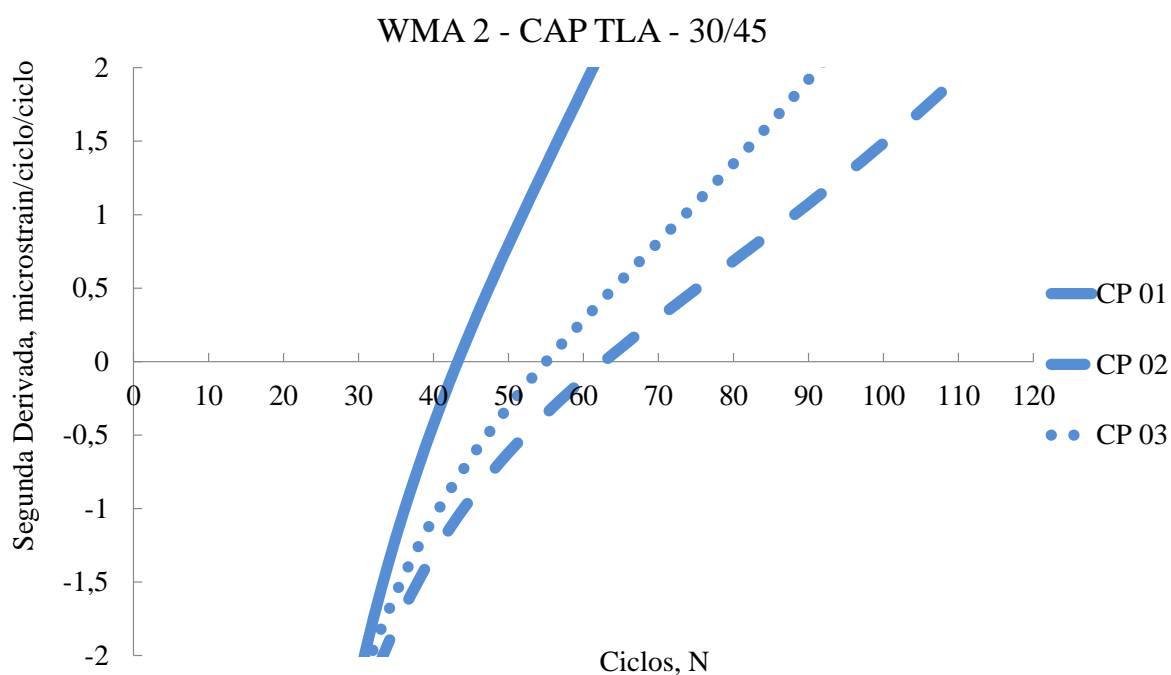


Figura B28: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – WMA 2 – CAP TLA – 30/45

A Figura B29 e a Figura B30, apresentam os dados encontrados para a mistura HMA 3.

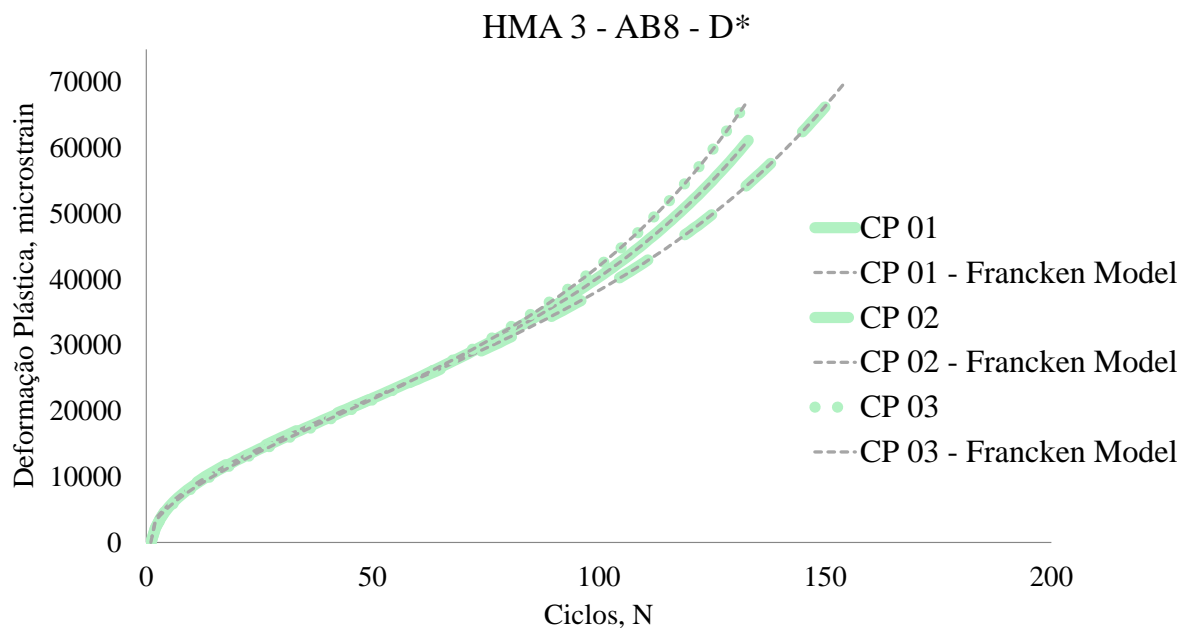


Figura B29: Resultados de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – HMA 3 – AB8 – D*

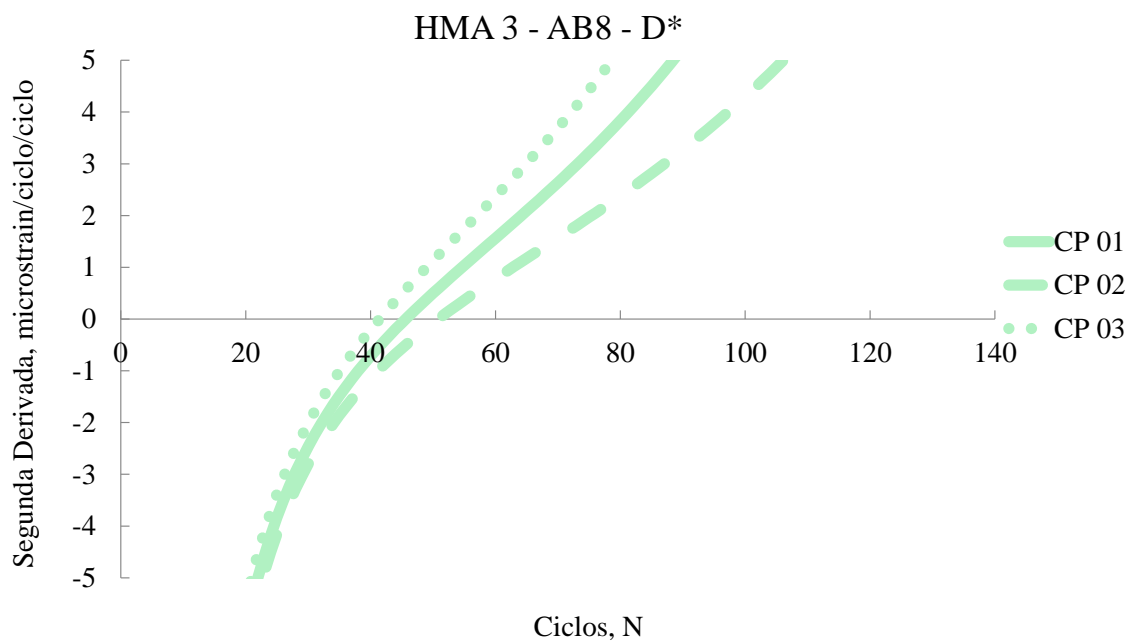


Figura B30: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – HMA 3 – AB8 – D*

A Figura B31 e a Figura B32, apresentam os dados encontrados para a mistura WMA 3.

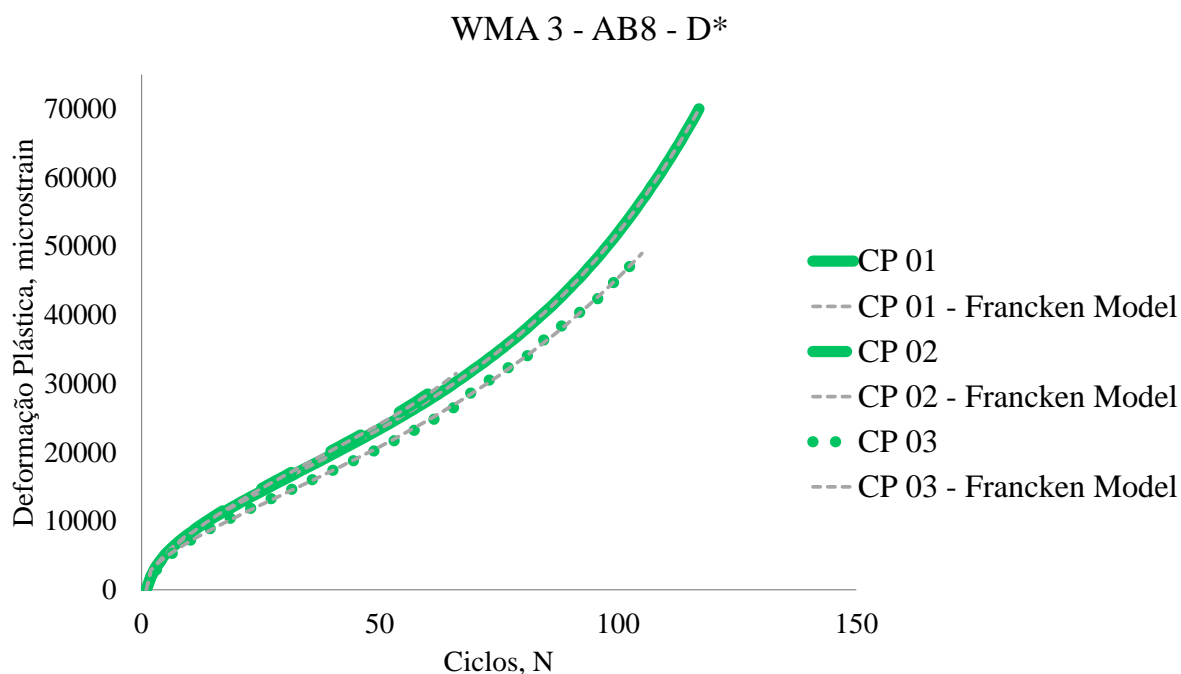


Figura B31: Resultados de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – WMA 3 – AB8 – D*

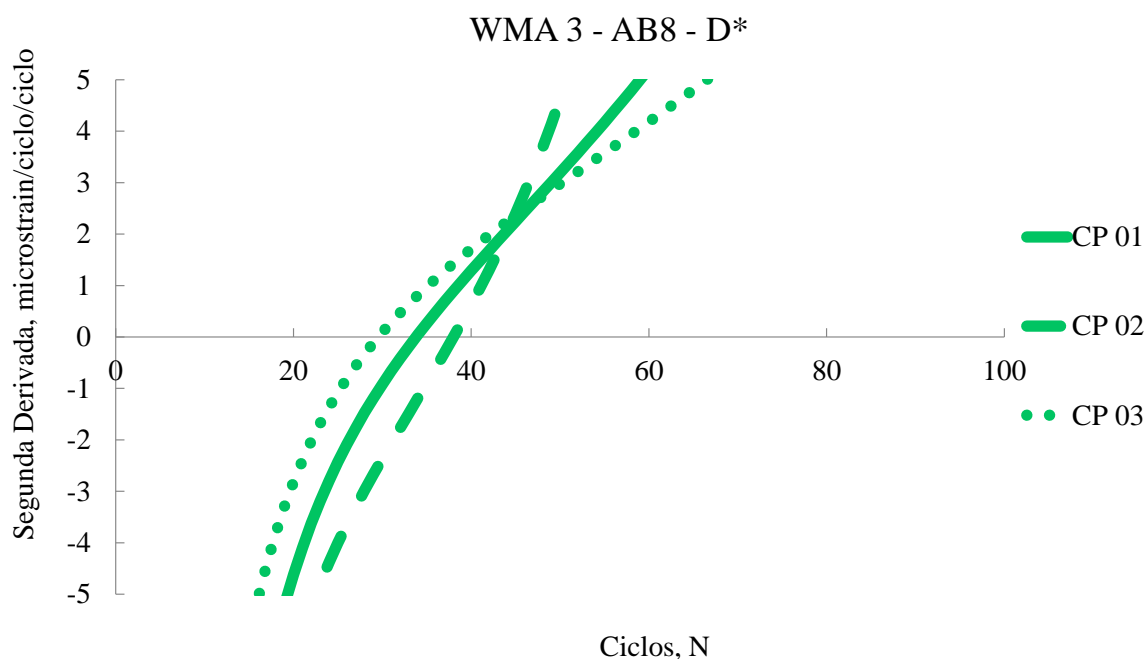


Figura B32: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – HMA W – AB8 – D*

A Figura B33 e a Figura B34, apresentam os dados encontrados para a mistura HMA 4.

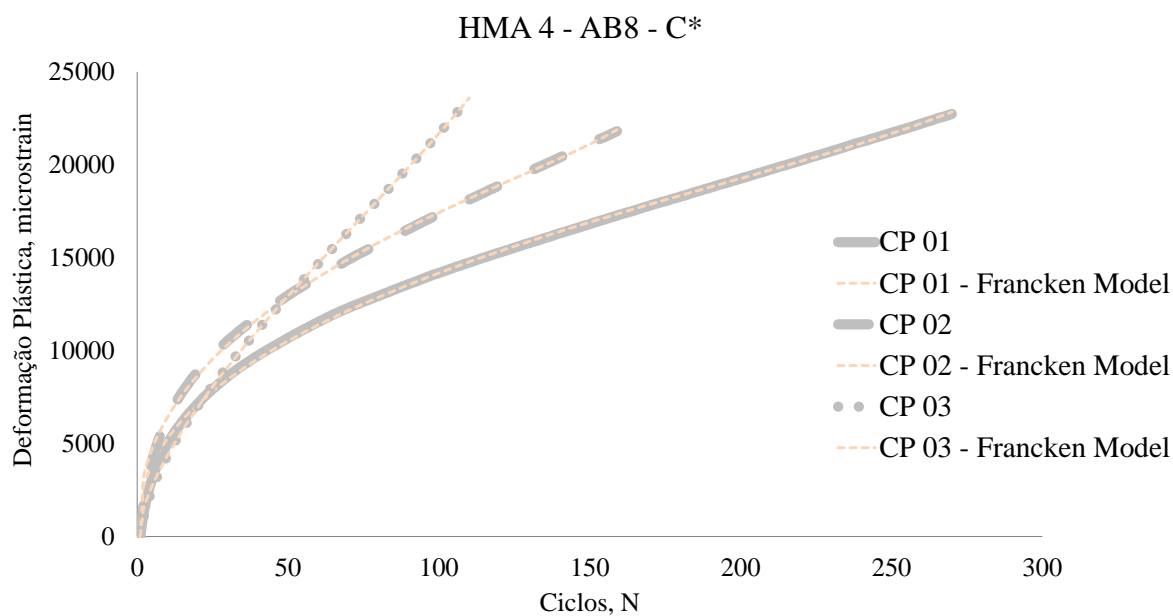


Figura B33: Resultados de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – HMA 4 – AB8 – C*

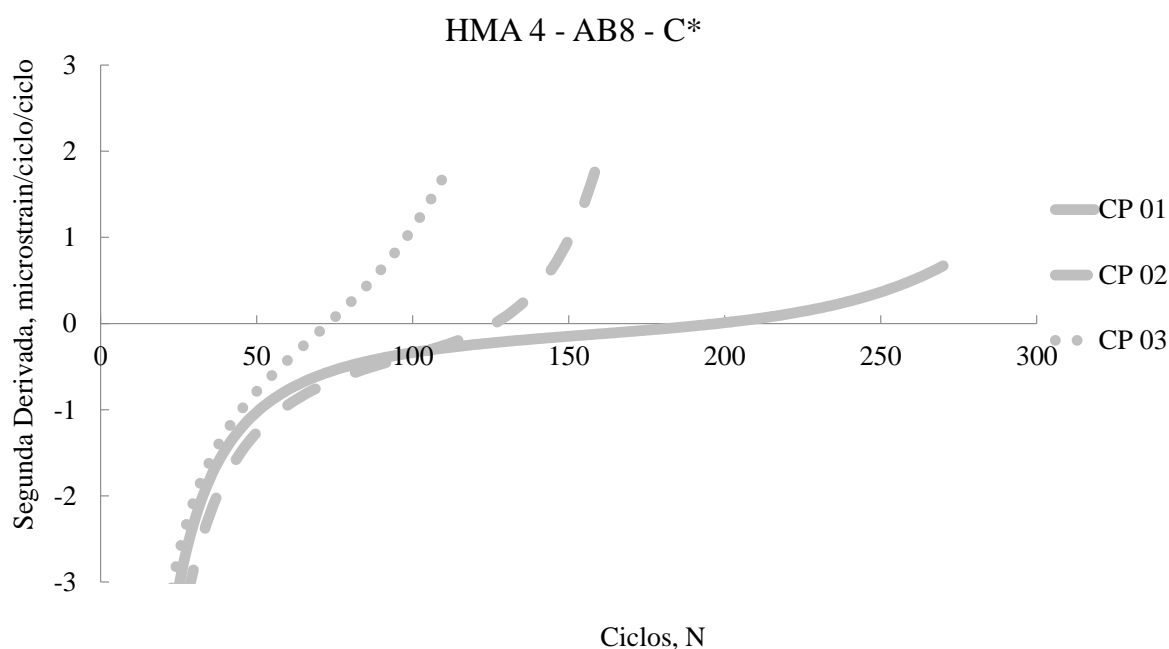


Figura B34: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – HMA 4 – AB8 – C*

A Figura B35 e a Figura B36, apresentam os dados encontrados para a mistura WMA 4.

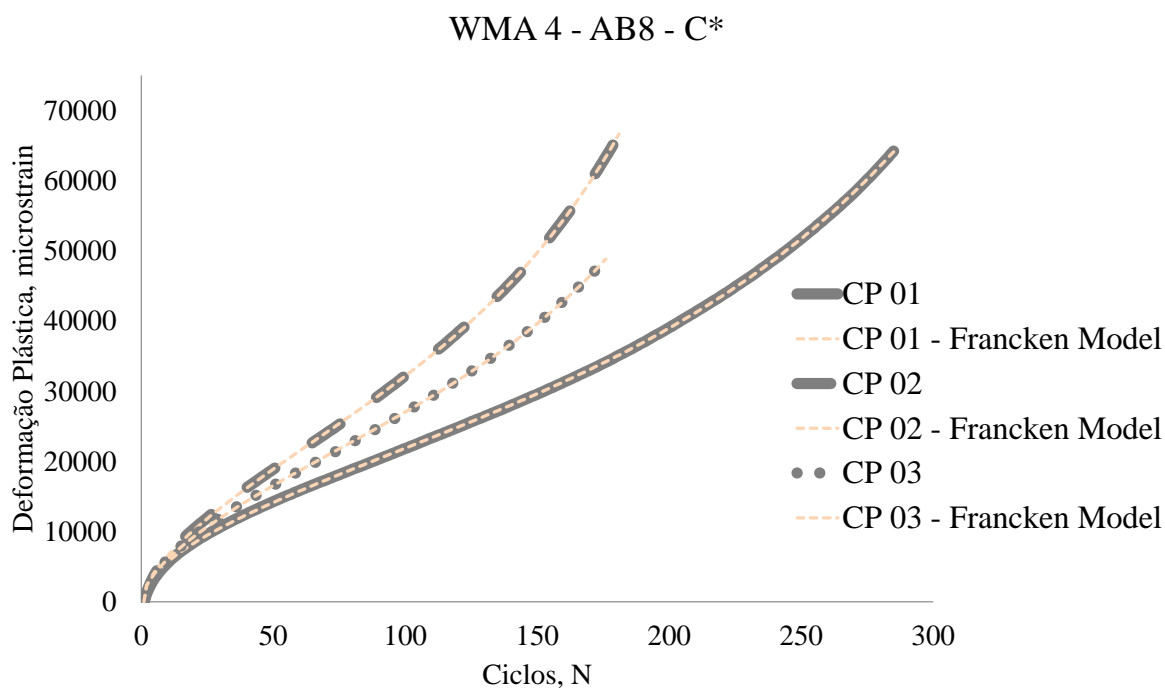


Figura 81: Resultados de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – WMA 4 – AB8 – C*

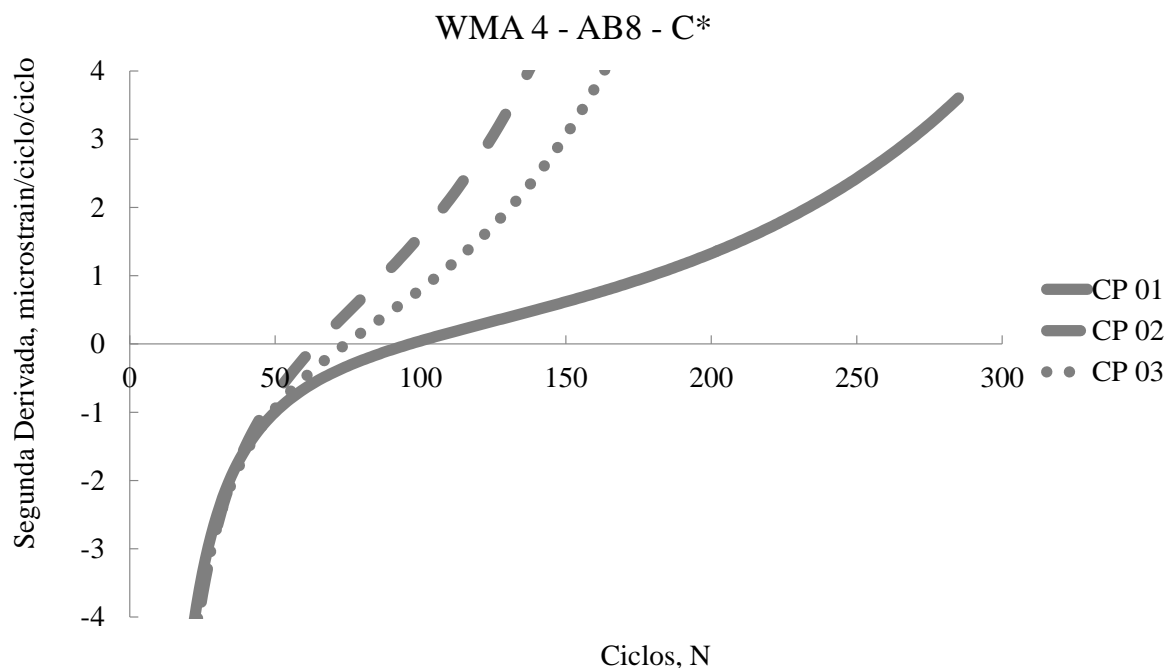


Figura B36: Curva da segunda derivada de ensaios de FN – AASTHO TP 79-15 – WMA 4 – AB8 – C*