

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA  
CENTRO DE TECNOLOGIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**PEDRO ORLANDO BORGES DE ALMEIDA JÚNIOR**

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE CONCRETOS ASFÁLTICOS  
COM DIFERENTES GRANULOMETRIAS, LIGANTES E  
MÉTODOS DE DOSAGEM**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO**

**Santa Maria, RS  
2016**



**Pedro Orlando Borges de Almeida Júnior**

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE CONCRETOS ASFÁTICOS COM  
DIFERENTES GRANULOMETRIAS, LIGANTES E MÉTODOS DE DOSAGEM**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**

**Orientadora: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Tatiana Cureau Cervo**  
**Coorientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht**

**Santa Maria, RS**  
**2016**

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Almeida Júnior, Pedro Orlando Borges de Almeida Júnior  
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE CONCRETOS ASFÁLTICOS COM  
DIFERENTES GRANULOMETRIAS, LIGANTES E MÉTODOS DE DOSAGEM  
/ Pedro Orlando Borges de Almeida Júnior Almeida Júnior.-  
2016.

217 p. ; 30cm

Orientadora: Tatiana Cureau Cervo Cervo  
Coorientador: Luciano Pivoto Specht Specht  
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa  
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil, RS, 2016

1. Rigidez 2. Deformação Permanente 3. Módulo Complexo  
4. Flow Number I. Cervo, Tatiana Cureau Cervo II.  
Specht, Luciano Pivoto Specht III. Título.

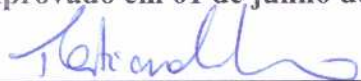


Pedro Orlando Borges de Almeida Júnior

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE CONCRETOS ASFÁTICOS COM  
DIFERENTES GRANULOMETRIAS, LIGANTES E MÉTODOS DE DOSAGEM**

Dissertação apresentado ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), com requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**

Aprovado em 01 de junho de 2016:

  
Tatiana Cureau Cervo, Dr<sup>a</sup>. (UFSM)  
(Presidente/Orientadora)

  
Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)  
(Coorientador)

  
Jorge Barbosa Soares, Ph.D. (UFC)

  
Rinaldo Jose Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS, Brasil  
2016



## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por me dar força durante toda esta etapa.

Aos meus orientadores Tatiana Cureau Cervo e Luciano Pivoto Specht pela oportunidade, orientação, incentivo, pelo conhecimento transferido nesses dois anos, no qual me possibilitou ter uma destreza sobre a pavimentação, tema tão fundamental hoje em nosso país, e principalmente pela confiança depositada em mim. Meu muito obrigado por todo o suporte fornecido, ambos são minha inspiração na pesquisa e como profissional.

Ao Prof. Dr. Rinaldo Jose Barbosa Pinheiro Machado e ao Prof. PhD. Jorge Barbosa Soares pela disponibilidade em compartilhar o conhecimento e avaliação do trabalho.

À minha família, país, irmãos e sobrinhos por estarem sempre ao meu lado incentivando e apoiando nas decisões.

À minha noiva Tamires Daros pelo amor, carinho, compreensão e por me acompanhar e auxiliar em muitos trabalhos laboratoriais.

Aos meus colegas de mestrado, Roberta Centofante e Mateus Tanski, pelos dois anos de trabalho em conjunto, sempre enfrentando os desafios que foram impostos nesse período.

A todos os integrantes do GEPPASV, em especial aos colegas de laboratório, Thaís Aquino, Lucas Bueno, Maurício Santos, Fernando Boeira e Fernanda Dresch e aos bolsistas Lucas Dornelles, Guilherme Ceretta, Bethania Correa e Camila Trevisan.

Aos meus colegas de trabalho, Douglas Garcez, Marcel Costas, Juliomar Reginato e Luciana Hoppe pelo auxílio em compatibilizar trabalho e estudo.

Ao PPGEC, LMCC e à UFSM pelo suporte pessoal, material e equipamentos disponibilizados.

A empresa Construbrás, representada pelo Eng<sup>o</sup> Gilmar, Concepa e Conpasul pelos materiais disponibilizados.

A CAPES pela bolsa disponibilizada.

Enfim, a todos que contribuíram de alguma forma para conclusão deste trabalho.



## RESUMO

# COMPORTAMENTO MECÂNICO DE CONCRETOS ASFÁLTICOS COM DIFERENTES GRANULOMETRIAS, LIGANTES E MÉTODOS DE DOSAGEM

AUTOR: PEDRO ORLANDO BORGES DE ALMEIDA JÚNIOR  
ORIENTADORA: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. TATIANA CUREAU CERVO  
COORIENTADOR: Prof. Dr. LUCIANO PIVOTO SPECHT

A degradação sobre o pavimento cresceu consideravelmente em virtude da modificação das características do tráfego. Aumentou-se o volume de tráfego, as cargas transportadas, a pressão de inflação dos pneus, que somados a falta de fiscalização sobre o transporte de carga ocasionam no revestimento asfáltico o surgimento precoce de defeitos. No sentido de buscar uma evolução sobre o conhecimento do comportamento das misturas asfálticas, este trabalho teve por objetivo analisar a influência do método de dosagem, da granulometria e do ligante no comportamento mecânico de misturas asfálticas e determinar quais dessas três variáveis mais influenciam no comportamento mecânico do material. Utilizaram-se dois métodos de dosagem, Superpave e Marshall, quatro granulometrias, duas determinadas pelo método Bailey (Faixa B e Faixa C) e duas por tentativa (Faixa B e Faixa C- simples enquadramento nas faixas) e dois tipos de ligantes asfálticos: CAP 50-70 e o CAP 60-85, totalizando dezesseis misturas asfálticas. As misturas foram avaliadas na resistência à tração indireta, na rigidez pelo ensaio de módulo de resiliência e módulo complexo, que utilizou a modelagem 2S2P1D para composição das curvas mestras, e a deformação permanente pelo ensaio de *Flow Number*. Os resultados obtidos indicaram que o fator que mais alterou a rigidez e a resistência à deformação permanente das misturas foi o tipo de ligante asfáltico, no qual o ligante modificado aumentou a rigidez e a resistência ao dano das misturas. O método Bailey de seleção granulométrica também melhorou o comportamento das misturas em uma menor escala de influência que o tipo de ligante, seguido pelo método de dosagem Superpave que reduziu o teor de ligante de projeto das misturas.

**Palavras-chave:** Rigidez, Deformação Permanente, Módulo Complexo, *Flow Number*.



## ABSTRACT

# MECHANICAL BEHAVIOR OF ASPHALT CONCRETE WITH DIFFERENT GRANULOMETRIES, BINDERS AND DOSING METHODS

AUTOR: PEDRO ORLANDO BORGES DE ALMEIDA JÚNIOR  
ORIENTADORA: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. TATIANA CUREAU CERVO  
COORDINADOR: Prof. Dr. LUCIANO PIVOTO SPECHT

The degradation of the pavement has grown considerably due to the modification of traffic characteristics. It was increased the volume of traffic, the transported load and the tire inflation pressure, which added to the lack of load inspection on the load transport causes the asphalt coating the early appearance of defects. In order to seek progress on knowledge of the behavior of asphalt mixtures this study aimed to analyze the influence of the dosing method, of the granulometry and binders in the mechanical behavior of asphalt mixtures and determinate which of these three variables most influence on the mechanical behavior of the material. It was used two dosing method, Superpave and Marshall, four granulometries, two of them determined by Bailey method (range B and range C) and two by trial (range B and range C- simple framework on the ranges) and two type of asphalt binders: CAP 50-70 and the CAP 60-85, totalizing sixteen asphalt mixtures. The mixtures were evaluated in indirect tensile strength, stiffness in the resilient modulus testing and complex modulus, which used the 2SDP1D modeling to the composition of the master curves, and the permanent deformation by Flow Number test. The obtained results indicated that the factor that alter the stiffness and resistance to permanent deformation of the mixtures was the type of asphalt binder, wherein the modified binder increased the stiffness and damage resistance of the mixtures. The Bailey method of granulometric selection has also improved the behavior of the mixtures on a smaller scale of influence than the type of asphalt binder, followed by the dosing method Superpave that reduced the design binder content of the mixtures.

**Keywords:** Stiffness, permanent deformation, Complex modulus, Flow Number.





## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Limites Superpave para granulometrias de TMN de 19 mm .....	27
Figura 2 - Visão geral das divisões das peneiras de controle do método Bailey .....	33
Figura 3 - Estrutura de camadas deformando com a passagem de uma carga móvel.....	41
Figura 4 - Deformação abaixo da camada de rolamento .....	42
Figura 5 - Limites de deformação conforme o comportamento das misturas asfálticas para temperatura fixa .....	43
Figura 6 - Duração do tempo de carregamento e repouso no corpo de prova .....	46
Figura 7 - Isotérmica do módulo dinâmico.....	50
Figura 8 - Curva de equivalência frequência / temperatura.....	51
Figura 9 - Deformação permanente em pavimentos asfálticos.....	54
Figura 10 - Resultados de <i>Flow Number</i> das três misturas a 58°C.....	57
Figura 11 - Efeito da quantidade de ligante asfáltico em uma mistura betuminosa .....	58
Figura 12 - Comparação entre mistura descontínua (A) e mistura contínua (B) .....	61
Figura 13 - Gráfico típico do ensaio de FN .....	63
Figura 14 - Modelo genérico da abreviatura dos tipos de mistura conforme método de dosagem, tipo de seleção granulométrica, tipo de faixa de serviço e ligante asfáltico.....	67
Figura 15- Coleta do ligante CAP 50-70 na Compasul, Itaara – RS .....	69
Figura 16 - Ensaio de caracterização dos ligantes asfálticos .....	70
Figura 17 - Localização da pedra de coleta dos agregados e da cal .....	71
Figura 18 - Unidade produtora de agregado pétreo de Sarandi-RS .....	72
Figura 19 - Ensaio de adesividade CAP 50-70 .....	73
Figura 20 - Ensaio de adesividade CAP 60-85 .....	74
Figura 21 - Representação gráfica da curva granulométrica dos cinco agregados e da cal hidratada separadamente .....	75
Figura 22 - Composição granulométrica das misturas Faixas B DNIT 031/2006-ES.....	77
Figura 23 - Composição granulométrica das misturas Faixas C DNIT 031/2006- ES.....	77
Figura 24 - Simbologia definida para representar cada mistura nos gráficos com os resultados dos ensaios mecânicos .....	79
Figura 25 - Pesagem dos agregados e envolvimento da cal com a fração graúda da mistura .....	80
Figura 26 – Misturador Infratest testing system .....	81
Figura 27 – CGS, computador de aquisição de dados e amostras da dosagem Superpave	83
Figura 28 - Compactador Marshall, amostra compactada e extraída e amostras da dosagem .....	84
Figura 29 - Determinação da densidade específica máxima das misturas.....	88
Figura 30 - Prensa hidráulica UTM-25 .....	90
Figura 31 - Ensaio de módulo de resiliência em duas direções: 0° e 90° .....	91
Figura 32 - Amostras para ensaio de MR e RT moldadas compactador Marshall e no CGS .....	92
Figura 33 - Estado de tensão gerado no ensaio.....	93
Figura 34 - Aparelho e corpo de prova rompido à tração por compressão diametral.....	94
Figura 35 - Moldagem dos corpos de prova nos teores Marshall e Superpave no CGS....	95
Figura 36 - Serragem e ratificação da superfície das amostras para ensaio E* e FN .....	95
Figura 37 - Colagem dos pinos na amostra de ensaio de E* .....	96
Figura 38 - Software UTS006 e configurações de ensaio.....	96
Figura 39 - Amostras condicionadas e ensaiadas a -10°C .....	97
Figura 40 - Ensaio de módulo complexo a -10°C - registro de dados no UTS06 .....	98

Figura 41 - Resultado do ensaio de módulo complexo na amostra 26 na temperatura - 10°C .....	98
Figura 42 - Descolamento dos pinos fixados ao CP na temperatura de 54°C .....	99
Figura 43 - Compilação dos dois modelos no modelo 2S2P1D .....	99
Figura 44 - Representação do modelo 2S2P1D no plano Cole-Cole .....	101
Figura 45 - Corpo de prova, com as membranas, antes e após a realização do ensaio....	103
Figura 46 - Software UTS 14- gráfico de deformação por ciclo .....	103
Figura 47 - Volume de Vazios para as misturas Superpave .....	106
Figura 48 - Vazios no agregado mineral para as misturas Superpave .....	107
Figura 49 - Relação Betume-Vazio para as misturas Superpave .....	107
Figura 50 - Massa específica aparente para as misturas Superpave .....	108
Figura 51 - Parâmetros de compactação CDI para as misturas Superpave.....	108
Figura 52 - Parâmetro de compactação TDI para as misturas Superpave .....	109
Figura 53 - Volume de vazios para as misturas Marshall.....	109
Figura 54 - Vazios no agregado mineral para as misturas Marshall .....	110
Figura 55 - Relação betume-vazio para as misturas Marshall .....	110
Figura 56 - Massa específica aparente para as misturas Marshall .....	111
Figura 57 - Teor de projeto encontrado nas dosagens Superpave e Marshall .....	112
Figura 58 - Valores de CDI para as misturas Superpave .....	116
Figura 59 - Valores de TDI para as misturas Superpave .....	116
Figura 60 - Resultados de MR a 10°C em função da frequência de carregamento .....	118
Figura 61 - Resultados de MR a 25°C em função da frequência de carregamento .....	119
Figura 62 - Resultados de MR a 35°C em função da frequência de carregamento .....	121
Figura 63 - Comparação dos resultados de MR a 10°C com Bruxel (2015) e Centofante (2016).....	122
Figura 64 - Comparação dos resultados de MR a 10°C com Bruxel (2015) e Centofante (2016) e Boeira (2014).....	123
Figura 65 - Comparação dos resultados de MR a 35°C com Bruxel (2015) e Centofante (2016).....	124
Figura 66 - Resistência à tração na temperatura 25°C para as misturas estudadas.....	126
Figura 67 - Comparativo de RT de diversas misturas asfálticas.....	129
Figura 68 - Espaço Cole Cole para as misturas Superpave obtidos com a modelagem 2S2P1D .....	133
Figura 69 - Espaço Cole Cole das misturas de Bruxel (2015) com modelagem 2S2P1D .....	134
Figura 70 - Espaço Cole Cole para as misturas Marshall obtidos com a modelagem 2S2P1D .....	135
Figura 71 - Espaço Cole Cole para as misturas Superpave e Marshall obtidos com a modelagem 2S2P1D.....	136
Figura 72 - Diagrama de Black para as misturas Superpave .....	137
Figura 73 - Diagrama de Black das misturas de Bruxel (2015).....	138
Figura 74 - Diagrama de Black para as misturas Marshall .....	139
Figura 75 - Diagrama de Black para as misturas Superpave e Marshall .....	140
Figura 76 - Curvas mestras de módulo dinâmico para misturas Superpave (@ 20°C)..	142
Figura 77 - Curvas mestras de módulo dinâmico nas baixas frequências para misturas Superpave (@ 20°C).....	143
Figura 78 - Curvas mestras de módulo dinâmico para misturas Marshall (@ 20°C).....	144
Figura 79 - Curvas mestras de módulo dinâmico nas baixas frequências para misturas Marshall (@ 20°C).....	145

Figura 80 - Curvas mestras de módulo dinâmico para misturas Superpave e Marshall (@ ..... 146	146
Figura 81 - Curvas mestras de módulo dinâmico para misturas Superpave e Marshall na escala log-log (@ 20°C)..... 147	147
Figura 82 - Estrutura hipotética com diferença de rigidez no revestimento asfáltico ..... 148	148
Figura 83 - Comparativo das curvas mestras desta pesquisa com Centofante (2016) e Bruxel (2015) @20°C ..... 149	149
Figura 84 - Comparativo das curvas mestras Log-Log desta pesquisa com Centofante (2016) e Bruxel (2015) @20°C..... 150	150
Figura 85 - Curvas mestras de ângulo de fase para misturas Superpave (@ 20°C) ..... 152	152
Figura 86 - Curvas mestras de ângulo de fase para misturas Marshall (@ 20°C)..... 153	153
Figura 87 - Curvas mestras de ângulo de fase para misturas Superpave e Marshall (@ 20°C)..... 154	154
Figura 88 - Inferência à fadiga a 21°C das misturas Superpave ..... 155	155
Figura 89 - Inferência à fadiga a 21°C das misturas Marshall..... 155	155
Figura 90 - Inferência à fadiga a 21°C das misturas Superpave e Marshall ..... 156	156
Figura 91 - Inferência à deformação permanente das misturas Superpave a 54°C e 37°C ..... 157	157
Figura 92 - Inferência à deformação permanente das misturas Marshall a 54°C e 37°C 158	158
Figura 93 - Inferência à deformação permanente das misturas Superpave a 54°C e 37°C ..... 159	159
Figura 94 - <i>Flow Number</i> das 16 misturas asfálticas e os limites propostos por Nascimento (2008)..... 161	161
Figura 95 - Relação FN e ligante 50-70..... 164	164
Figura 96 - Relação FN e ligante 60-85 ..... 164	164
Figura 97 - Correlação FN e CDI ..... 166	166
Figura 98 - Correlação FN com TDI..... 166	166
Figura 99 - Correlação FN com proporção AG ..... 167	167
Figura 100 - Correlação do <i>Flow Number</i> com resultados de MR a 25°C e frequência 10 Hz..... 168	168
Figura 101 - Correlação <i>Flow Number</i> com relação $E^*/\sin \varphi$ (0,01 Hz, 1 Hz e 10 Hz). 169	169
Figura 102 - Comparativo de FN com outros autores ..... 170	170



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores recomendados de parâmetros de dosagem de mistura asfáltica .....	24
Tabela 2 - Pontos de controle de acordo com o TMN .....	26
Tabela 3 - Determinação do Nprojeto.....	27
Tabela 4 - Requisitos volumétricos da dosagem Superpave.....	28
Tabela 5 - Parâmetros volumétricos dos corpos de provas moldados no teor de projeto..	29
Tabela 6 - Resultados volumétricos das dosagens das misturas asfálticas no SGC e no Marshall .....	30
Tabela 7 - Peneiras de controle do Método Bailey para misturas de comportamento graúdo .....	33
Tabela 8 - Peneiras de controle do Método Bailey para misturas de comportamento miúdo .....	34
Tabela 9 - Valores recomendados para parâmetros de proporção dos agregados em misturas de comportamento graúdo .....	36
Tabela 10 - Valores recomendados para os parâmetros de proporção dos agregados em misturas de comportamento miúdo .....	36
Tabela 11 - Resumo dos resultados de MR (MPa) obtido por metodologias distintas.....	47
Tabela 12 - Comparativo dos parâmetros entre as três normativas do Brasil.....	48
Tabela 13 - Módulo de resiliência de misturas investigadas no Brasil.....	49
Tabela 14 - Fatores de influência em misturas asfálticas .....	55
Tabela 15 - Comparação entre o ensaio uniaxial de carga repetida e o TSS .....	64
Tabela 16 - Nomenclatura para as dezesseis misturas estudadas .....	67
Tabela 17 - Quantidade de amostras por ensaio mecânico .....	68
Tabela 18 - Propriedades do ligante CAP 50-70 e CAP 60-85.....	69
Tabela 19 - Resultado dos ensaios de caracterização do agregado mineral .....	73
Tabela 20 - Granulometria do agregado pétreo de Sarandi-RS .....	74
Tabela 21- Percentagem de cada material que irão compor a granulometria das misturas	76
Tabela 22 - Percentual passante de cada mistura com agregados.....	76
Tabela 23 - Análise das quatro granulometrias nos parâmetros estabelecidos pelo método Bailey .....	78
Tabela 24 - Peneiras utilizadas para separação dos cinco tipos de agregados que compõem as misturas asfálticas .....	80
Tabela 25 - Teores de ligante asfáltico adicionados nas misturas para determinação do teor de projeto .....	83
Tabela 26 - Requisitos volumétricos para as misturas dosadas pela metodologia Superpave.....	84
Tabela 27 - Teores de ligante adicionados às misturas na dosagem Marshall.....	85
Tabela 28 - Requisitos volumétricos para as misturas dosadas pela metodologia Marshall .....	85
Tabela 29 - Valores de densidade específica máxima das misturas estudadas.....	86
Tabela 30 - Valores do Coeficiente de Poisson utilizados nas três temperaturas .....	91
Tabela 31 - Tempo mínimo para o equilíbrio da temperatura de ensaio das amostras no ensaio de E* .....	97
Tabela 32 - Parâmetros de ensaio de <i>Flow Number</i> .....	102
Tabela 33 - Coeficiente de variação de média das propriedades de FN .....	105
Tabela 34 - Parâmetros volumétricos obtidos com as dosagens Superpave e Marshall..	112
Tabela 35 - Parâmetros das misturas dentro da especificação Bailey .....	114
Tabela 36 - Teores de ligante encontrados por Boeira (2014).....	115

Tabela 37 - Valores de RT para as misturas estudadas.....	125
Tabela 38 - Comparativo dos RT das misturas dessa pesquisa com outros autores .....	128
Tabela 39 - Resumo dos fatores de influência na RT das misturas estudadas.....	131
Tabela 40 - Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 para as 16 misturas..	132
Tabela 41 - Parâmetros da modelagem 2S2P1D de Centofante (2016) e Bruxel (2015)	149
Tabela 42 - <i>Flow Number</i> por corpo de prova e parâmetros do modelo de Francken.....	160
Tabela 43 - Influência dos fatores no FN das misturas.....	163
Tabela 44 - Resultados de FN e flecha máxima de Bastos <i>et al.</i> (2015) .....	172

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

$\phi$  = Ângulo de fase  
 $\omega$  = Frequência angular  
 $\tau$  = Tempo característico  
 $\eta$  = Viscosidade Newtoniana  
 $\nu_0$  = Coeficiente de Poisson estático em transição  
 $\nu_{00}$  = Coeficiente de Poisson estático  
 $\mu$  = Coeficiente de Poisson  
AASHTO = *American Association of Highway and Transportation Officials*  
ABPv = Associação Brasileira de Pavimentação  
AEMC = Análise Elástica de Múltiplas Camadas  
AG = Agregado Graúdo  
ANP = Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis  
ASTM = *American Society for Testing and Materials*  
AZR = Acima da Zona de Restrição  
BBR = Bending Beam Rheometer  
BRP= Borracha Reciclada de Pneu  
BZR = Abaixo da Zona de Restrição  
Ca(OH)<sub>2</sub> = Hidróxido de Cálcio  
CAP = Cimento Asfáltico de Petróleo  
CDI = *Compaction Densification Index*  
COPPE = Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia  
CGS = Compactador Giratório Superpave  
CP = Corpo de Prova  
CV = Coeficiente de Variação  
DMM = Densidade Máxima Medida  
DMT = Densidade Máxima Teórica  
DNER = Departamento Nacional de Estradas de Rodagem  
DNIT = Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes  
DSR = *Dynamic Shear Rheometer*  
DTT = *Direct Tension Test*  
|E\*|: Módulo Dinâmico  
E\* = Módulo Complexo  
E1 = Módulo Elástico Real  
E2 = Módulo de Perda  
EVA= Etileno Acetato de Vinila  
FAF = Fino do Agregado Fino  
FHWA = Federal Highway Administration  
GAF = Graúdo do Agregado Fino  
GEPPASV = Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária  
Gmm = Massa específica máxima  
Gsb = Massa específica aparente  
Hz = Hertz  
kgf = Quilograma Força  
kPa = Quilo Pascal  
LVDT = *Linear Variable Differential Transformer*  
m = Metro  
MEA = Massa Específica Aparente

MEE = Massa Específica Escolhida  
mm = Milímetro  
MPa = Mega Pascal  
MR = Módulo de resiliência  
MSS = *Multiple Stress Sweep*  
N = Número de repetições de carga de um eixo padrão a que o pavimento estará sujeito ao longo de sua vida de serviço  
NCAT = *National Center Asphalt Technology*  
°C = Graus Celsius  
PAV = *Pressure Aging Vessel*  
PCP = Peneira de Controle Primário  
PCS = Peneira de Controle Secundário  
PCT = Peneira de Controle Terciário  
PG = *Performance Grade*  
PM = Peneira Média  
PPGEC = Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil  
PRO = Procedimento  
RBV (%) = Relação betume-vazio  
REGAP = Refinaria Gabriel Passos  
REVAP = Refinaria Henrique Lage  
RPM = Rotação por minuto  
RT = Resistência à tração  
RTFOT = *Rollin Thin Film Oven*  
SBS = Estireno-Butadieno-Estireno  
SMA = *Stone Mastic Asphalt*  
SSCR = *Single Shear Creep-Recovery*  
TDI = *Traffic Densification Index*  
TMN = Tamanho Máximo Nominal  
TSS = *Triaxial Stress Sweep*  
TRLPD = *Triaxial Repeated Load Permanent Deformation*  
TZR = Através da Zona de Restrição  
UFRJ = Universidade Federal do Rio de Janeiro  
UFSM = Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
VAM = Vazios no Agregado Mineral  
Vv = Volume de Vazios



## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	19
1.1	OBJETIVOS .....	22
1.1.1	<b>Objetivo Geral</b> .....	22
1.1.2	<b>Objetivos Específicos</b> .....	22
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	23
2.1	DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS .....	23
2.1.1	<b>Metodologia Marshall</b> .....	23
2.1.2	<b>Metodologia Superpave</b> .....	24
2.1.3	<b>Comparativo entre dosagens Marshall e Superpave</b> .....	28
2.2	SELEÇÃO GRANULOMÉTRICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS .....	30
2.2.1	<b>Método Bailey</b> .....	31
2.2.1.1	<i>Estudos realizados com a metodologia Bailey</i> .....	37
2.2.2	<b>Metodologia Faixa de Agregado Dominante (FAD)</b> .....	40
2.3	COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO EM MISTURAS ASFÁLTICAS .....	41
2.3.1	<b>Ensaios de rigidez em misturas asfálticas</b> .....	44
2.3.1.1.	<i>Módulo de Resiliência</i> .....	44
2.3.1.2.	<i>Módulo Complexo</i> .....	50
2.4	DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS .....	52
2.4.1	<b>Fatores de influência no comportamento de mistura asfáltica à deformação permanente</b> .....	54
2.4.1.1.	<i>Ligante asfáltico</i> .....	55
2.4.1.2.	<i>Agregado Mineral</i> .....	59
2.4.2	<b>Ensaios de previsão da resistência à deformação permanente</b> .....	61
2.4.2.1	<i>Flow Number</i> .....	62
2.4.2.2	<i>Ensaio Triaxial Stress Sweep</i> .....	63
<b>3.</b>	<b>METODOLOGIA EXPERIMENTAL</b> .....	66
3.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA .....	66
3.2	MATERIAIS UTILIZADOS .....	68
3.2.1	<b>Ligantes asfálticos</b> .....	68
3.2.2	<b>Agregado mineral e cal</b> .....	70
3.3	GRANULOMETRIAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS .....	75
3.4	MISTURAS ASFÁLTICAS EMPREGADAS .....	78
3.5	DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS .....	79
3.6	ENSAIOS MECÂNICOS .....	89
3.6.1	<b>Módulo de Resiliência</b> .....	89
3.6.2	<b>Resistência à tração por compressão diametral</b> .....	92

<b>3.6.3</b>	<b>Módulo complexo</b> .....	94
<b>3.6.4</b>	<b>Flow Number</b> .....	102
<b>4.</b>	<b>ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b> .....	106
4.1	DOSAGEM.....	106
<b>4.1.1</b>	<b>Parâmetros volumétricos e de densificação</b> .....	106
4.2	PROPRIEDADES MECÂNICAS .....	117
<b>4.2.1</b>	<b>Módulo de resiliência</b> .....	117
<b>4.2.2</b>	<b>Resistência à tração por compressão diametral</b> .....	125
<b>4.2.3</b>	<b>Módulo complexo</b> .....	131
4.2.3.1	<i>Espaço Cole Cole</i> .....	132
4.2.3.2	<i>Diagrama de Black</i> .....	137
4.2.3.3	<i>Curvas mestras de Módulo Dinâmico</i> .....	141
4.2.3.4	<i>Curvas mestras de Ângulo de Fase</i> .....	151
4.2.3.5	<i>Inferência à fadiga e à deformação permanente</i> .....	154
<b>4.2.4</b>	<b>Flow Number</b> .....	159
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	174
5.1	CONCLUSÕES .....	174
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	177
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	178
	APÊNDICE A .....	185
	APÊNDICE B .....	190
	APÊNDICE C .....	214

## 1. INTRODUÇÃO

O setor de transporte rodoviário possui um importante papel no desenvolvimento econômico e social de uma nação, em especial o Brasil, um país em desenvolvimento que se utiliza desse modal como o seu principal meio de transporte. Ao longo da história, o aumento do número de rodovias possibilitou ao homem explorar os recursos da natureza nos mais diferentes lugares, ampliar o comércio, entre outras atividades econômicas, até se tornar, nos dias atuais, em um conjunto de redes por onde ocorre a movimentação de passageiros e mercadorias.

Diante da importância das estradas no cenário econômico e social do país, é vital que os pavimentos proporcionem aos usuários conforto e segurança. Entretanto, as condições das rodovias pavimentadas, em sua maioria, não atendem esses dois critérios, pois a ação de degradação sobre o pavimento aumentou e não houve evolução das técnicas e tecnologias para projeto, construção e restauração do revestimento e das demais camadas do pavimento de forma a melhorar o desempenho frente à ação do tráfego.

A degradação sobre o pavimento aumentou em decorrência do aumento da frota de veículos, aumento das cargas transportadas, seja por diferentes configurações dos veículos que permitem um maior volume de transporte ou por falta de fiscalização ao limite de carga legal, e aumento de pressão de inflação de pneus. Além disso, como o Brasil é um país de clima tropical, as temperaturas são elevadas na maior parte do ano, potencializando defeitos relacionados às altas temperaturas.

A maioria das rodovias pavimentadas no país possui revestimento asfáltico, por isso há necessidade de evolução do conhecimento sobre comportamento do material, necessário para prever seu desempenho em uso, e de métodos de projeto, dosagem e execução para prolongar a vida útil do pavimento, adequando assim os métodos às novas condições de trafegabilidade.

Em outros países, essa evolução citada está em andamento como, por exemplo, a utilização da metodologia Superpave, método de compactação giratória mais similar ao rolo compactador, como método de dosagem de revestimento asfáltico, ampliação do conhecimento sobre o comportamento viscoelástico do material e o dano nas misturas asfálticas.

A deformação permanente em revestimentos asfálticos, bastante comum em rodovias brasileiras, tem ocorrido de forma precoce, prejudicando a serventia dos pavimentos. Esse tipo de defeito está relacionado ao ligante asfáltico e ao agregado mineral.

Em relação ao ligante asfáltico, os fatores importantes como teor, viscosidade e a modificação do ligante tem relação direta ao desempenho de uma mistura asfáltica ao acúmulo de deformação permanente. Por isso, o tipo e teor de ligante, além do método de dosagem da mistura asfáltica influenciam na rigidez do material. Ligantes menos viscosos tornam a mistura menos rígida e mais propensa ao acúmulo de deformação plástica (NASCIMENTO, 2008) e um maior teor de ligante aumenta a espessura do filme asfáltico no entorno do agregado reduzindo o atrito entre os agregados de forma que reduz a resistência ao cisalhamento (MOURA, 2010).

O método de dosagem Marshall é utilizado atualmente para projetos de revestimento asfáltico no Brasil, além de ser exigido pelos órgãos rodoviários do país. O método Superpave, amplamente utilizado em países como Estados Unidos e na Europa, está restrito apenas em pesquisas experimentais no Brasil. A literatura indica que misturas dosadas com o método Superpave apresentam um teor de ligante inferior às dosadas pelo método Marshall, pois a energia de compactação do Compactador Giratório Superpave é mais severa que o método por impacto do Marshall.

Já o agregado mineral corresponde de 90% a 95% em peso e de 70% a 85% em volume de uma mistura asfáltica e são os responsáveis por resistir à maior carga imposta ao revestimento (ASPHALT INSTITUTE, 1989). Gouveia (2006) cita que o arranjo do esqueleto pétreo pode dar uma indicação da resistência da mistura asfáltica, e conseqüentemente do seu comportamento mecânico. Por isso, o esqueleto mineral composto pelos agregados é importante para o desempenho da camada de rolamento ser satisfatório.

Em condições de temperatura elevada, que altera a viscosidade do cimento asfáltico, o agregado é o principal responsável pela resistência ao cisalhamento do concreto asfáltico (ROBERTS *et al.* 1991).

Como a granulometria do agregado é considerada por pesquisadores como uma propriedade que influencia nas características como rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade, resistência à fadiga e atrito, é importante avançar em pesquisas sobre essa variável de forma a melhorar o desempenho do pavimento frente ao dano. Atualmente, a seleção granulométrica é realizada por tentativa e erro que enquadrem em faixas granulométricas especificadas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Entretanto, dessa forma não se tem garantia de um esqueleto pétreo com intertravamento adequado, e conseqüentemente, não há uma garantia de bom comportamento mecânico do revestimento asfáltico, se caracterizando por ser uma forma empírica de seleção granulométrica.

Na tentativa de encontrar formas mais sistemáticas e racionais para dosagem granulométrica de uma mistura asfáltica, que substituam o empirismo da seleção por meio do procedimento de tentativa e erro com base na experiência e que atenda a especificação estabelecida pelo órgão regulador no Brasil, o método Bailey de seleção granulométrica busca um maior intertravamento entre os agregados e um esqueleto mineral resistente à deformação permanente através de um procedimento de seleção e avaliação de granulometrias.

Com base nas premissas anteriores, na importância do ligante asfáltico, método de dosagem e do agregado mineral no comportamento das misturas asfálticas, esta dissertação estudou a influência do método de dosagem, Marshall e Superpave, do método de seleção granulométrica, método convencional (tentativa e erro) e o método Bailey, e do tipo de ligante asfáltico, ligante 50-70 e 60-85, no comportamento mecânico de misturas asfálticas.

Possuir o conhecimento sobre a influência do tipo de ligante asfáltico, do método de dosagem e da granulometria em especial nas duas principais propriedades de misturas asfálticas, rigidez e dano, é importante para projetar revestimentos asfálticos que apresentem bom desempenho em campo frente à ação crescente de degradação sobre o pavimento, adaptando assim os métodos às novas necessidades. Conhecer a rigidez de uma mistura asfáltica quando submetida a diferentes temperaturas e frequências de carregamento e a resistência à deformação permanente é uma necessidade atual para avançar no conhecimento das propriedades das misturas asfálticas, além de ter o domínio de qual fator se deve alterar para melhorar a resposta do revestimento a um determinado tipo de tráfego. Para ter uma mistura asfáltica com bom desempenho a um tráfego pesado, qual fator mais influencia na escolha? A granulometria? Ligante asfáltico? Teor de ligante? E para um tráfego leve, será que a utilização de um ligante asfáltico convencional e uma granulometria mais grossa corresponderão satisfatoriamente? Tendo em vista essas questões, este trabalho se justifica pela necessidade de conhecer os fatores que influenciam no comportamento mecânico de misturas asfálticas, com prioridade na rigidez e na resistência à deformação permanente.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 Objetivo Geral

Esta dissertação buscou estudar a influência do método de dosagem, da granulometria, e ligantes asfálticos, no comportamento mecânico de misturas asfálticas através de ensaios laboratoriais, e determinar qual desses três fatores- método de dosagem, granulometria e tipo de ligante, mais influenciaram nos resultados obtidos.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

Como forma de complementação do objetivo geral, esta dissertação teve como objetivo específico analisar a influência do método de dosagem, Marshall e Superpave, do método de seleção granulométrica Bailey e Convencional – que compuseram quatro granulometrias diferentes, duas Faixa B e duas Faixa C, e do tipo de ligante asfáltico, 50-70 e 60-85:

- a) No teor de ligante de projeto das misturas asfálticas;
- b) Na rigidez das misturas asfálticas através do ensaio de Módulo de Resiliência em três temperaturas e frequências de carregamento e na resistência à tração por compressão diametral;
- c) No comportamento viscoelástico e na deformação permanente das misturas asfálticas através do ensaio de módulo complexo e *Flow Number*, respectivamente;

Além disso, estabelecer correlação dos resultados do ensaio de *Flow Number* com o teor de ligante, parâmetros da compactação giratória – CDI e TDI, proporção AG do método Bailey, módulo de resiliência e com a inferência à deformação permanente realizada com os resultados de módulo complexo, e também comparar os resultados dessa pesquisa com outros estudos, em especial com agregados do estado do Rio Grande do Sul.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O capítulo de revisão bibliográfica aborda os assuntos pertinentes para a compreensão sobre os métodos de dosagem Marshall e Superpave, com estudos que tratam da diferença entre os dois métodos, apresenta o método de seleção granulométrica Bailey, e sobre rigidez e dano em misturas asfálticas, com foco na deformação permanente.

### 2.1 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS

A dosagem de uma mistura asfáltica consiste na escolha do teor de ligante de projeto a partir de uma faixa granulométrica definida, variando conforme o critério de avaliação. Ao longo dos anos, vem-se evoluindo os procedimentos de dosagem de forma a representar a compactação do concreto asfáltico no campo em laboratório.

O teor de projeto de ligante asfáltico varia de acordo com o método de dosagem. No Brasil, o principal método de dosagem utilizado em projetos de misturas asfálticas é o método Marshall. Entretanto, o método Superpave, utilizado em outros países, é o principal objeto de estudo no meio científico do país.

Este capítulo apresenta o método Marshall e o Superpave de dosagem de mistura asfáltica, além de pesquisas que sintetizem a diferença técnica entre ambos.

#### 2.1.1 Metodologia Marshall

A metodologia Marshall foi desenvolvida na década de 30 por Bruce G. Marshall, nos Estados Unidos, sendo normatizada no Brasil pelo DNER-ME 043/95 e consiste em um método de compactação por impacto.

O método considera os seguintes parâmetros: densidade, volume de vazios, relação entre vazios do agregado mineral preenchido por betume e valores empíricos de estabilidade e fluência. A estabilidade é a carga máxima suportada pelos corpos de prova e a fluência a deformação sofrida quando o corpo de prova é submetido a uma tensão constante.

A execução do método consiste em compactar três amostras, mistura de agregado e ligante asfáltico, em um molde cilíndrico aquecido com 50 ou 75 golpes por face do corpo de prova com um soquete de 4.540 g, caindo de uma altura de 457,2 mm, com cinco teores de ligante. Após moldados, pesam-se os corpos de prova ao ar e imerso em água para obtenção dos parâmetros volumétricos.

Para obtenção da estabilidade e fluência, as amostras são imersas em água a 60°C por cerca de 40 minutos e após são ensaiados.

A especificação de serviço utilizada é a DNIT ES-031/04, que apresenta os valores mostrados na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores recomendados de parâmetros de dosagem de mistura asfáltica

Características	Camada de rolamento	Camada de ligação
V <sub>v</sub> (%)	3 - 5	4 - 6
RBV (%)	75 - 82	65 - 72
Estabilidade mín. (75Golpes)	500 kgf	500 kgf
RT mín. a 25°C	0,65 MPa	0,65 MPa

Fonte: DNIT ES-031/04

### 2.1.2 Metodologia Superpave

A metodologia Superpave surgiu da necessidade de substituir o método de compactação por impacto por um método que produzisse misturas com a mesma densidade ou índice de vazios obtidas no pavimento acabado e aproximar-se ao máximo das condições de degradação do pavimento durante sua vida útil.

O princípio de funcionamento do método se compara a de um rolo compactador, exercendo tensão de amassamento na mistura, através de um compactador giratório. Os parâmetros utilizados são: ângulo externo de rotação de 1,25° +/- 0,02°, ângulo interno de rotação de 1,16°, taxa de 30 RPM; tensão de compressão aplicada no corpo de prova de 600 kPa.

Os corpos de prova podem ser de diâmetros de 100 mm e 150 mm. Bernucci *et al.* (2010) descrevem o molde requerido com 150 mm de diâmetro, porém, o Compactador Giratório Superpave (CGS) também admite moldagem de corpos-de-prova com 100 mm. Nascimento (2008) constatou que os corpos de prova com 150 mm e 100 mm apresentaram uma distribuição de vazios vertical simétrica em todas as regiões, com aumento de vazios nas extremidades. Além disso, o autor constatou que os vazios nas amostras extraídas em pista foi superior as apresentadas pelos corpos de prova do Superpave.



O método Superpave apresenta uma especificação de ligante asfáltico de acordo com o desempenho, denominado *Performance-Graded* (PG). Teve origem na necessidade de novas especificações e ensaios para avaliar as propriedades do ligante asfáltico em temperaturas e condições de envelhecimento que representem o material nos pavimentos em serviço. A grande contribuição dessa classificação está em abordar o comportamento dos ligantes betuminosos no que diz respeito à temperaturas, alta, média e baixa, e no processo de envelhecimento.

Os ensaios de envelhecimento são os RTFOT (*Rollinf Thin Film Oven*), que simula o envelhecimento que ocorre durante o processo de fabricação, e o PAV (*Pressure Aging Vessel*) que simula o envelhecimento no pavimento em serviço.

Além desses ensaios, também são realizados ensaios mecânicos como o viscosímetro rotacional (*Rotational Viscometer*), que determina a viscosidade em altas temperaturas, ensaio DSR (*Dynamic Shear Rheometer*) que caracteriza o comportamento viscoelástico do material determinando o módulo complexo e o ângulo de fase em uma dada temperatura e frequência, ensaio de BBR (*Bending Beam Rheometer*), que permite conhecer o comportamento em termos de rigidez para uma gama de temperatura e o ensaio DTT (*Direct Tension Test*) que avalia a ductilidade a baixas temperaturas.

O grau de *performance* PG X-Y é selecionado baseado no clima em que o pavimento será executado, no qual o X é referente a máxima temperatura do pavimento, calculado através da média de sete dias consecutivos de máxima temperatura do ar, e o Y a menor temperatura no qual o ligante tenha flexibilidade suficiente para evitar fissuração (ALSHAMSI, 2006).

Além disso, a máxima temperatura do pavimento X é ajustada de acordo com a velocidade e o nível de tráfego. Dependendo da velocidade e do nível de tráfego, a alta temperatura pode sofrer um incremento de 1 a 2 grau (1 grau equivale a 6°C).

Em relação ao agregado, a especificação utiliza um gráfico que contem na abscissa as aberturas das peneiras, em milímetro, elevadas à potência de 0,45 e na ordenada a porcentagem passante do agregado. O gráfico apresenta três parâmetros que balizam a seleção granulométrica: a linha de densidade máxima, os pontos de controle e a zona de restrição.

A linha de densidade máxima parte da origem e vai até o tamanho máximo do agregado, e representa, teoricamente, o máximo empacotamento ou densidade do agregado. Nesse caso, promove o mínimo de Vazios no Agregado Mineral (VAM) na mistura.

Os pontos de controle funcionam como limites dentro dos quais a curva granulométrica deve passar para satisfazer os requisitos de dosagem de mistura asfáltica pela

metodologia. Esses pontos são fixados nas peneiras de tamanho máximo nominal, diâmetro máximo nominal, na peneira abaixo do tamanho máximo nominal e nas peneiras de 2,36 mm e 0,075 mm.

A Zona de Restrição (ZR) fica sobre a linha de densidade máxima, entre as peneiras intermediárias de 4,75 mm ou 2,36 mm e 0,30 mm e serve para evitar misturas com alta proporção de areia fina natural em relação ao total de agregados finos, o que reduz o VAM da mistura. Além disso, granulometrias que cruzam a zona de restrição possuem esqueleto pétreo frágil, e conseqüentemente, dependem do ligante asfáltico para terem resistência ao cisalhamento, sendo muito sensível ao teor de ligante e podem facilmente deformar. A especificação Superpave recomenda misturas com granulometria abaixo da zona de restrição (CERATTI e REIS, 2011).

A norma mais atual para misturas asfálticas pelo método Superpave, *AASHTO M 323-13 – Superpave Volumetric Mix Design*, não faz referência a zona de restrição que constava na norma *AASHTO MP 2-01 – Standard Specifications for Superpave Volumetric Mix Design*.

A Tabela 2 mostra as várias faixas possíveis de enquadramento dos agregados, no qual os pontos de controle são de acordo com o Tamanho Máximo Nominal (TMN) da mistura.

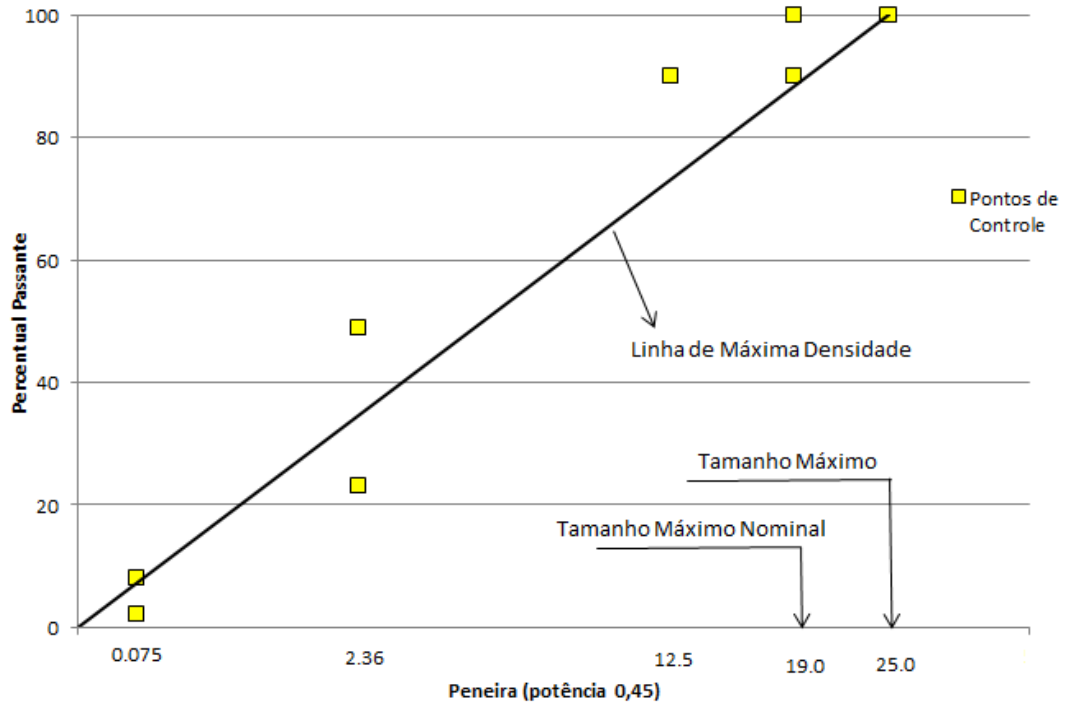
Tabela 2 - Pontos de controle de acordo com o TMN

Abertura mm	37,5 mm		25,0 mm		19,0 mm		12,5 mm		9,5 mm		4,75 mm	
	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
50,0	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
37,5	90	100	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-
25,0	-	90	90	100	100	-	-	-	-	-	-	-
19,0	-	-	-	90	90	100	100	-	-	-	-	-
12,5	-	-	-	-	-	90	90	100	100	-	100	-
9,5	-	-	-	-	-	-	-	90	90	100	95	100
4,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	90	90	100
2,36	15	41	19	45	23	49	28	58	32	67	-	-
1,18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	30	55
0,075	0	6	1	7	2	8	2	10	2	10	6	13

Fonte: AASHTO M 323- 13

A Figura 1 mostra um gráfico completo para uma granulometria de TMN de 19,0 mm, no qual é possível visualizar os pontos de controle e a linha de máxima densidade.

Figura 1 - Limites Superpave para granulometrias de TMN de 19 mm



A dosagem consiste em moldar corpos de prova com teor pré-determinado de ligante (teor estimado, teor estimado + 0,5% e + 1%, teor estimado - 0,5%) no CGS até um número de giros de projeto ( $N_{projeto}$ ). O  $N_{projeto}$  é determinado de acordo com o tráfego ( $N$ ), sendo apresentado pela Tabela 3.

Tabela 3 - Determinação do  $N_{projeto}$

Número de Giros	Tráfego
50	Muito leve (local)
75	Médio (vias principais, rodovias rurais)
100	Médio a alto (vias principais e rodovias rurais)
125	Alto volume de tráfego (interestaduais, muito pesados)

Fonte: adaptado de Bernucci *et al.* (2010)

Os requisitos volumétricos para a dosagem Superpave estão descritos na Tabela 4.

Tabela 4 - Requisitos volumétricos da dosagem Superpave

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

Fonte: AASHTO M 323-13

### 2.1.3 Comparativo entre dosagens Marshall e Superpave

A maior diferença entre os dois procedimentos de dosagem é a forma de compactação. Enquanto na dosagem Marshall a compactação é feita por impacto, a dosagem Superpave é realizada por amassamento. Em geral, os teores de projeto encontrados para as dosagens Marshall são superiores aos teores de projeto nas dosagens Superpave, pois a energia de compactação no CGS é maior, necessitando assim uma menor quantidade de ligante para atingir a compactação necessária.

Na década de 80, muitos engenheiros americanos questionaram o teor excessivo de ligante nas dosagens Marshall, atribuindo ao excesso à causa de deformação permanente prematura nas rodovias americanas (VASCONCELOS, 2004).

Vasconcelos (2004) estudou a dosagem de misturas asfálticas usinadas à quente com cinco granulometrias diferentes, uma abaixo da zona de restrição (BZR), uma Acima da Zona de Restrição (AZR), e outra através da zona de restrição (TZR), além de duas descontínuas de *Stone Mastic Asphalt* (SMA) uma de 12,5 mm e outra de 9,5 mm, através da metodologia de dosagem Marshall e Superpave. A autora encontrou os valores de teor de projeto superior para as dosagens Superpave em relação às dosagens Marshall, conforme mostra a Tabela 5.

Tabela 5 - Parâmetros volumétricos dos corpos de provas moldados no teor de projeto

	AZR		BZR		TZR		SMA 12,5 mm		SMA 9,5 mm	
	M	S	M	S	M	S	M	S	M	S
Teor de Projeto (%)	6,0	6,3	5,8	6,3	5,5	6,0	6,2	6,7	6,7	6,9

Fonte: adaptado de Vasconcelos (2004)

Ao analisar os teores de projeto, nota-se que a metodologia Marshall aumentou o teor das misturas em relação a metodologia Superpave na variação de 0,2% a 0,5%. A autora atribuiu esse aumento devido à influência da forma de determinação utilizando a Densidade Máxima Teórica (DMT), ponderação das densidades dos materiais constituintes, e o processo de compactação.

Rossato (2015) comparou o teor de projeto em ambas as metodologias com uma granulometria Faixa C do DNIT, constituída por um agregado mineral de rocha vulcânica classificada como Riodacitos, e dois ligantes asfálticos, um Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) 50-70 e um CAP 60-85-E do tipo Estireno-Butadieno-Estireno (SBS). O ligante convencional indicou um teor de 0,2% e o ligante modificado um teor de 0,4% menor para a dosagem Superpave em relação à dosagem Marshall.

Nascimento (2008) avaliou diferentes agregados minerais, granulometrias e ligantes asfálticos para o preparo de misturas asfálticas com os compactadores Marshall e giratório. O agregado utilizado é de origem gnaisse-granítica, oriundos de Juiz de Fora- MG. Utilizou-se quatro TMN, 25, 19, 12,5 e 9,5 que atendam as Faixas A, B e C do DNIT 031/2004-ES e dois tipos de ligante asfáltico do tipo CAP 20, um oriundo da REVAP e o outro do REGAP. Ambos os ligantes asfálticos são enquadrados como CAP 50-70.

Com a combinação de quatro TMN, dois tipos de ligante e dois métodos de compactação, o autor obteve 16 misturas diferentes, conforme a Tabela 6. Em todas as misturas, o autor encontrou um menor teor de ligante na compactação giratória em relação à compactação por impacto. A variação do teor de ligante entre os dois métodos foi de 0,1% a 0,9%.

Tabela 6 - Resultados volumétricos das dosagens das misturas asfálticas no SGC e no Marshall

Ligante	TMN, mm	Granulometria (Faixa DNIT)	Compactação	Teor de Ligante	VAM (%)	RBV (%)
CAP 20 REGAP	25	A	Marshall	4,3	12,5	65
CAP 20 REGAP	25	A	Superpave	3,7	10,7	63
CAP 20 REVAP	25	A	Marshall	4,2	11,8	67
CAP 20 REVAP	25	A	Superpave	3,8	10,7	63
CAP 20 REGAP	19	B	Marshall	4,7	13,2	69
CAP 20 REGAP	19	B	Superpave	3,9	11,5	66
CAP 20 REVAP	19	B	Marshall	4,9	13,6	70
CAP 20 REVAP	19	B	Superpave	4,0	11,0	64
CAP 20 REGAP	12,5	B	Marshall	4,5	13,2	70
CAP 20 REGAP	12,5	B	Superpave	4,1	12,2	68
CAP 20 REVAP	12,5	B	Marshall	4,6	13,0	69
CAP 20 REVAP	12,5	B	Superpave	4,1	11,7	67
CAP 20 REGAP	9,5	C	Marshall	4,6	12,5	66
CAP 20 REGAP	9,5	C	Superpave	4,7	12,8	68
CAP 20 REVAP	9,5	C	Marshall	4,9	13,7	68
CAP 20 REVAP	9,5	C	Superpave	4,7	13,4	69

Fonte: adaptado de Nascimento (2008)

## 2.2 SELEÇÃO GRANULOMÉTRICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

A seleção granulométrica de um projeto de mistura asfáltica no Brasil consiste apenas em enquadrar a faixa granulométrica dentro do especificado pela norma DNIT 031/2004 – ES. Tal forma depende da experiência do projetista quanto ao domínio do comportamento da mistura em relação à rigidez e ao dano, se caracterizando pelo empirismo na forma de seleção. Entretanto, no meio científico tem-se estudado formas mais sistemáticas e racionais para a definição de granulométrica de uma mistura asfáltica: o método Bailey e a metodologia de Faixa de Agregados Dominantes (FAD).

### 2.2.1 Método Bailey

O Método Bailey foi desenvolvido pelo engenheiro Robert Bailey, do Departamento de Transportes de Illinois através de sua experiência em projetos de misturas asfálticas, com o objetivo de melhorar o desempenho de misturas asfálticas em relação à deformação permanente e a durabilidade. Os procedimentos originais desenvolvidos pelo autor foram refinados por Vavrik *et al.* (2002a, 2002b, 2001) de forma que sejam aplicados em qualquer tipo de mistura, independentemente do TMN e do tipo de dosagem escolhida, seja por Marshall, Superpave ou Hveem.

Atualmente, a definição do esqueleto pétreo em uma dosagem de mistura asfáltica consiste em um processo de tentativa e erro de forma a enquadrá-la em alguma especificação, o que torna para projetistas com pouca experiência um processo com muitas incertezas. Por exemplo, se a mistura concebida encontra-se no lado grosso ou fino da especificação Superpave, ou nos extremos ou no centro das faixas especificadas pelo DNIT, qual será o desempenho da mistura em campo? Será que irá segregar ou será difícil de compactar? E o mais importante, o comportamento em campo será satisfatório em relação à deformação permanente e a fadiga?

O Método Bailey fornece essa assistência tão necessária a projetistas para garantir misturas que ofereçam resistência à deformação permanente e boa durabilidade em longo prazo com os agregados disponíveis, além de oferecer um indicativo da facilidade de execução da mistura em campo (ASPHALT INSTITUTE, 2011).

O método permite uma seleção granulométrica que propõe a orientar a escolha da composição dos agregados buscando um esqueleto mineral adequado com as características das misturas densas e descontínuas, promovendo o intertravamento do agregado graúdo para melhor resistir a deformação permanente e assegurado um teor de ligante suficiente para garantir uma boa durabilidade através da adequada distribuição dos vazios (VAVRIK *et al.*, 2002a).

Os conceitos de agregado graúdo e miúdo para o método são diferentes dos convencionais do meio rodoviário do Brasil. O agregado graúdo é aquele que formam vazios quando colocado em certo volume definido e o agregado miúdo o material que preenche esses vazios e a peneira de separação depende do Tamanho Máximo Nominal. Nesta pesquisa, o Tamanho Máximo Nominal do agregado é definido como sendo a abertura da primeira peneira acima da que retém mais do que 10% de material na granulometria em questão.

Com base no TMN do agregado, o método define algumas peneiras de controle:

- Peneira de Controle Primário (PCP);
- Peneira de Controle Secundário (PCS);
- Peneira de Controle Terciário (PCT);
- Peneira Média (PM);

A determinação dessas peneiras depende de um fator, razão do diâmetro das partículas, de valor padronizado de 0,22, que partiu de análises em duas ou três dimensões do arranjo e compactação de agregados de diferentes formas e tamanhos. Nesta análise chegou-se a fatores entre 0,18 e 0,22 sem afetar a análise granulométrica (VAVRIK *et al.*, 2001).

As peneiras de controle correspondem à peneira de abertura mais próxima ao resultado expresso pelas Equações 1, 2, 3 e 4.

$$PCP = TMN \times 0,22 \quad (1)$$

$$PCS = PCP \times 0,22 \quad (2)$$

$$PCT = PCS \times 0,22 \quad (3)$$

$$PM = TMN \times 0,50 \quad (4)$$

Todo material retido na PCP é considerado agregado graúdo e o material passante como agregado miúdo. O material que passa pela PCP e fica retido na PCS é a fração graúda do agregado fino e o material passante pela PCS é a fração fina do agregado fino. Essas definições ficam mais claras com a visualização da Figura 2.

As peneiras de controles, previstas no método Bailey, servirão para análise de critério das misturas asfálticas através de três parâmetros, proporção dos agregados graúdos (Proporção AG), proporção graúda dos agregados finos (Proporção GAF) e proporção fina dos agregados finos (Proporção FAF).

A mistura pode apresentar dois tipos de comportamento: comportamento graúdo e comportamento miúdo. De acordo com o tipo de comportamento da mistura, têm-se as peneiras de controle. A Tabela 7 mostra as peneiras de controle para mistura com comportamento graúdo.



Figura 2 - Visão geral das divisões das peneiras de controle do método Bailey



Fonte: Vavrik *et al* (2002a)

Tabela 7 - Peneiras de controle do Método Bailey para misturas de comportamento graúdo

Controles	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
PM	19,0	12,5	9,5	6,25	4,75	2,36
PCP	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
PCS	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,3
PCT	0,60	0,30	0,30	0,150	0,150	0,075

Fonte: Vavrik *et al* (2002a)

A Tabela 8 mostra as peneiras de controle para mistura com comportamento miúdo. Neste caso, o fator 0,22 é aplicado sobre a PCP (chamado de PCP original), pois ao realizar-se uma dosagem inicial, considera-se a mistura com comportamento graúdo.

A definição quanto ao comportamento graúdo e miúdo da mistura é realizado em duas verificações, sendo a primeira estimada antes das moldagens das amostras com a quantidade do material passante na PCP (ASPHALT INSTITUTE, 2011):

- Se 49,9 ou menos da mistura fica retido na PCP, considera-se graúda.
- Se 50% ou mais da mistura passa na PCP, considera-se miúda.

Tabela 8 - Peneiras de controle do Método Bailey para misturas de comportamento miúdo

Controles	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
PCP Original	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
PM Nova	4,75	2,36	2,36	1,18	1,18	0,60
PCP Nova	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,30
PCT Nova	0,60	0,30	0,30	0,150	0,150	0,075
PCT	0,15	0,075	0,075	-	-	-

Fonte: Vavrik *et al* (2002a)

A segunda verificação é após as moldagens das amostras para confirmar a estimativa inicial do comportamento graúdo ou miúdo, conforme adotado inicialmente. Para isso, compara-se o volume de vazios da fração graúda ( $VAG_{fg}$ ) e o volume de vazios da mistura asfáltica ( $VAG_{ma}$ ). Se  $VAG_{fg} > VAG_{ma}$ , então a mistura apresenta comportamento graúdo. Caso contrário, de a mistura apresentar comportamento miúdo, o procedimento deve ser refeito para as novas peneiras de controle (específicas para comportamento miúdo). O  $VAG_{ma}$  pode ser determinado pela Equação 5.

$$VAG_{ma} = 100 - \frac{G_{mb}}{G_{ag}} \times P_{ag} \quad (5)$$

Onde:

$G_{mb}$  = massa específica aparente da mistura asfáltica compactada;

$G_{ag}$  = massa específica aparente dos agregados graúdos;

$P_{ag}$  = percentual de agregados graúdos na mistura asfáltica.

Nesta metodologia, o intertravamento dos agregados graúdos é considerado principal fator para evitar a deformação permanente, sendo dado de entrada para os cálculos do Método Bailey. Para avaliar o intertravamento das misturas é necessário conhecer os dados volumétricos da estrutura de vazios. Ao se combinar os agregados determinam-se a quantidade e o tamanho dos vazios formado pela estrutura dos agregados graúdos e preenche-los com agregado miúdo em quantidade apropriada. Para isso é necessário determinar a massa

específica solta e compactada de cada agregado graúdo e a massa específica compactada do agregado miúdo (VAVRIK *et al.*, 2002a).

Os ensaios de massa específica solta e compactada são obtidos pela AASHTO T 19-09 – *Bulk Density and Voids in Aggregate*.

Com a determinação dos parâmetros volumétricos dos agregados, define-se o grau de intertravamento, chamado de Massa Específica Escolhida (MEE) de acordo com o objetivo da mistura que se queira preparar. Em misturas densas, o limite inferior do intertravamento do agregado graúdo é a massa específica solta, teoricamente a divisão entre uma mistura de graduação fina e de graduação graúda. A massa específica compactada é o limite máximo para o intertravamento do agregado grosso.

Vavrik *et al.* (2001) recomendam para misturas grossas densas uma MEE de 95% a 105% da massa específica solta. Tal limite pode ser explicado, por exemplo, se o valor for 90%, as partículas de agregado graúdo ficam espalhadas e não formam uma condição uniforme de contato, e conseqüentemente, a mistura tem um esqueleto de agregado fino. Diante disso, as propriedades da mistura são relacionadas às características dos agregados finos. Já MEE superior ao limite de 105% dificulta a compactação da mistura asfáltica em campo devido o maior esforço de compactação para atingir a densidade desejada, o que pode causar degradação do agregado, sendo por isso, não recomendado ultrapassar este limite.

Após a determinação da distribuição granulométrica, obtêm-se as peneiras de controle e realiza-se a análise da mistura através dos critérios estabelecidos pelo Método Bailey, através dos três parâmetros (Proporção AG, GAF e FAF), calculados pela Equação 6, 7 e 8, respectivamente.

$$\text{Proporção AG} = \frac{\% \text{ passante PM} - \% \text{ passante PCP}}{100 - \% \text{ passante PM}} \quad (6)$$

$$\text{Proporção GAF} = \frac{\% \text{ passante PCS}}{\% \text{ passante PCP}} \quad (7)$$

$$\text{Proporção FAF} = \frac{\% \text{ passante PCT}}{\% \text{ passante PCP}} \quad (8)$$

O Método Bailey recomenda faixas de valores em função do TMN e do comportamento da mistura que uma composição granulométrica deve atender. A Tabela 9

mostra os valores para mistura de comportamento graúdo, enquanto que a Tabela 10 os valores recomendados para as misturas com comportamento miúdo.

Tabela 9 - Valores recomendados para parâmetros de proporção dos agregados em misturas de comportamento graúdo

Parâmetros	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
Proporção AG	0,80-0,95	0,70-0,85	0,60-0,75	0,50-0,65	0,40-0,55	0,30-0,45
Proporção GAF	0,35-050	0,35-050	0,35-050	0,35-050	0,35-050	0,35-050
Proporção FAF	0,35-050	0,35-050	0,35-050	0,35-050	0,35-050	0,35-050

Fonte: Vavrik *et al.* (2002a)

Tabela 10 - Valores recomendados para os parâmetros de proporção dos agregados em misturas de comportamento miúdo

Novos Parâmetros	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
Proporção AG	0,6 – 1,0					
Proporção GAF	0,35 – 0,50					
Proporção FAF	0,35 – 0,50					

Fonte: Vavrik *et al.* (2002a)

A Proporção AG avalia a compactação da porção graúda e os vazios resultantes desse arranjo, sendo o fator mais importante para a seleção da mistura. A diminuição da Proporção AG aumenta a compactação da fração de agregado fino, o que necessita de uma estrutura resistente de agregado fino para alcançar as propriedades volumétricas adequadas, além de que, para valores menores que a faixa recomendada, normalmente comum em misturas descontínuas, pode resultar em misturas propensas à segregação (VAVRIK *et al.*, 2002). O aumento da Proporção AG aumenta os VAM, e em valores superiores ao recomendado pela faixa, as partículas que não são consideradas agregados graúdos tendem a controlar o esqueleto de agregado graúdo (NASCIMENTO, 2008).

Para análise da Proporção GAF, considera-se o agregado miúdo (passante pela PCP) como uma mistura contendo uma fração graúda e outra miúda. O arranjo da fração graúda cria vazios que são preenchidos, de maneira apropriada, pela fração miúda. O aumento da Proporção GAF faz com que o agregado miúdo fique mais compactado devido ao aumento em volume da fração miúda do agregado fino. Por isso, o limite superior dessa proporção é 0,50, pois valores superiores indicam excesso da fração miúda do agregado fino. Por outro lado, em misturas abaixo do limite inferior caracteriza graduações não uniformes, caracterizadas por misturas abertas (NASCIMENTO, 2008). Devido à criação de vazios no agregado fino, essa proporção tem um impacto considerável nos VAM da mistura, que aumenta conforme aumenta a Proporção GAF.

A Proporção FAF indica como a fração miúda do agregado fino é compactada. Para misturas densas, esse fator deve ficar abaixo de 0,50, e os VAM aumentam com a diminuição desta Proporção.

Com as explicações acima acerca dos três parâmetros, pode-se notar que o Método Bailey é ferramenta de fácil utilização para ajustes no VAM, que visa garantir um melhor desempenho em relação à deformação permanente e boa durabilidade, ao se atender as faixas especificadas.

#### 2.2.1.1 *Estudos realizados com a metodologia Bailey*

Alguns autores estudaram a metodologia Bailey de seleção granulométrica em suas pesquisas e os resultados encontrados foram satisfatórios quanto ao comportamento da mistura asfáltica à deformação permanente.

Mendes (2011) comparou o comportamento de misturas asfálticas dosadas por metodologia tradicional às misturas dosadas pelo método Bailey através de ensaios mecânicos de resistência à fadiga, deformação permanente, módulo de resiliência e à tração por compressão diametral, além dos parâmetros obtidos das curvas de compactação giratória. Utilizou-se uma única fonte de agregado, e um ligante asfáltico CAP 50/70. No total foram utilizadas quatro misturas, sendo uma a dosagem do agregado pelo método convencional (Mistura Tradicional) de tentativa que não se enquadrou nos parâmetros do Bailey, e outras três pelo método Bailey. Nas três misturas Bailey, uma foi a referência (Mistura Bailey) e as outras duas sofreram alterações nos parâmetros Bailey, uma com acréscimo de 5% da MEE (Bailey MEE + 5%) e outra com acréscimo de 0,2 na proporção AG (Bailey AG + 0,2). Todas as misturas foram dosadas e compactadas pelos procedimentos Superpave.

Inicialmente, a autora buscou enquadrar as composições granulométricas da Mistura Tradicional, Mistura Bailey, mistura Bailey MEE + 5% e Bailey AG + 0,2 na Faixa C da especificação do DNIT, entretanto, a curva não atendeu a especificação na sua parte superior (Peneira 19 mm).

No que refere aos resultados, em relação à resistência à tração e módulo de resiliência, a mistura tradicional apresentou menor valor em relação às misturas Bailey. Tal resultado é justificado devido ao aumento do intertravamento das misturas dosadas pelo método Bailey. Na resistência à fadiga, as Misturas Bailey MME + 5% e Bailey AG + 0,2 são superiores à tradicional. Na deformação permanente, através do ensaio de Creep Estático, as três misturas Bailey apresentaram menor deformação que a mistura tradicional. Por fim, os parâmetros de densificação *Compaction Densification Index* (CDI) e *Traffic Densification Index* (TDI) indicaram uma maior facilidade de densificação na fase inicial da vida de projeto para a mistura tradicional e as misturas Bailey uma maior dificuldade de densificação inicial.

De modo geral, a autora concluiu que as misturas utilizando o método Bailey de seleção granulométrica apresentaram melhor desempenho geral do que a dosada pelo método tradicional.

Cunha (2004) também avaliou o método Bailey em sua pesquisa. O autor utilizou duas fontes de agregado, um basalto e um gabro, além de uma areia natural 100% passante na peneira 0,075 mm usada como material de preenchimento, e o ligante asfáltico um CAP -20. Foram dez misturas, sendo cinco para cada tipo de agregado, nomeadas de Bailey Original, Bailey modificado MEE (aumento de 5% da MEE), Bailey modificado Proporção AG (aumento de 0,2 na proporção AG), Bailey modificado Proporção FAF (aumento de 0,05 na proporção FAF) e AZR da metodologia Superpave. Todas as misturas foram dosadas pelo método Marshall.

O autor cita que as curvas granulométricas selecionadas pelo método de tentativas enquadram-se na Faixa C do DNER e as selecionadas pelo método Bailey enquadram-se parcialmente na Faixa C, pois a fração fina da mistura passa abaixo do limite.

As misturas foram ensaiadas quanto a Fluência e a Estabilidade (dosagem Marshall), módulo de resiliência, resistência à tração e fluência por compressão uniaxial estática.

Nos parâmetros volumétricos, as misturas Bailey apresentaram maiores VAM e de Relação Betume Vazio (RBV) do que as misturas convencionais, que segundo o autor, é um indicativo de misturas menos propensas a deformação permanente e a trinca por fadiga. Tanto as misturas convencionais como as Bailey atenderam as restrições de estabilidade e fluência Marshall, com valor superior as misturas convencionais.

No ensaio de fluência estática, para misturas com agregado de Basalto, as misturas Bailey apresentaram melhor comportamento em relação à deformação total, recuperável e plástica do que a mistura convencional. Entretanto, para o agregado Gabro, a mistura convencional teve melhor desempenho.

A mistura Bailey Basalto apresentou o melhor desempenho quanto à recuperação elástica e em módulo de fluência aos 3600 segundos. Já no módulo de fluência aos 4500 segundos, as Misturas Bailey Basalto e Bailey Gabro apresentaram valores bem acima das misturas convencionais Basalto e Gabro.

Gouveia (2006) em sua tese avaliou a influência que as propriedades dos agregados exercem sobre propriedades volumétricas e mecânicas de misturas asfálticas densas dosadas pelo método Marshal. Para isso utilizou agregados de gabro (g), basalto (b) e areia natural (a) que deram origem a três tipos de granulometrias, denominada AZR (Acima da Zona de Restrição da especificação Superpave), e outras duas através da seleção granulométrica Bailey (B). No total foram cinco misturas: AZRg (gabro), AZRb (basalto), AZRa (areia natural), Bg (gabro) e Bb (basalto). O ligante asfáltico utilizado foi o CAP 20.

Comparando a mistura AZRg com as misturas Bg, verificou-se que a mistura AZR apresenta VAM inferior a mistura Bailey, o que caracteriza um arranjo entre as partículas mais próximo, que somado às boas características de forma, angularidade e textura superficial das partículas, produziu um melhor intertravamento dos agregados, o que pode ser constatado na maior estabilidade Marshall da mistura AZRg às outras misturas.

A análise mecânica da mistura foi realizada através dos ensaios de estabilidade e fluência Marshall, fluência por compressão uniaxial uniforme, fluência por compressão uniaxial dinâmica, resistência à tração, módulo de resiliência e fadiga. As misturas AZR apresentaram valores mais elevados para algumas propriedades, como Resistência à Tração e Módulo de Resiliência. Em relação à vida de fadiga, a mistura com granulometria AZR composta por gabro como agregado teve sua curva de fadiga menos inclinada em comparação à mistura com granulometria selecionada pelo método Bailey, ou seja, esta se mostrou menos susceptível às variações de tensões. Já para as misturas compostas por agregados basálticos, as curvas de fadiga apresentaram, aproximadamente, a mesma inclinação, porém para uma mesma diferença de tensões, a mistura com granulometria Bailey resistiu a um menor número de aplicações de carga.

Por fim, Budny (2012) estudou as misturas mornas, verificando o comportamento em laboratório de três misturas asfálticas: duas preparadas com aditivos comerciais e uma com a

técnica de asfalto espuma. Dentre os objetivos do autor estava a análise do intertravamento dos agregados através do método Bailey.

A avaliação das misturas mornas se deu por ensaios de resistência à tração, módulo de resiliência, tração direta, *Flow Number*, resistência ao efeito do dano por umidade e a fadiga. Nas misturas Bailey, os valores de FN permaneceram praticamente inalterados, caracterizando, portanto, o método como uma técnica eficaz do ponto de vista deste parâmetro.

### **2.2.2 Metodologia Faixa de Agregado Dominante (FAD)**

A metodologia da Faixa de Agregados Dominantes foi proposta por Kim (2006) e consiste em analisar a curva granulométrica em um ou mais tamanhos de agregados que ao interagirem entre si formam um esqueleto mineral resistente à deformação permanente. O método consiste apenas em uma avaliação da distribuição granulométrica da mistura, em especial a estrutura formada pelos agregados graúdos – maiores que 1,18mm, e da porosidade de materiais granulares no estado solto, não considerando outras propriedades dos agregados, quantidade de finos e qualidade do tipo de ligante asfáltico.

A determinação da FAD é obtida por meio do diagrama de interações, oriundo de uma análise espacial teórica das partículas de uma granulometria com base na proporção entre as partículas maiores e menores em duas peneiras contínuas. A medida que diminui a proporção aumenta-se o espaçamento entre as partículas maiores, e segundo Kim *et al.* (2009) a proporção relativa entre quaisquer duas peneiras consecutivas deve estar entre 70 e 30%.

Kim (2006) também estabelece que a porosidade dos materiais granulares que compõe o FAD não deve ser superior a 50%. Outros autores estimam que a porosidade do FAD entre 38 e 48% indicam misturas com bom intertravamento e satisfatória resistência à deformação permanente.

Ferreira *et al.* (2015) analisou três misturas asfálticas à deformação permanente através do ensaio de *Flow Number*, correlacionando os resultados obtidos com a FAD. Os autores encontraram boa correlação entre a metodologia e o ensaio, inclusive para indicar qualitativamente o desempenho em campo de misturas asfálticas.

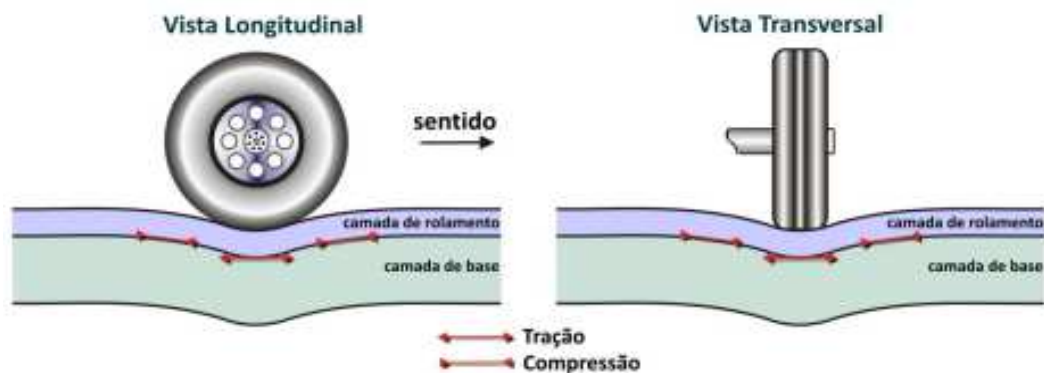


### 2.3 COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Os pavimentos asfálticos estão sujeitos a solicitações repetidas decorrentes da passagem de veículos, no qual a carga é transmitida à estrutura de camadas pelo contato entre o pneu/revestimento asfáltico. Se colocarmos sensores sob a fibra inferior da camada asfáltica, é possível determinar sobre um determinado ponto da superfície uma deformação correspondente. Ao analisar esses sinais é possível determinar valores máximos e mínimos de amplitude registrados (OTTO, 2009).

A deformação pode ser dividida em longitudinal e transversal. Perret (2003) afirma que para entender a forma das curvas parametrizadas é necessário entender a deformação causada à estrutura durante a passagem do veículo. A Figura 3 mostra uma estrutura hipotética com as deformações decorrentes da passagem de uma carga em movimento.

Figura 3 - Estrutura de camadas deformando com a passagem de uma carga móvel

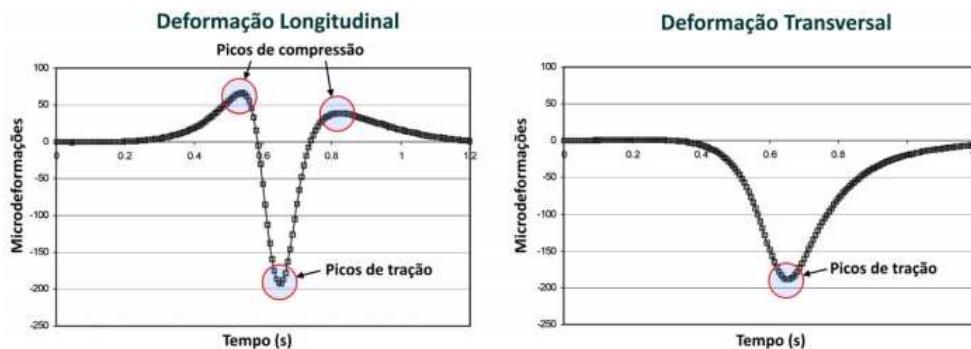


Fonte: adaptado de Perret (2003)

Percebe-se que o material flexiona alternadamente entre compressão e tração, sendo essa variação – compressão-tração-compressão, em qualquer posição onde se realizar a medição, tanto na vista longitudinal e transversal. Com isso, deduz-se que há uma zona de tração próxima a carga e uma zona de compressão na região lateral da carga.

Ao analisar os sinais (deformações) obtidos por sensores, conforme mostrado pela Figura 4, verifica-se o mesmo comportamento.

Figura 4 - Deformação abaixo da camada de rolamento



Fonte: adaptado de Perret (2003)

Na deformação longitudinal verifica-se uma alternância de sinal entre tração e compressão na forma de picos de sinal e uma falta de simetria nos picos de compressão, que segundo Perret (2003), representa o comportamento viscoelástico das misturas betuminosas. Com isso, observa-se que a resposta das camadas do pavimento ao ser solicitado é por flexão alternada.

Esse tipo de comportamento é difícil de reproduzir em laboratório. A sucessão de diferentes sinais varia segundo o tráfego, o ambiente (temperatura, umidade e envelhecimento), distribuições de tensões e deformações e a velocidade de amplitude de carregamento.

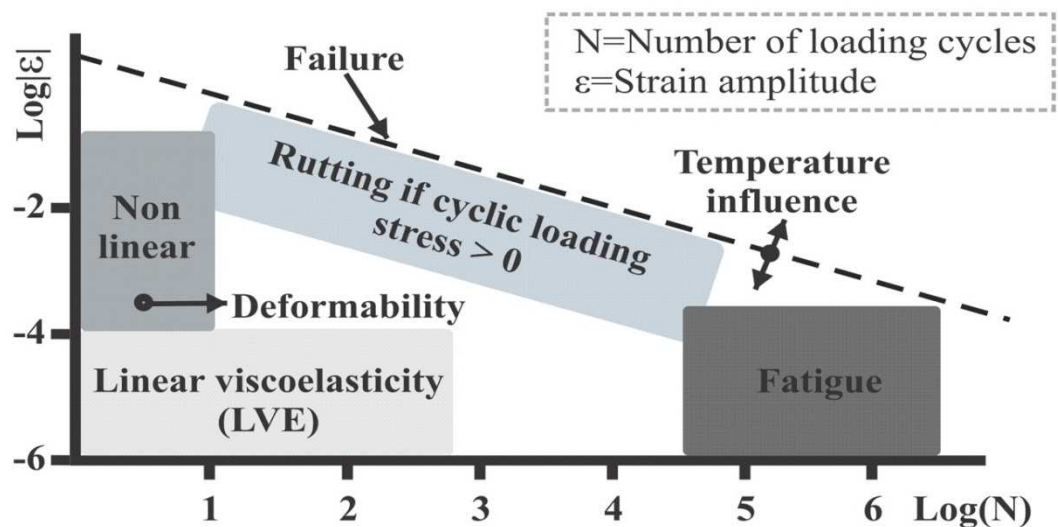
A necessidade de se considerar outras variáveis no desenvolvimento e no estudo do desempenho dos pavimentos asfálticos surgiram na década de 1960, em estudo realizado por Papazian (1962), que submeteu corpos de provas a aplicações de tensões senoidais com temperaturas controladas e frequências de carregamento variadas, medindo-se os deslocamentos correspondentes. A partir disso, os conceitos de viscoelasticidade, ou seja, dependentes da temperatura e do tempo de aplicação de carga, poderiam ser empregados nesses estudos.

Os concretos asfálticos herdam do ligante a viscoelasticidade, ou seja, são susceptíveis a variação de temperatura e frequência de aplicação de carga, como por exemplo, os concretos asfálticos apresentam comportamento próximo do elástico ao ser submetido a uma aplicação rápida de carga, tempo de duração pequeno e altas frequências, e um comportamento próximo do viscoso quando a carga é aplicada por um longo período, tempo de duração alto e baixas frequências.

Nesses dois extremos e nos limites de temperatura em que o revestimento asfáltico é exposto, o material apresenta um comportamento viscoelástico linear para níveis de deformações menores que  $100 \mu\text{m/m}$  (DI BENEDETTO E CORTÉ, 2005), sem apresentar algum tipo de dano.

Para Cardona *et al.* (2015), o comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas pode ser completamente definida por meio do módulo complexo ( $E^*$ ). A Figura 5 apresenta os diferentes tipos de comportamento das mistura asfálticas de acordo com a deformação e a quantidade de ciclo de carga. Para um número limitado de ciclos e um domínio de pequenas deformações ( $\epsilon < 100 \mu\text{m/m}$ ) a mistura asfáltica apresenta um comportamento viscoelástico linear.

Figura 5 - Limites de deformação conforme o comportamento das misturas asfálticas para temperatura fixa



Fonte: Cardona *et al.* (2015)

O módulo complexo vem sendo estudado como uma alternativa ao módulo de resiliência na caracterização de misturas asfálticas devido à importância de se considerar os efeitos de diferentes temperaturas e frequências de carregamento no comportamento de revestimentos asfálticos. Dessa forma, é possível determinar as características elásticas e propriedades viscoelásticas lineares do material (CHRISTENSEN, 1982).

### 2.3.1 Ensaios de rigidez em misturas asfálticas

A rigidez de uma mistura asfáltica pode ser medida através de dois tipos de ensaios: módulo de resiliência e módulo complexo. Atualmente, em projetos de rodovias no Brasil apenas o módulo de resiliência é utilizado como medida dessa propriedade enquanto que o módulo complexo está restrito apenas a pesquisas laboratoriais.

Entretanto, ambos os ensaios apresentam diferenças no modo de determinação da rigidez. O módulo complexo considera a parcela elástica e não elástica das deformações e se utiliza de carregamento senoidal axial harmônico. O módulo de resiliência utiliza carregamentos de ondas semi-seno-verso quadradas em compressão diametral ou flexão e no cálculo do módulo só considera a parcela elástica.

Além disso, o ensaio de Módulo de Resiliência é obtido normalmente em uma condição de temperatura e carregamento, enquanto o  $E^*$  possui uma faixa de frequência e temperatura em que o corpo de prova é submetido durante o ensaio. Com essa variação de frequência de carregamento e temperatura, constrói-se a curva mestra através de modelos de ajustes.

Diante disso, o módulo complexo é considerado um ensaio que determina a propriedade viscoelástica linear do material.

#### 2.3.1.1. *Módulo de Resiliência*

Francis Hveem, em 1930, iniciou estudos sobre o comportamento resiliente de materiais utilizados em pavimentação. O termo resiliência foi utilizado pelo autor para diferenciar do módulo de Young que é determinado estaticamente (BERNUCCI *et al.* 2010).

O autor foi o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Classicamente, resiliência é definido como energia armazenada num corpo deformado elasticamente, que é devolvida quando cessam as tensões causadoras da deformação (BERNUCCI *et al.* 2010).

O Módulo de Resiliência é obtido analogamente ao módulo de elasticidade ( $E$ ), relação entre tensão ( $\sigma$ ) e deformação ( $\epsilon$ ), entretanto, é obtido por aplicação de carga repetida (MEDINA e MOTTA, 2005). A carga é aplicada no plano diametral vertical de um corpo-de-prova cilíndrico regular, que gera uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação de carga. Mede-se o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal numa dada temperatura (BERNUCCI *et al.* 2010).

A norma brasileira que preconiza a obtenção do módulo de resiliência é a DNIT-ME 135/2010 (DNIT, 2010), sendo calculado pela Equação 9.

$$MR = \frac{\sigma_{\tau}}{\varepsilon_{\tau}} \quad (9)$$

Onde:

$\sigma_{\tau}$ = Tensão de tração aplicada no repetidamente no plano diametral vertical;

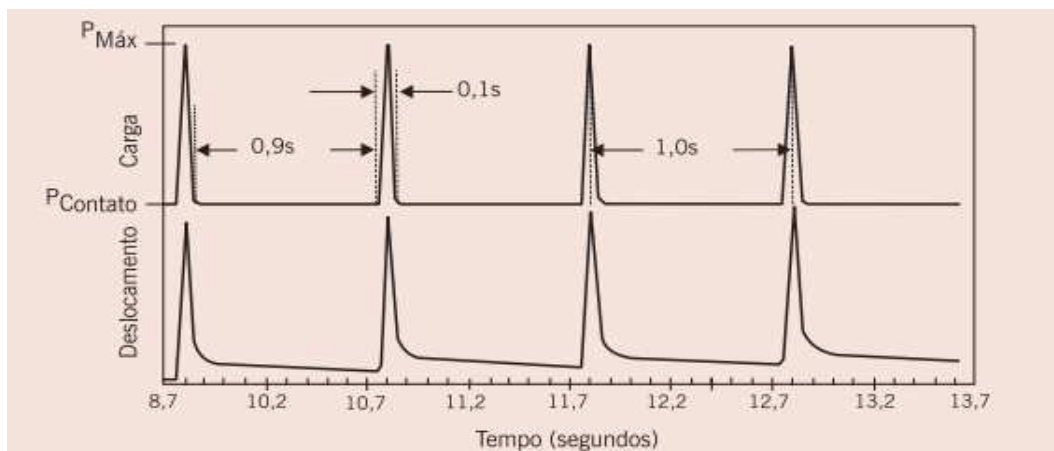
$\varepsilon_{\tau}$ = deformação específica recuperável correspondente a tensão aplicada;

O corpo de prova pode ser moldado em laboratório ou extraído em campo no formato cilíndrico, na altura entre 3,50 cm e 6,50 cm, e diâmetro de  $10 \pm 2$  cm. A aparelhagem constitui-se de um sistema pneumático de carregamento composto de um regulador de pressão para aplicação de carga vertical, válvula de três vias de transmissão da carga vertical, cilindro de pressão, pistão de carga e friso, e um temporizador eletrônico para o controle do tempo de carregamento da válvula e frequência de aplicação da carga vertical. Complementando, há um sistema de medição de deformação diametral horizontal constituído de dois transdutores mecano-eletromagnéticos tipo *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT), um quadro de suporte para fixação dos LVDT e um microcomputador para registro. Para atingir a temperatura especificada de ensaio, normalmente  $25^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ , tem-se um sistema automático de refrigeração.

A aplicação de carga repetida no corpo de prova é de 0,1 s e o repouso de 0,9 s, mostrado na Figura 6.

O módulo de resiliência de misturas asfálticas a quente varia de acordo com o tipo de mistura, faixa granulométrica, tipo de ligante asfáltico, propriedades volumétricas, energia de compactação, temperatura de ensaios, além do método de dosagem. Na dosagem Marshal e Superpave, para energias equivalentes e teores de ligante similares, o valor do MR e RT variam, pois, a estrutura de agregado mineral resultante pelo tipo de compactação, por impacto ou amassamento, é diferente. Em relação ao ligante, os asfaltos modificados por polímero ou por borrachas apresentam valores de MR inferiores às misturas com asfaltos de consistência dura (BERNUCCI *et al.* 2010).

Figura 6 - Duração do tempo de carregamento e repouso no corpo de prova



Fonte: Bernucci *et al.* (2010)

No Brasil, além da norma do DNIT-ME 135/2010, há outras duas normativas para este ensaio: DNER-ME 133/94 e a NBR 16018 (2011) da ABNT. Ponte *et al.* (2014), devido a divergências nas metodologias entre as normas, estudaram a obtenção do MR em laboratório utilizando as metodologias do DNER e ABNT com três misturas asfálticas. Os autores justificam a escolha da norma DNER em detrimento da mais recente DNIT por esta apresentar baixa especificidade em relação aos parâmetros de ensaio como número de ciclos utilizados na fase de pré-condicionamento, número de ciclos utilizados para cálculo do MR, período de estabilização da temperatura de ensaio, entre outros. Já a norma da ABNT foi escolhida por estar alinhada com as recomendações das principais normas internacionais, além de descrever os procedimentos para a obtenção dos deslocamentos utilizados para o cálculo do MR, como também para a obtenção do coeficiente de Poisson, tratamento dos dados quando se faz diferentes montagens de LVDTs, incluindo ainda o cálculo do MR total.

Além das duas normas, utilizou-se também os dados obtidos diretamente do software do equipamento pneumático SIGEO.

Os autores citam que as variações nos parâmetros de ensaio podem levar a inconsistência dos resultados, e que algumas normas não são suficientemente específicas em relação aos parâmetros como frequência de ensaio, temperatura e pulso de carga. Entretanto, com base nos resultados obtidos não se verificou diferença significativa entre as metodologias, mostrada na Tabela 11.

Tabela 11 - Resumo dos resultados de MR (MPa) obtido por metodologias distintas

Mistura/Norma	SIGEO (SICAEP,2004)	ABNT NBR 16018 (2011)	DNER ME 133 (1994)	Média	Desv. Padrão	CV (%)
Mistura 1	4105	4148	3901	4052	174	4
Mistura 2	3804	4073	3691	3856	270	7
Mistura 3	5255	5171	4912	5112	183	4

Fonte: Ponte *et al.* (2014)

A Tabela 12 mostra um comparativo entre as três normativas. Nota-se que a norma do DNIT-ME 135/2010 não traz os parâmetros de ensaio de forma detalhada. Entretanto possibilita uma maior liberdade para realizar o ensaio em variadas frequências e temperaturas, permitindo analisar a rigidez da mistura em diferentes situações.

Tabela 12 - Comparativo dos parâmetros entre as três normativas do Brasil

Parâmetros	NRB 16018 (2011)	DNER-ME 133/94	DNIT-ME 135/2010
Tipo de carregamento	Hidráulico/ Pneumático	Pneumático	Pneumático
Frequência (Hz)	1	1	Não referencia
Ciclos de pré-condicionamento	50	- 200 ciclos - Carregamento máximo: 30% da RT	Não referencia
Ciclos de condicionamento	15	500	Não referencia
Ciclos para o cálculo do MR	15 (divididos em 3 grupos de 5 ciclos cada)	3 (para os ciclos de n°: 300, 400 e 500)	Não referencia
Temperatura (°C)	25	30	25
Período de estabilização da temperatura	4 h (mínimo)	Não especifica	Não referencia
Coef. de Poisson	Determinado / Assumido ( $\nu = 0,30$ )	Assumido ( $\nu = 0,30$ )	Assumido ( $\nu = 0,30$ )
Cálculo do MR Total	Sim	Não	Não referencia
Cálculo do MR Instantâneo	Sim	Sim	Não referencia

Fonte: adaptado de Ponte *et al.* (2014)

Valores típicos de módulo de resiliência, resistência à tração estática e relação MR e RT de misturas asfálticas estudadas no Brasil, são mostrados na Tabela 13.



Tabela 13 - Módulo de resiliência de misturas investigadas no Brasil

Características	Faixa (publicação)	MR (MPa)	RT (MPa)	MR/RT
Concreto asfáltico – CAP 30/45	Faixa C (Soares <i>et al.</i> , 2000)	3.628	1,09	3.346
Concreto asfáltico – CAP 50/60		3.033	0,89	3.425
Concreto asfáltico – CAP 85/100		1.488	0,44	3.376
Concreto asfáltico – CAP 30/45	Faixa B (Soares <i>et al.</i> , 2000)	5.105	0,82	6.201
Concreto asfáltico – CAP 50/60		4.425	0,73	6.062
Concreto asfáltico – CAP 85/100		1.654	0,21	7.755
Misturas densas (moldadas em usina)	Faixa C (Rede Asfalto, 2005)			
Concreto asfáltico 1		2.651	0,85	3.119
Concreto asfáltico 2		2.297	0,67	3.428
AAUQ1		1.825	0,52	3,510
AAUQ2		1.683	0,72	2.338
Misturas densas (moldadas em laboratório)	Faixa C (Rede Asfalto. 2005)			
Concreto asfáltico 1		3.609	1,26	2.864
Concreto asfáltico 2		3.026	1,23	2.460
AAUQ1		1.786	1,02	1.751
AAUQ2		1.682	0,81	2.077
SMA – 12,5 mm	(Vasconcelos, 2004)	4.747	0,98	4.844
SMA – 9,5 mm		3.367	0,82	4.106
Concreto asfáltico de referência	Faixa C (Lima, 2003)			
Com 0% fresado		3.200	1,20	2.667
Com 10% fresado		4.776	1,30	3.674
Com 30% fresado		7.524	1,30	5.787
Com 50% fresado		8.901	1,60	5.663
Concreto asfáltico de referência	Faixa C (Pinheiro, 2004)	3.647	0,97	3.760
Asfalto-borracha (úmido)		2.393	0,50	4.786
Agregado-borracha (seco)		2.452	0,80	3.065

Fonte: Bernucci *et al.* (2010)

### 2.3.1.2. Módulo Complexo

O ensaio consiste em aplicar uma carga uniaxial compressiva senoidal em corpo de prova cilíndrico, confinado ou não. A relação tensão-deformação durante o carregamento senoidal contínuo é definida por um número complexo chamado de Módulo Complexo ( $E^*$ ) e o valor absoluto  $|E^*|$  é definido como módulo dinâmico (NASCIMENTO, 2008). Se os níveis de deslocamentos medidos ficarem no domínio das pequenas deformações, espera-se um comportamento viscoelástico linear da mistura asfáltica.

Em outras palavras, o módulo dinâmico é a relação entre a tensão dinâmica máxima e a deformação axial recuperável máxima, sendo a defasagem entre a aplicação de carga e a resposta da amostra definida como ângulo de fase da mistura asfáltica ( $\phi$ ). O ângulo de fase é um indicador das propriedades viscosas do material, sendo  $0^\circ$  para material elástico e  $90^\circ$  para material viscoso.

A execução do ensaio em diferentes frequências de carregamento e temperatura permite obter diversas curvas, Figura 7, como resultado do ensaio. A partir da utilização da propriedade de equivalência tempo-temperatura pode-se obter uma curva contínua (frequência-temperatura) chamada de curva mestre, que é a união das curvas, Figura 8, através de pontos com mesmo valor de módulo do material, para uma temperatura de referência ( $T_r$ ), escolhida arbitrariamente, com a translação paralela dos eixos das frequências de cada isotérmica relacionada com a isotérmica correspondente e a temperatura de referência, até a superposição de pontos de mesma ordenada (OTTO, 2009). A curva mestra é um importante instrumento de caracterização da rigidez da mistura para dimensionamento de pavimentos.

Figura 7 - Isotérmica do módulo dinâmico

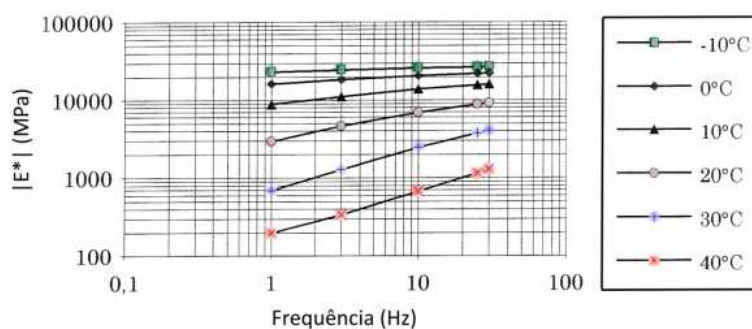
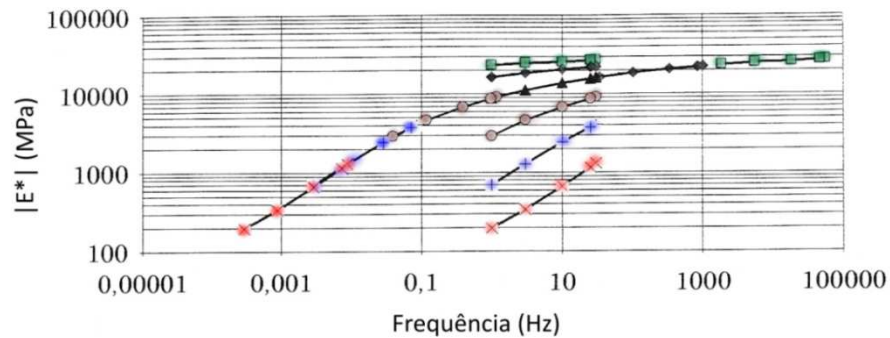


Figura 8 - Curva de equivalência frequência / temperatura



Fonte: De La Roche (1996)

O valor do módulo complexo varia em função dos parâmetros de ensaio, temperatura e velocidade de carregamento, e os parâmetros da formulação do material betuminoso, natureza e teor do ligante, porcentual granular e de finos e a forma de compactação. A seguir serão apresentados esses parâmetros na ordem citada anteriormente.

a) Temperatura e velocidade de carregamento

O aumento da temperatura diminui a rigidez do corpo de prova, com a defasagem aumentando até um valor máximo que representa em um comportamento mais viscoso a temperatura elevada.

b) Natureza do ligante

Em condições de igualdade de temperatura e frequência, a rigidez do ligante asfáltico influencia diretamente no valor do módulo complexo, assim como a susceptibilidade térmica e cinética influenciam na defasagem. Um maior valor de rigidez no ligante torna a mistura menos sensível a temperatura e maior resistência mecânica (RIVIERE, 1996).

c) Teor de ligante

Neste parâmetro, o aumento do teor de ligante aumenta o valor do módulo até um valor ótimo, e após, o módulo diminui.

d) Material granular

O material granular tem maior influência no valor do módulo complexo da mistura asfáltica à medida que o ligante asfáltico apresenta um comportamento viscoso, comum para baixas frequências e altas temperaturas.

e) Teor de finos

As características mecânicas das misturas asfálticas melhoram com o aumento de finos dentro do teor de ligante asfáltico suficiente.

f) Compactação

A rigidez das misturas asfálticas aumenta com a compactação, aumentando assim o valor do módulo. Entretanto, a rigidez tende a um valor ótimo a partir do qual o módulo complexo diminui (RIVIERE, 1996).

O ensaio pode ser regido por duas normas, a ASTM D3497/2003 – *Standard Test method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures* e pela AASHTO T 342- 11 – *Determining Dynamic Modulus of Hor Mix Asphalt* (HMA). A diferença entre ambas está nos valores de temperaturas e frequências de carregamento, além do tamanho do corpo de prova para ensaio.

Na ASTM D3497/2003, as temperaturas de ensaios são 5°C, 25°C e 40°C e as frequências de carregamento para cada temperatura são 1, 4 e 16 Hz. O tamanho do corpo de prova deve ter razão entre altura e diâmetro de 2 para 1, com um diâmetro mínimo de 101,6 mm e quatro vezes o tamanho máximo nominal da mistura.

A norma da AASHTO T 342- 11 prescreve temperaturas de -10°C, 4°C, 21°C, 37°C e 54°C e as frequências de carregamento para cada temperatura de 0,1; 0,5; 1; 5; 10 e 25 Hz. O tamanho do corpo de prova deve ser de diâmetro variando entre 100 e 104 mm e altura de 147,5 e 152,5 mm, com tamanho máximo nominal da mistura de 37,5 mm.

## 2.4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Os revestimentos asfálticos dos pavimentos rodoviários são produzidos a partir da compactação da mistura entre ligante asfáltico e agregados a uma temperatura elevada, e esses

pavimentos são submetidos a uma condição severa, seja por condições de variação cíclica de temperatura, umidade, e carregamento do tráfego. O resultado disso é o surgimento de diversos tipos de defeitos como dano por umidade, deformação permanente em altas temperaturas, e trincamento por fadiga em temperaturas intermediárias.

Pode-se definir a deformação permanente em trilha de roda como acúmulo de pequenas deformações não recuperáveis decorrentes da aplicação de carga proveniente do tráfego de veículos. Para Joliet e Mallot (2000) é simultaneamente a deformação viscosa do ligante asfáltico e deformação plástica da estrutura da mistura asfáltica.

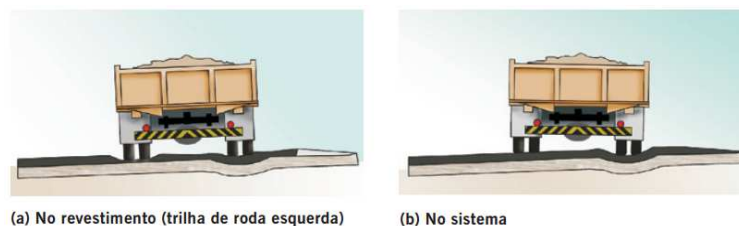
A deformação permanente pode ser atribuída ao revestimento ou as camadas subjacentes, ou combinações de efeitos. Quando ocorre nas camadas subjacentes é devido à densificação adicional pelo tráfego e por ruptura ao cisalhamento (tensão atuante na camada é superior à resistência ao cisalhamento do material). Uma boa seleção dos materiais, compactação adequada e um projeto estrutural que limita as tensões atuantes com níveis admissíveis solucionam esse tipo de problema (BERNUCCI *et al.* 2010).

Em misturas asfálticas, Bernucci *et al.* (2010) também citam como causa a combinação do fluxo do material (viscoelástico ou viscoplástico), acrescentando o dano ao material representado pela formação e propagação de trincas. Os fatores como consistência do ligante asfáltico, estrutura do agregado mineral e dosagens impróprias influenciam diretamente no desempenho da mistura asfáltica na deformação permanente, especialmente em rodovias de tráfego pesado, com elevadas cargas por eixo e alta pressão de pneus.

Já Witczak (2007) apresenta a deformação caracterizada em três tipos, de acordo com suas causas. O primeiro tipo é por compressão vertical no qual a densificação dos materiais é causada pelo excesso de volume de vazios e/ou inadequada compactação da mistura asfáltica. O segundo tipo é por fluência lateral ou movimento plástico que se caracteriza por uma depressão próxima ao centro da trilha de roda e uma sobrelevação lateral devido a misturas asfálticas com baixa resistência ao cisalhamento ou compactação inadequada. O último tipo é a deformação mecânica que resulta da baixa resistência das camadas abaixo do revestimento asfáltico.

A Figura 9 mostra a deformação permanente no revestimento asfáltico (a) e no sistema (b).

Figura 9 - Deformação permanente em pavimentos asfálticos



Fonte: Bernucci *et al.* (2010)

Esta revisão abordará somente a deformação permanente em misturas asfálticas, pois o objeto de estudo dessa pesquisa é revestimento asfáltico.

O processo do ATR na camada asfáltica ocorre em dois estágios, conforme Eisenmann e Hilmer (1987):

- O primeiro estágio é uma variação volumétrica devido às deformações irreversíveis debaixo dos pneus, que são maiores que as deformações nas zonas adjacentes as cargas (elevação lateral), decorrente do tráfego de veículos.

- No segundo estágio, a deformação sob os pneus decresce tornando-se igual ao incremento de volume nas zonas adjacentes. Esse fato é um indicativo que a densificação adicional provocada pelo tráfego está completa, e a partir dessa etapa, o ATR é causado principalmente pelo cisalhamento a volume constante.

Kaloush e Witczak (2002) reafirmam que o ATR no segundo estágio pode ser considerado afundamento cisalhante através do deslocamento lateral das misturas sobre as cargas do tráfego de veículos após a consolidação do revestimento asfáltico.

Para desenvolver um projeto de mistura asfáltica resistente a deformação permanente é necessário ter o conhecimento dos fatores e propriedades dos materiais que influenciam na resistência a este tipo de dano.

#### **2.4.1 Fatores de influência no comportamento de mistura asfáltica à deformação permanente**

De modo geral, a deformação permanente no revestimento asfáltico é um defeito que depende de um conjunto de fatores que podem afetar o desempenho de misturas asfálticas

como agregado, ligante asfáltico, propriedades volumétricas, efeito do clima e tráfego. Mahmoud e Bahia (2004) compilaram os fatores influentes na resistência à deformação permanente, conforme Tabela 14.

Tabela 14 - Fatores de influência em misturas asfálticas

Material	Fator	Variação do Fator	Resistência ao ATR
Agregados	Textura Superficial	Lisa para rugosa	Aumento
	Granulometria	Descontínua para densa	Aumento
	Forma	Arredondada para angular	Aumento
	Tamanho	Aumento no tamanho máximo	Aumento
Ligante	Rigidez	Aumento	Aumento
Mistura Asfáltica	Teor de Ligante	Aumento	Redução
	Percentual de Vazios	Aumento	Redução
	VAM	Aumento	Redução

Fonte: Adaptado de Mohmoud e Bahia (2004)

É importante ter o domínio da contribuição do ligante asfáltico, tipo e o teor utilizado na mistura, e do agregado mineral, natureza, forma, textura e a distribuição granulométrica, no comportamento da mistura asfáltica em relação à deformação permanente.

#### 2.4.1.1. *Ligante asfáltico*

O ligante betuminoso, que provém da destilação do petróleo, tem por propriedade ser um adesivo termoviscoplastico, impermeável à água e pouco reativo. No Brasil, designa-se CAP (Cimento Asfáltico de Petróleo) esse produto semisólido a baixas temperaturas, viscoelástico à temperatura ambiente e líquida a altas temperaturas (BERNUCCI *et al.* 2010).

As propriedades físicas do ligante estão associadas à sua temperatura. Para melhor compreensão do efeito da temperatura no ligante asfáltico é necessário entender o modelo estrutural do ligante.

Em baixas temperaturas o ligante se comporta semelhante a um sólido, pois a viscosidade do material é alta devido às suas moléculas não se deslocarem umas em relação às outras. Com o aumento da temperatura, as moléculas começam a se movimentar entre si, diminuindo a viscosidade do ligante asfáltico, se comportando como um líquido. Essa suscetibilidade térmica é uma propriedade importante dos ligantes asfálticos, visto que a variação de estado ou de propriedades frente à variação de temperatura não será desejável na pavimentação (BERNUCCI *et al.* 2010).

A temperatura exerce uma influência sobre a deformação permanente principalmente devido aos efeitos que exerce sobre as propriedades do ligante asfáltico. As misturas asfálticas herdam características viscosas dos ligantes asfálticos, que dependendo do tipo de ligante, apresentam-se mais ou menos susceptíveis à temperatura, e conseqüentemente, a apresentar deformação permanente.

Os ligantes asfálticos menos viscosos, o caso dos ligantes convencionais, tornam as misturas betuminosas menos rígidas e mais susceptíveis aos afundamentos em trilha de roda (MAHBOUB e LITTLE, 1988). Os ligantes mais viscosos, como ligantes modificados por polímeros, são mais resistentes à deformação permanente.

Quando o pavimento atinge temperatura próxima ou acima do ponto de amolecimento do ligante asfáltico, principalmente no período de verão, as solicitações provenientes da carga do tráfego são sustentadas pela estrutura do agregado mineral da mistura asfáltica, pois o asfalto perde sua resistência em relação às solicitações. Por isso, quando se opta por ligantes asfálticos convencionais menos consistentes nas misturas asfálticas a dosagem do agregado mineral deve apresentar um intertravamento adequado para fornecer uma estrutura resistente.

Autores como Brosseaud *et al.* (1993) e Merighi (1999) constataram que o aumento da temperatura provoca um aumento da deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas.

Para aumentar a viscosidade e melhorar o desempenho dos ligantes menos viscosos à temperatura de serviço mais elevadas, opta-se por incorporar polímeros ao ligante para modificar sua propriedade.

O emprego de ligante asfáltico convencional mais consistente ou mesmo modificado por polímero ou por borracha pode reduzir a deformação permanente. Hunter (2000) afirma que asfaltos com polímeros aumentam a rigidez em altas temperaturas e reduzem a rigidez em baixas temperaturas, melhorando a resistência tanto a deformação permanente como a fadiga das misturas asfálticas. Os tipos de polímeros mais utilizados são do tipo Estireno-Butadieno-



Estireno (SBS), borracha estireno butadieno (SBR), copolímero etileno acetato de vinila (EVA) e a adição de borracha reciclada de pneu (BRP).

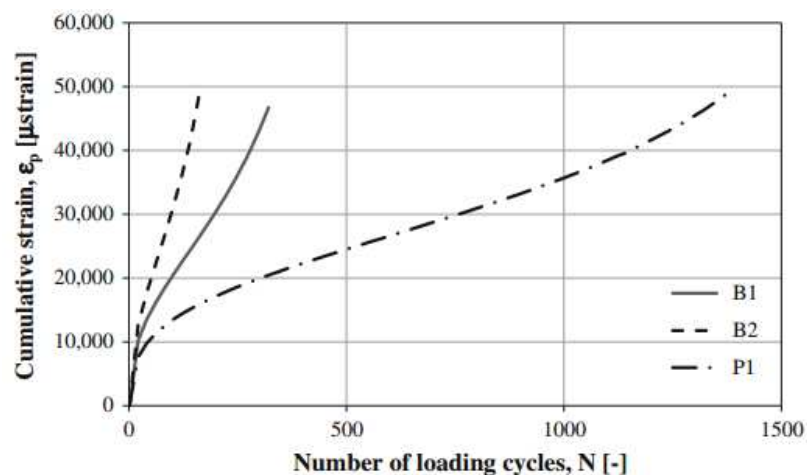
Valkering *et al.* (1990) estudaram a modificação do ligante asfáltico com o polímero SBS, no qual constatou uma redução da profundidade da trilha de roda em relação aos ligantes convencionais. Leite (1999) empregou a classificação de asfaltos da metodologia Superpave em ligantes modificados com SBS, SBR, EVA e BRP, e constatou que a incorporação elevou o performance grade (PG) dos ligantes. O CAP 20, classificado inicialmente como PG 64-16 passou para PG 76-28 e o CAP 40, do PG 70-10 para PG 76-28.

O aumento de 64 e 70 para 76 no PG obtido pelo autor significa um aumento na temperatura que o pavimento permanece com bom comportamento frente ao aumento de temperatura que é submetido, melhorando assim a resistência à deformação permanente.

Na literatura internacional, Santagata *et al.* (2015) buscaram correlacionar o teste *Single Shear Creep-Recovery* (SSCR), que analisa as propriedades do ligante asfáltico, aos resultados do ensaio de *Flow Number* (FN) em misturas asfálticas. Utilizaram-se dois ligantes não modificados (B1 e B2) e um ligante modificado (P1) com porcentagem elevada de polímero SBS a partir do ligante B1. A Figura 10 mostra a evolução da deformação acumulada encontrada para as três misturas.

Nota-se que a mistura P1 com ligante modificado por SBS apresentou alto valor de FN, indicando a importância do ligante asfáltico na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. Os autores ainda constataram a coerência entre estes resultados às análises do teste SSCR com a mesma posição relativa dos materiais considerados.

Figura 10 - Resultados de *Flow Number* das três misturas a 58°C

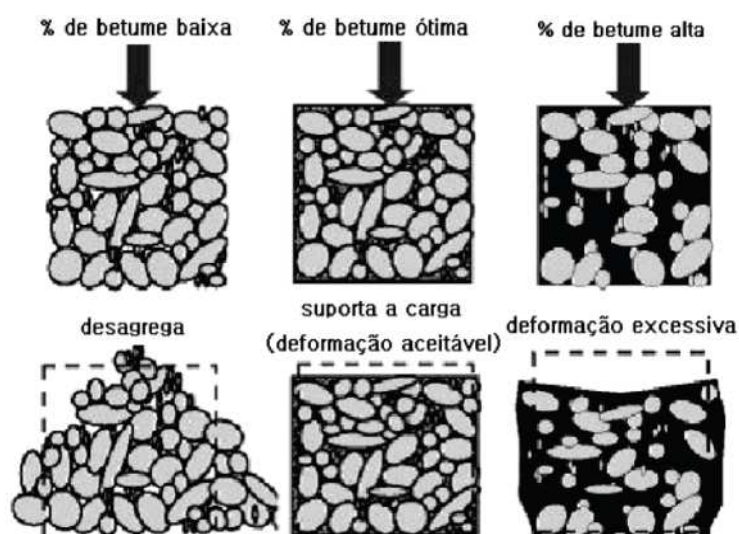


O teor de ligante asfáltico é outro fator que influencia na deformação permanente. A mistura asfáltica deve ser dosada em quantidade suficiente para garantir uma ligação satisfatória entre o arranjo pétreo e compatível com a boa durabilidade. O elevado teor de asfalto pode levar a mistura asfáltica a ter problemas de estabilidade, pois se aumenta a espessura do filme asfáltico no entorno do agregado provocando redução no atrito entre os grãos, aumentando a mobilidade e lubrificando mais intensamente o contato agregado-agregado. Com isso reduz-se a resistência ao cisalhamento que o atrito entre os agregados produz na mistura.

Baixos teores de asfalto comprometem a durabilidade do material em termos de fadiga e envelhecimento precoce, além de tornar a mistura segregável e de difícil aplicação, com baixa trabalhabilidade (NASCIMENTO, 2008).

A Figura 11 mostra o efeito do percentual de ligante asfáltico sobre o comportamento da mistura asfáltica.

Figura 11 - Efeito da quantidade de ligante asfáltico em uma mistura betuminosa



Fonte: Erkens (2002)

Não há uma proporcionalidade entre o aumento da deformação permanente com o aumento do teor de ligante asfáltico. No Brasil, o limite aceitável de variação do teor de ligante asfáltico em uma mistura asfáltica é de  $\pm 0,3\%$ . Entretanto, dependendo do tipo de graduação e do tipo de ligante, essa variação pode ser danosa. Em estudo realizado por Bernucci *et al.* (1996), verificou-se a resistência à deformação permanente em trilha de roda

em misturas asfálticas no simulador de tráfego tipo LPC. Nesta pesquisa constatou-se a importância do teor de ligante, pois em misturas com o CAP 20 (semelhante ao CAP 50-70 da atualidade), misturas asfálticas densas e bem graduadas apresentaram afundamentos nas trilhas de roda expressivos com excesso de apenas 0,3% de ligante em relação ao teor ótimo.

Moura (2010) também afirma que o teor de ligante asfáltico presente na mistura está ligado à deformação permanente e não há uma proporcionalidade entre essas variáveis, porém existe o risco de ocorrência do fenômeno com o aumento do teor de ligante adicionado, pois a espessura maior de ligante no entorno do agregado reduz a resistência ao cisalhamento dos agregados.

Em outro estudo realizado nas seções experimentais do *National Center Asphalt Technology* (NCAT) e relatado por Brown *et al.* (2004), a adição de 0,5% de ligante acima do teor de projeto, em misturas produzidas com o PG 64-22, aumentou em 50% a deformação permanente. Entretanto, não foi observado o aumento no ATR quando se adicionou a mesma quantidade de ligante em misturas com PG 76-22.

#### 2.4.1.2. Agregado Mineral

Os agregados minerais são importantes para que uma mistura asfáltica apresente um desempenho satisfatório, principalmente em relação à resistência à deformação permanente, pois são os responsáveis por sustentar as cargas aplicadas ao pavimento e transferi-las às camadas subjacentes, sendo essa ação exclusivamente da estrutura do agregado quando o ligante asfáltico atinge a sua temperatura de amolecimento.

O agregado mineral, em escala de importância, pode chegar a 80% da responsabilidade na prevenção do desenvolvimento da deformação permanente, segundo a *Federal Highway Administration* (FHWA). As principais propriedades dos agregados que influenciam na deformação permanente é a forma, a angularidade, a textura superficial, o tamanho e a granulometria, ressaltadas por diversos autores. Por isso, muitos dos esforços realizados para solucionar a deformação permanente estão focados no estudo dos agregados.

Em relação à forma, os agregados utilizados em misturas asfálticas devem ser cúbicos ao invés de chatas ou alongadas, pois após a compactação, partículas mais angulares apresentam um maior intertravamento e atrito interno, e conseqüentemente, uma maior estabilidade mecânica. As partículas arredondadas apresentam uma facilidade de compactação devido à melhor trabalhabilidade, entretanto, essa vantagem não é vista no comportamento

mecânico da mistura asfáltica, pois tendem a continuar densificando-se com a carga do tráfego levando a deformação permanente da mistura asfáltica (ROBERTS *et al.* 1996).

Misturas com agregados angulosos, que são obtidos por processos de britagem, apresentam menor deformação permanente e maior estabilidade quando comparados com misturas de mesma composição e granulometria de agregados arredondados (seixo rolado) que são menos estáveis e mais susceptíveis ao desenvolvimento do ATR (UGE e VAN DE LOO, 1974). As especificações de projeto americanas normalmente determinam uma porcentagem mínima de faces fraturadas para agregados graúdos como pelo menos 75% das partículas com duas ou mais faces fraturadas e 90% com pelo menos uma face fraturada (Nascimento, 2008).

Partículas planas e alongadas tendem a apoiar suas faces planas na mistura após serem compactadas, resultando em misturas com menores VAM, além de possuírem tendência a quebrar-se durante o processo de compactação. Além disso, a maior superfície específica comparada à forma cúbica leva a um maior consumo de asfalto (GOUVEIA, 2002).

A textura superficial influi na trabalhabilidade, na adesividade, no atrito e na resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas (BERNUCCI *et al.* 2010). Agregados com textura superficial rugosa tendem a aumentar a resistência das misturas devido às ligações mecânicas usualmente mais fortes. Outros efeitos também são notados, como redução da trabalhabilidade, uma maior quantidade de cimento asfáltico e maiores vazios na massa compactada. Os agregados com superfície lisa como cascalhos e areias de rios são facilmente recobertos pelo filme asfáltico e mais trabalháveis, entretanto, apresentam um desempenho em relação à deformação permanente aquém aos agregados com superfície rugosa (ROBERTS *et al.* 1996).

A distribuição granulométrica ou graduação dos agregados é a distribuição do tamanho das partículas expressas em porcentagem do peso ou do volume total da mistura, sendo a primeira mais utilizada. A obtenção é a partir do peneiramento do material por uma série de peneiras com abertura progressivamente menores, no qual o resultado é expresso de forma gráfica onde a ordenada corresponde à porcentagem total de peso passante em uma dada peneira em escala aritmética e a abscissa o tamanho da partícula em escala logarítmica.

MOMM (1998) atribui à distribuição granulométrica a responsabilidade pelo embricamento ou entrosamento dos agregados, de maneira que os agregados menores ocupem os vazios deixados pelos agregados maiores.

Por isso, a granulometria é a primeira preocupação em um procedimento de dosagem de mistura asfáltica, pois seus limites, tipo de mistura e especificação são os mais variados.

Teoricamente, a granulometria mais adequada seria a que resultasse no melhor empacotamento dos agregados, ou seja, com a máxima densidade. Entretanto, esse arranjo produz um reduzido volume de vazios no agregado mineral, não sendo compatível com a boa durabilidade, pois não há espaço suficiente para incorporação do ligante asfáltico nem vazios com ar para evitar a exsudação (NASCIMENTO, 2008).

Misturas asfálticas com graduações descontínuas, conhecidas como *Stone Matrix Asphalt* (SMA) são as mais desejáveis para apresentar bom desempenho frente ao ATR, pois quando compactadas, esse tipo de mistura possui um maior número de pontos de contato entre partículas graúdas do que misturas contínuas (densas). Nas misturas SMA há redução de agregados médios, o que aumenta o contato do agregado graúdo, desenvolvendo o atrito interno e a resistência ao cisalhamento, requisito para aumento da resistência à deformação permanente (NASCIMENTO, 2008).

A Figura 12 mostra a comparação do esqueleto de misturas descontínuas (A) e contínuas (B).

Figura 12 - Comparação entre mistura descontínua (A) e mistura contínua (B)



Fonte: Mourão (2003)

O somatório das ações sobre o pavimento como aumento da pressão dos pneus, cargas por eixo e do volume de tráfego de veículos aumentou o interesse em se utilizar misturas SMA. Misturas asfálticas com ligante asfáltico de menor viscosidade, altas concentrações de agregados, baixo volume de vazios e maiores TMN dos agregados apresentam boa resistência ao ATR (DAVIS, 1988).

#### 2.4.2 Ensaios de previsão da resistência à deformação permanente

A avaliação da deformação permanente em revestimentos asfálticos pode ser realizada por diversos ensaios que ranqueiam o comportamento das misturas em relação a este tipo de defeito, sendo os mais comuns no Brasil os por simuladores, ensaio de *Flow Number*, também

chamado de uniaxial de carga repetida (*creep* dinâmico), e de forma mais pioneira, o *Triaxial Stress Sweep* (TSS). Os simuladores consistem em equipamentos que submetem os corpos de prova à rolagem de uma carga móvel. O ensaio de *Flow Number* submete corpos de prova a aplicação de carga repetida na condição não confinada, enquanto o TSS ocorre na condição confinada e pode ser realizado com uma maior variação no período de repouso e na tensão de desvio.

A abordagem é restrita no ensaio de *Flow Number*, utilizado nesta pesquisa para avaliar o comportamento das misturas asfálticas à deformação permanente, e também ao TSS.

#### 2.4.2.1 *Flow Number*

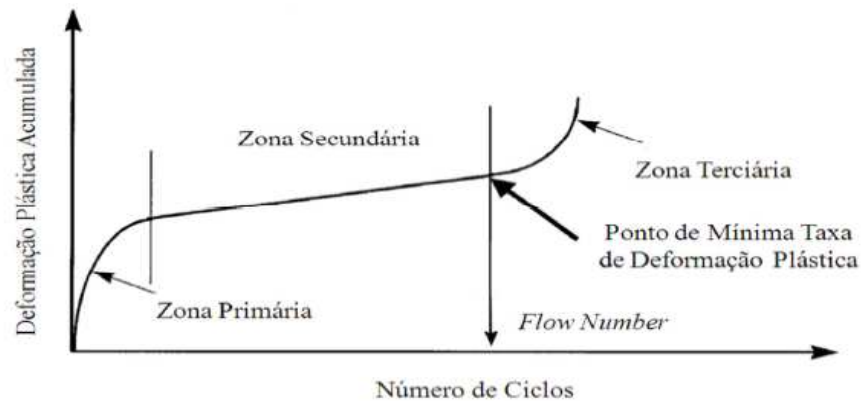
O ensaio de *Flow Number* (FN), também chamado de ensaio uniaxial de carga repetida (*Creep* Dinâmico), é um ensaio empregado para avaliar o comportamento de mistura asfáltica com relação à deformação permanente com a aplicação de cargas repetidas, pois estudos mostraram que ensaios com aplicação de cargas estáticas não representam totalmente o mecanismo de deformação permanente em campo (VALKERING *et al.* 1990). Para Little *et al.* (1993), dentre as vantagens desse ensaio é simular as cargas que são aplicadas no pavimento com a aplicação de cargas repetidas.

O *Flow Number* é um parâmetro oriundo do ensaio uniaxial de carga repetida que melhor se relaciona com a deformação permanente segundo Report 465 (WITCZAK *et al.* 2002). Este parâmetro é o número de repetições de carga em que a deformação de cisalhamento, sob volume constante, se inicia, ou seja, é o ponto onde a deformação permanente acumulada na mistura passa a aumentar rapidamente.

O mesmo autor, ao analisar diversas pesquisas, constatou que este ensaio tem capacidade de estimar a susceptibilidade de misturas asfálticas à deformação permanente, retificando essa afirmação na pesquisa apresentada pelo programa NCHRP, no qual dentre cinco ensaios de laboratórios, o ensaio uniaxial de carga repetida foi o que melhor apresentou correlação com as medidas de deformação permanente em campo e a capacidade de estimar o potencial de deformação de camadas do pavimento.

Ao se analisar um gráfico da deformação plástica acumulada versus número de ciclos de um ensaio típico de *Flow Number*, nota-se a existência de três zonas: primária, secundária e terciária, conforme Figura 13. Na Zona primária ocorre uma acomodação, na secundária deformação plástica estável e na terciária, cisalhamento com volume constante.

Figura 13 - Gráfico típico do ensaio de FN



Fonte: Budny (2012)

Nota-se que o FN está associado ao ciclo no qual a taxa de deformação plástica é mínima, e a partir deste ciclo, o corpo de prova se rompe, ou seja, o FN é o número de ciclos em que a zona terciária (cisalhamento a volume constante) se inicia (WITCZAK *et al.* 2002).

Por ausência do confinamento no ensaio, Borges (2014) cita que o FN pode não ser o parâmetro mais adequado a ser extraído do ensaio em questão, pois pode ter uma variação com o confinamento do corpo de prova.

#### 2.4.2.2 Ensaio Triaxial Stress Sweep

O TSS é um ensaio de compressão cíclica sob pressão confinante constante que emprega um pulso de carga semi-senoidal seguido por um período de repouso (BORGES, 2014). Diferentemente do ensaio de *Flow Number*, pode-se alterar as condições de ensaio como, por exemplo, o período de repouso e a tensão de desvio.

O ensaio apresenta características semelhante às encontradas em campo como condições climáticas (temperatura), nível de tráfego (número de repetições de carga e taxa de carregamento) e os níveis de deformação. Além disso, o ensaio vem sendo adotado em modelos mecânicos avançados para investigação da deformação permanente, como Choi (2013), Borges (2014) e Choi e Kim (2014).

O procedimento é realizado em duas etapas, sendo a primeira um ensaio de referência *Triaxial Repeated Load Permanent Deformation* (TRLPD); E a segunda os ensaios múltiplos de varredura de tensões - *Multiple Stress Sweep* (MSS). Com os resultados é possível aplicar modelos que representam a região primária e secundária tais como o *Shift Model*,

desenvolvido por Subramanian (2011) e simplificado por Choi (2013), que é um modelo viscoplástico para análise de deformação permanente em misturas asfálticas.

Bastos *et al.* (2015) compilaram as diferenças entre o ensaio de TSS e uniaxial de carga repetida, apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Comparação entre o ensaio uniaxial de carga repetida e o TSS

Uniaxial de carga repetida	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aplicação de pulsos de carga ao CP, a uma determinada frequência (1Hz), tempo de aplicação de carga (0,1s) e intervalo entre as aplicações das cargas (0,9s), a uma temperatura especificada (60°C). A tensão aplicada em cada ciclo é de 204kPa no período de 0,1s e de 10,2kPa durante os 0,9s de repouso.</li> <li>• Número máximo de 10.000 ciclos.</li> </ul>
Triaxial de varredura de tensões (TSS)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ensaio de referência (TRLPD): tensão aplicada de 689kPa (100psi) no período de 0,4s e de 35kPa (5psi) durante os 10s de repouso a uma temperatura de 47°C (máxima) e número de ciclos igual a 600.</li> <li>• Ensaios Múltiplos de Varredura de Tensões (MSS): aplicação de pulsos de carga ao CP, tempo de aplicação de carga (0,4s) e intervalo entre as aplicações das cargas de 1,6s, a temperaturas baixa (TL) e intermediária (TI) (17 e 37°C) e tempo de aplicação de carga (0,4s) e intervalo entre as aplicações das cargas de 10s a temperatura alta (TH) de 47°C. Para cada temperatura a aplicação de ciclos igual a 200.</li> <li>• Três níveis de tensões são aplicados em cada temperatura: 483, 689 e 896kPa no período de 0,4s. Durante o período de repouso é aplicado 5% de carga atuante. Assim, durante o repouso são aplicadas, respectivamente, as tensões de 24, 35 e 45kPa.</li> <li>• Durante todas as etapas o CP é submetido a um confinamento de 69kPa (10psi).</li> </ul>

Fonte: Bastos *et al.* (2015)

Borges (2014), de forma pioneira no Brasil, utilizou o ensaio TSS para avaliar a influência do carregamento triaxial (condição de confinamento) em suas misturas asfálticas com a aplicação do *Shift Model* para análise de deformação permanente em misturas asfálticas, de forma a comparar os resultados com os obtidos no ensaio uniaxial de carga repetida.

Ao comparar os resultados de ambos os ensaios, os FN para o ensaio de *Creep* dinâmico apresentaram o mesmo *ranking* do ensaio de Referência (TSS), sendo que uma mesma mistura sempre obteve o maior FN e o menor nível de deformação no ensaio de *Creep* dinâmico sem confinamento, ou seja, as condições do ensaio TSS são mais severas. O autor afirma que a condição de confinamento mobiliza o atrito interno do material, o que é



favorável ao intertravamento do esqueleto mineral, além de que os ensaios confinados servem como *input* de um modelo viscoplástico que é capaz de avaliar níveis de deformação em variadas condições de ensaio.

O autor ainda concluiu que a utilização de ensaios confinados para avaliação quanto à deformação permanente contribui nas discussões de Mecânica dos Pavimentos para análises e aplicações de métodos mecanístico-empíricos de análise e dimensionamento de pavimentos no país.

Em outro estudo, Bastos *et al.* (2015) compararam os resultados obtidos em um monitoramento do ATR em dois trechos experimentais, um em São Paulo e outro no Ceará, com os resultados obtidos em laboratório através do ensaio uniaxial de carga repetida e o ensaio de TSS. O ensaio uniaxial de carga repetida apresentou boa correlação com o ATR observado em campo, pois o FN obtido neste ensaio classificou a mistura paulista a um tráfego pesado, considerando os limites sugeridos nacionalmente, e o ATR medido na pista aos 3,5 anos de uso foi inexpressivo. Já o ensaio TTS apresentou resultado em desacordo com o apresentado em campo, visto que a mistura não ultrapassou o ensaio de referência, indicando fragilidade quanto a deformação permanente.

De modo geral, a revisão bibliográfica abordou a teoria e diversos estudos que forneceram embasamento para análise e discussão dos resultados obtidos nesta dissertação. Apresentaram-se os dois métodos de dosagem, Marshall e Superpave, o método Bailey de seleção granulométrica e sobre a rigidez e a deformação permanente em misturas asfálticas.

### 3. METODOLOGIA EXPERIMENTAL

#### 3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

Para que os objetivos propostos neste trabalho fossem alcançados, dividiu-se à pesquisa nas seguintes etapas:

- a) Coleta dos materiais, agregados minerais e ligantes asfálticos;
- b) Caracterização dos agregados mineiras e dos ligantes asfálticos através de ensaios laboratoriais;
- c) Definição das granulometrias das misturas com avaliação nos parâmetros Bailey;
- d) Realização das dosagens na metodologia Superpave e Marshall para obtenção do teor de ligante;
- e) Moldagens dos corpos de prova nos teores de projeto para ensaios mecânicos;
- f) Realização dos ensaios mecânicos.

Para analisar a influência do esqueleto pétreo, do tipo e do teor de ligante asfáltico e do método de dosagem no comportamento mecânico das misturas asfálticas, esta pesquisa utilizou:

- Quatro granulometrias diferentes, duas Faixas B e duas Faixas C da especificação DNIT 031/2006-ES, sendo que para cada faixa granulométrica uma foi selecionada pelo método convencional de tentativa e erro e outra pelo método Bailey;
- Dois tipos de ligantes asfálticos, um CAP 50-70 e COMPAFLEX AMP CAP 60-85E;
- Dois métodos de dosagem, Superpave e Marshall.

Com as quatro granulometrias, dois ligantes asfálticos e dois métodos de dosagem obteve-se 16 misturas asfálticas, sendo designadas conforme Figura 14 e apresentadas na Tabela 16.

Figura 14 - Modelo genérico da abreviatura dos tipos de mistura conforme método de dosagem, tipo de seleção granulométrica, tipo de faixa de serviço e ligante asfáltico

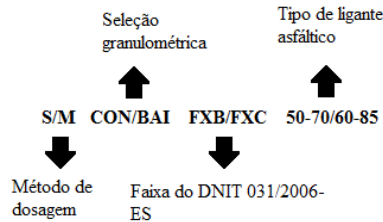


Tabela 16 - Nomenclatura para as dezesseis misturas estudadas

Método de dosagem	Seleção Granulométrica	Faixa DNIT 031/2006-ES	Tipo de Ligante	Nomenclatura
Superpave	Convencional	B	50-70	S CON FXB 50-70
Superpave	Bailey	B	50-70	S BAI FXB 50-70
Superpave	Convencional	C	50-70	S CON FXC 50-70
Superpave	Bailey	C	50-70	S BAI FXC 50-70
Superpave	Convencional	B	60-85	S CON FXB 60-85
Superpave	Bailey	B	60-85	S BAI FXB 60-85
Superpave	Convencional	C	60-85	S CON FXC 60-85
Superpave	Bailey	C	60-85	S BAI FXC 60-85
Marshall	Convencional	B	50-70	M CON FXB 50-70
Marshall	Bailey	B	50-70	M BAI FXB 50-70
Marshall	Convencional	C	50-70	M CON FXC 50-70
Marshall	Bailey	C	50-70	M BAI FXC 50-70
Marshall	Convencional	B	60-85	M CON FXB 60-85
Marshall	Bailey	B	60-85	M BAI FXB 60-85
Marshall	Convencional	C	60-85	M CON FXC 60-85
Marshall	Bailey	C	60-85	M BAI FXC 60-85

Na dosagem das misturas asfálticas foram utilizados quatro teores de ligante para determinar o teor de projeto, tanto no método Superpave quanto método Marshall. Moldaram-se 3 amostras por teor, totalizando 12 amostras por mistura, e um total de 192 amostras para as 16 misturas. Além disso, foi misturada uma amostra de 1500g para determinação da densidade máxima medida (DMM) pelo método RICE, o qual obedece a AASHTO T 209-05, normatizada no Brasil através da NBR 15619 para misturas asfálticas.

Após a dosagem das misturas, moldaram-se os corpos de prova nos teores de projeto para realização dos ensaios mecânicos. Os ensaios mecânicos realizados foram: módulo de resiliência (MR), resistência à tração por compressão diametral (RT), módulo complexo (E\*)

e *Flow Number*. Tais ensaios permitiram avaliar as misturas quanto a rigidez e a deformação permanente.

O número de corpos de prova por mistura para realização dos ensaios mecânicos está mostrado na Tabela 17.

Tabela 17 - Quantidade de amostras por ensaio mecânico

Ensaio realizado	Quantidade de amostras por mistura	Total de amostras
<i>MR/RT</i>	4	64
<i>E*</i>	2	32
<i>FN</i>	2	32
<b>Total de amostras</b>		<b>128</b>

Além das análises dos ensaios, buscou estabelecer correlações dos resultados do ensaio de *Flow Number* com o teor de ligante, parâmetros da compactação giratória – CDI e TDI, proporção AG do método Bailey, módulo de resiliência e com a inferência à deformação permanente realizada com os resultados de módulo complexo, e também comparar os resultados obtidos nos ensaios mecânicos desta pesquisa com outros estudos, em especial com agregados do estado do Rio Grande do Sul.

## 3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

### 3.2.1 Ligantes asfálticos

Os ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa foram o CAP 50-70 e o COMPAFLEX AMP CAP 60-85 E. O CAP 50-70 foi coletado na empresa Conpasul, Figura 15, e o CAP 60-85 na empresa Concepa, ambos diretamente do caminhão para evitar possível influência da presença de alguma modificação presente no reservatório de ligante nas empresas.

Os dois ligantes asfálticos foram caracterizados no laboratório GEPPASV da UFSM, e os resultados estão apresentados pela Tabela 18.

Figura 15- Coleta do ligante CAP 50-70 na Compasul, Itaara – RS



Tabela 18 - Propriedades do ligante CAP 50-70 e CAP 60-85

Propriedades	CAP 50-70		CAP 60-85	
	Especificação	Resultado	Especificação	Resultado
Penetração (0,1 mm)	50 a 70	70	45 a 70	61,2
Ponto de Amolecimento (°C)	46 min	49	60 min	60
Viscosidade Brookfield 135 °C (cp)	274 min	333	3.000,0 máx	1.025,0
Viscosidade Brookfield 150 °C (cp)	112 min	138	2.000,0máx	514,0
Viscosidade Brookfield 177 °C (cp)	57 a 285 min	68	1.000,0 máx	225,0
Ponto de Fulgor (°C)	235 min	334	235 min	>400
Densidade Relativa		1,000		1,002
Temperatura de Mistura (°C)		149 ± 3		170 ± 3
Temperatura de Compactação (°C)		137 ± 3		150 ± 3

Comparando os resultados de caracterização dos ligantes nota-se que o ligante 60-85 apresenta um ponto de amolecimento maior e uma penetração menor em relação ao ligante 50-70. Além disso, apresenta uma maior viscosidade. Tais constatações mostram que o ligante modificado apresenta uma maior viscosidade que o ligante convencional. A Figura 16 mostra a realização de alguns dos ensaios de caracterização.

Figura 16 - Ensaio de caracterização dos ligantes asfálticos

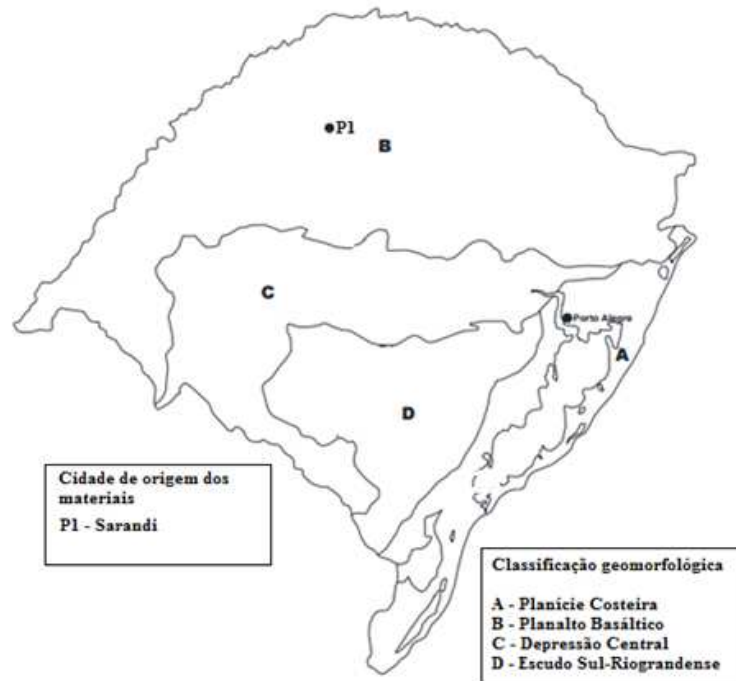


### 3.2.2 Agregado mineral e cal

Os agregados pétreos utilizados nas misturas asfálticas são provenientes do município de Sarandi-RS, fornecidos pela empresa Construbras. Para conhecer o desempenho potencial dos agregados é importante considerar como são formados. Bernucci *et al.* (2010) afirma que o desempenho de partículas de agregado é dependente da maneira como são produzidas, mantidas unidas e em quais condições irão atuar, sendo a escolha feita através de ensaios laboratoriais para verificar seu comportamento posterior em serviço.

A origem dos materiais granulares que foram utilizados nesta pesquisa está demonstrada pela Figura 17.

Figura 17 - Localização da pedreira de coleta dos agregados e da cal



Fonte: Adaptado de Boeira (2014)

Observa-se que o agregado pertence à geomorfologia do Planalto Basáltico, tendo origem numa rocha vulcânica (diabásio).

Os materiais foram coletados, em sacos, diretamente das unidades produtoras, segundo a norma DNER PRO 120/97. A Figura 18 mostra a unidade produtora de Sarandi-RS.



Figura 18 - Unidade produtora de agregado pétreo de Sarandi-RS



Após a coleta, os agregados foram armazenados separadamente de acordo com cada tamanho. A partir disso, cada agregado foi caracterizado em relação aos ensaios básicos normatizados, como a absorção, massa específica real e aparente do grão (DNER-ME 081/98), desgaste ou perda à abrasão (DNER-ME 035/98), sanidade (DNER-ME 089/94), equivalente de areia (DNER-ME 054/97); adesividade a ligante betuminoso (DNER-ME 078/94). A Tabela 19 mostra os resultados dos ensaios de caracterização dos agregados do município de Sarandi-RS. Compõe o material a Brita 1", Brita 3/4", Brita 3/8", um Pó Grosso (mistura de Brita 3/8" e o Pó Fino) e um Pó Fino.



Tabela 19 - Resultado dos ensaios de caracterização do agregado mineral

Propriedades	Agregado				
	Brita 1"	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó Grosso	Pó Fino
Absorção (%)	1,119	1,208	1,233	-	-
Massa específica real (g/cm <sup>3</sup> )	2,973	2,984	2,972	3,008	3,010
Massa específica aparente (g/cm <sup>3</sup> )	2,878	2,880	2,867	-	-
Desgaste ou perda à abrasão (%)	-	21,30	-	-	-
Sanidade (%)	1,22			-	-
Equivalente de areia (%)	-	-	-	60,8	

Em complementação aos ensaios anteriores, foi realizado ensaio de adesividade com os dois ligantes asfálticos e o agregado. O resultado para ambos foi satisfatório, conforme mostra a Figura 19, do CAP 50-70 e a Figura 20 do CAP 60-85.

Figura 19 - Ensaio de adesividade CAP 50-70



Figura 20 - Ensaio de adesividade CAP 60-85

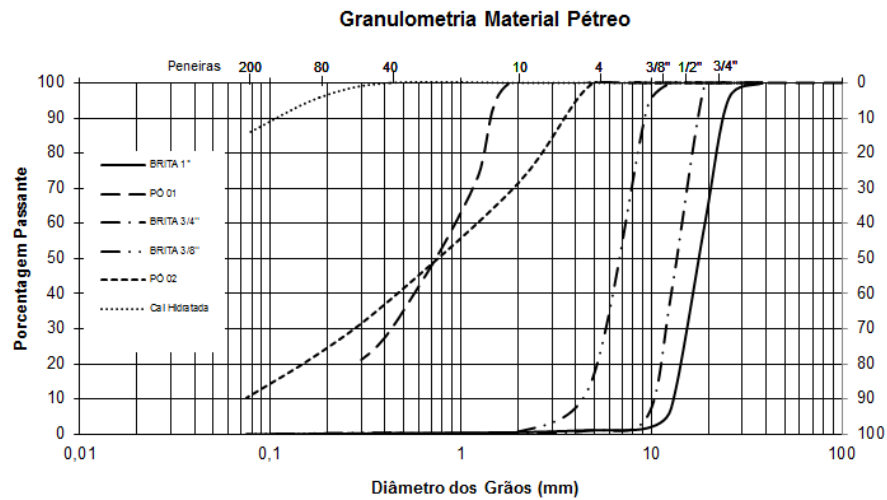


A Tabela 20 mostra a granulometria dos agregados de Sarandi-RS e da cal hidratada, também fornecida pela Construbras, e a Figura 21 a curva granulométrica dos materiais.

Tabela 20 - Granulometria do agregado pétreo de Sarandi-RS

Peneira	mm	Brita 1"	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó Grosso	Pó Fino	Cal Hidratada
1 1/2"	38,1	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
1"	25,4	95,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
3/4"	19,1	60,3	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
1/2"	12,7	7,5	40,1	100,0	100,0	100,0	100,0
3/8"	9,5	1,8	5,1	93,1	100,0	100,0	100,0
1/4"	6,25	1,4	2,3	38,7	80,6	99,7	100,0
n 4	4,8	1,2	1,1	14,5	72,0	99,5	100,0
n 8	2,36	0,7	0,5	2,6	45,9	75,1	100,0
n 10	2	0,6	0,4	0,8	42,1	71,5	100,0
n 16	1,18	0,4	0,3	0,6	31,3	54,2	100,0
n 30	0,6	0,3	0,3	0,5	23,6	41,9	100,0
n 40	0,42	0,3	0,3	0,5	21,2	38,1	100,0
n 50	0,3	0,2	0,3	0,4	17,3	30,6	97,9
n 80	0,18	0,1	0,2	0,3	13,3	23,0	95,8
n 100	0,15	0,1	0,1	0,2	11,2	19,4	92,9
n 200	0,075	0,0	0,0	0,1	6,0	10,4	85,5

Figura 21 - Representação gráfica da curva granulométrica dos cinco agregados e da cal hidratada separadamente



A cal é do tipo dolomítica, pois é o único tipo ocorrente dentro do estado do RS. Eula (2010) menciona que a interação química entre a cal hidratada e os grupos ácidos do ligante contribuem para o aumento da resistência ao envelhecimento e a adesividade das misturas, resultando em uma mistura mais rígida e resistente. Little *et al.* (2006) cita que a cal não somente melhora o comportamento da mistura ao dano por umidade, como também funciona um aditivo que melhora a durabilidade de concretos asfálticos.

### 3.3 GRANULOMETRIAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A granulometria das misturas asfálticas é um fator importante que determina o comportamento do revestimento asfáltico, em especial a deformação permanente. No total serão quatro curvas granulométricas: duas serão as misturas de referência, no qual o proporcionamento dos agregados foi realizado por meio de tentativa, uma que enquadre na Faixa B e outra na Faixa C do DNIT e simultaneamente que não atendam aos parâmetros Bailey. A partir dessas, foram aplicadas as sugestões do método Bailey e obtendo-se duas curvas dentro parâmetros do método, sendo uma enquadrada na Faixa B e outra na Faixa C do DNIT.

Para melhor compreensão, as granulometrias convencionais tem nomenclatura de CON FXB e CON FXC para Faixa B e C, respectivamente. As granulometrias Bailey são chamadas de BAI FXB e BAI FXC para Faixa B e C, respectivamente.

A Tabela 21 mostra a porcentagem utilizada de cada agregado (Brita 1", Brita ¾", Brita 3/8", pó grosso, pó fino e cal hidratada) que irão compor as quatro curvas granulométricas e a Tabela 22 o percentual passante das quatro granulometrias.

Tabela 21- Porcentagem de cada material que irão compor a granulometria das misturas

Composição granulométrica	Faixa DNIT	Brita 1"	Brita ¾"	Brita 3/8"	Pó Grosso	Pó Fino	Cal Hidratada
CON FXB	B	14	11	27	23	23,5	1,5
BAI FXB	B	17	17	19	23	22,5	1,5
CON FXC	C	0	20	27	26	25,5	1,5
BAI FXC	C	0	30	15	29,5	24	1,5

Tabela 22 - Percentual passante de cada mistura com agregados

Peneira	CON FXB	BAI FXB	CON FXC	BAI FXC
1 1/2"	100,0	100,0	100,0	100,0
1"	99,4	99,2	100,0	100,0
¾"	94,4	93,3	100,0	100,0
1/2"	80,8	75,0	88,0	81,0
3/8"	73,9	65,9	79,2	70,5
1/4"	54,4	50,5	58,8	55,7
n 4	45,6	43,6	49,7	49,1
n 8	30,5	29,6	33,4	33,6
n 10	28,3	27,6	31,0	31,3
n 16	21,7	21,1	23,7	23,9
n 30	17,0	16,6	18,5	18,7
n 40	15,5	15,1	16,9	17,1
n 50	12,8	12,5	13,9	14,0
n 80	10,0	9,8	10,9	11,0
n 100	8,6	8,4	9,3	9,4
n 200	5,1	5,0	5,5	5,5

Observa-se que as quatro granulometrias apresentam um TMN de 19 mm (peneira acima daquela que retém mais de 10% do material). De acordo com (ASPHALT INSTITUTE, 2011), como o percentual passante na peneira 4,75 mm é menor que 50% nas quatro misturas, o comportamento é graúdo. Após as moldagens verificou-se que em todas as misturas VAGfg > VAGma, portanto, reafirmando o comportamento graúdo do esqueleto pétreo. Com isso, as peneiras de controle definidas pelo método Bailey são a PCP de 4,75 mm, PCS a 1,18 mm, a PCT de 0,30 mm e a PM de 9,5 mm.

A Figura 22 e a Figura 23 mostram de forma gráfica as curvas granulométricas das misturas na Faixa B e Faixa C do DNIT, respectivamente. O gráfico também mostra o limite para cada especificação e as peneiras de controle para TMN 19mm da especificação Superpave.

Figura 22 - Composição granulométrica das misturas Faixas B DNIT 031/2006-ES

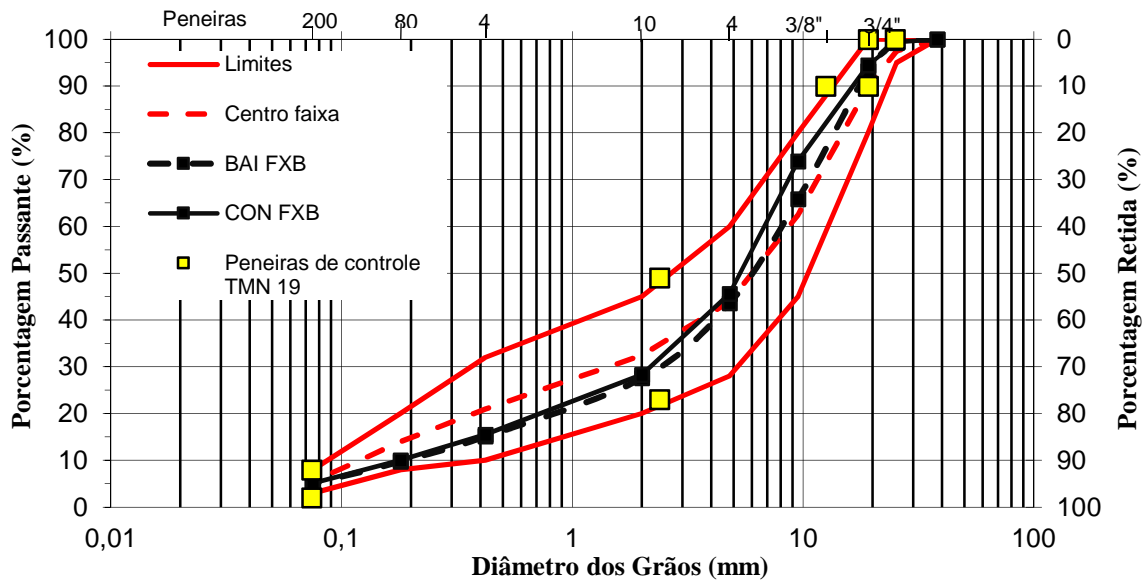
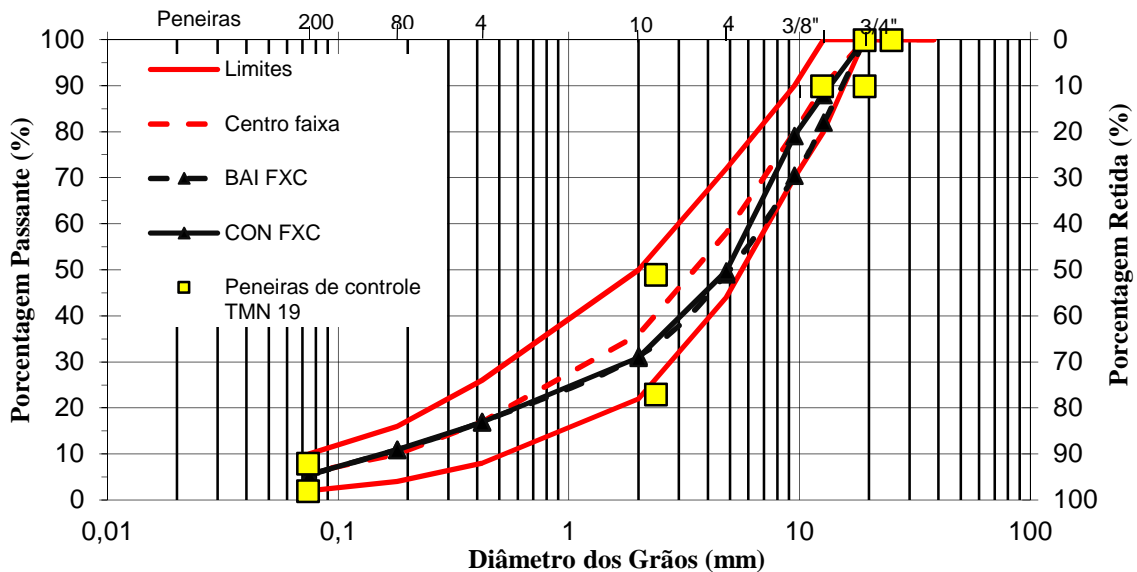


Figura 23 - Composição granulométrica das misturas Faixas C DNIT 031/2006-ES



Nota-se que as duas granulometrias Faixas B e as duas Faixas C atendem ao DNIT 031/2006-ES e as peneiras de controle propostos pela AASHTO M 323-13.

O enquadramento das quatro granulometrias dentro dos parâmetros definidos pela proporção de agregados graúdos (proporção AG), proporção graúda dos agregados finos (GAF) e proporção fina dos agregados finos (FAF), estabelecidos pelo método Bailey, estão apresentadas pela Tabela 23.

Tabela 23 - Análise das quatro granulometrias nos parâmetros estabelecidos pelo método Bailey

Granulometria	DMN mistura	Limites de acordo com DMN		
		0,60 a 0,75	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50
		Proporção AG	Proporção GAF	Proporção FAF
CON FXB	19	1,09	0,48	0,59
BAI FXB	19	0,65	0,48	0,59
CON FXC	19	1,41	0,48	0,59
BAI FXC	19	0,72	0,48	0,59

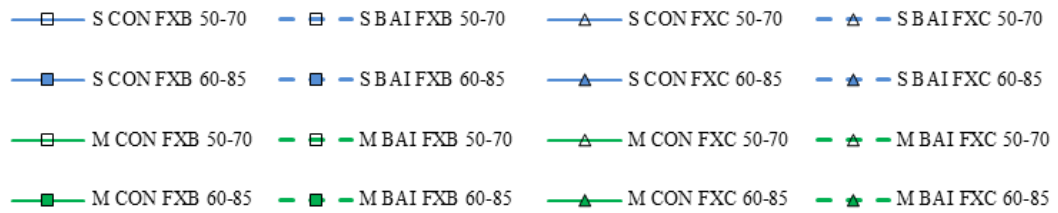
Ao se analisar os parâmetros obtidos com as quatro granulometrias, as misturas Bailey atendem aos parâmetros prescritos na metodologia Bailey nas proporções AG e GAF. A proporção FAF não foi possível ser atendida com os materiais disponíveis. Tal ocorrência já aconteceu em outros estudos, como Budny (2012) e Mendes (2011). Já as misturas convencionais não atendem aos parâmetros Bailey quase na totalidade, exceto a proporção GAF.

### 3.4 MISTURAS ASFÁLTICAS EMPREGADAS

Com as quatro granulometrias definidas, CON FXB, BAI FXB, CON FXC, BAI FXC, e os dois tipos de ligante asfáltico, o CAP 50-70 e o CAP 60-85, tem-se 8 composições que foram dosadas pelo método Marshall e do método Superpave para determinação dos teores de projeto, totalizando 16 misturas asfálticas. Essas 16 misturas permitiram, através dos ensaios mecânicos, uma análise da resistência à tração, rigidez e da deformação permanente de misturas asfálticas com diferentes esqueletos pétreos e ligantes asfálticos.

Conforme citado no planejamento da pesquisa, a nomenclatura das 16 misturas foi abreviada para uma sintetização da apresentação dos resultados. Além disso, foi definido um conjunto de simbologia e cor para representação gráfica das misturas asfálticas. A Figura 24 mostra a simbologia adotada para cada mistura.

Figura 24 - Simbologia definida para representar cada mistura nos gráficos com os resultados dos ensaios mecânicos



A cor azul representa as misturas cuja dosagem foi realizada pela metodologia Superpave e a cor verde pela metodologia Marshall. Em relação à granulometria do material, as misturas Bailey são representadas por linhas tracejadas e as misturas convencionais por linhas contínuas. O formato quadrado representa a Faixa B e o triângulo a Faixa C do DNIT. A simbologia fechada são as misturas com ligante CAP 60-85 e a simbologia aberta com CAP 50-70.

### 3.5 DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Esta pesquisa abrangeu dois métodos de dosagem de misturas asfálticas: o método Marshall e o método Superpave. Todo o processo pré-compactação foi o mesmo para ambas as metodologias, diferenciando-se apenas no método de compactação e no tamanho dos corpos de prova.

Os agregados, após o processo de caracterização, foram separados por peneiras, conforme Tabela 24, e após passaram por um processo de lavagem.

Tabela 24 - Peneiras utilizadas para separação dos cinco tipos de agregados que compõem as misturas asfálticas

Material	Brita 1"	Brita 3/4" Faixa B	Brita 3/4" Faixa C	Brita 3/8"	Pó Grosso	Pó Fino
Peneira utilizada para separação	3/4"	3/8"	1/2"	n 4	n 4	-
	3/8"		3/8"	n 10	n 10	n 10
					n 40	n 40
					n 80	n 80
					n 200	n 200
				passante 200	passante 200	

Com os materiais separados pelas peneiras da Tabela 24 e armazenados em sacos plásticos, foram misturados os agregados nas proporções definidas para cada uma das quatro granulometrias. A incorporação de cal às misturas foi anterior à adição do ligante asfáltico, sendo adicionado ao agregado graúdo seco (retido na peneira n°4), Figura 25, de forma a envolver todo o agregado, e após foi adicionado o material fino, passante na peneira n°4.

Figura 25 - Pesagem dos agregados e envolvimento da cal com a fração graúda da mistura



O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) tem exigido nas licitações a incorporação de cal em misturas de concreto asfáltico, por isso nesta pesquisa



optou-se por fixar o teor de 1,5% de adição, valor comumente encontrado em projetos pelo estado do Rio Grande do Sul. A cal é do tipo dolomítica com baixo teor de hidróxido de cálcio ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ).

Para o processo de mistura dos agregados com o ligante asfáltico foi utilizado o misturador da marca *infraTest testing system*, Figura 26, modelo *Bituminous Laboratory Mixer 30 Liter Special Version 380V 60 Hz 3Ph with neutral wire/conductor*.

Figura 26 – Misturador Infratest testing system



Após o agregado e o ligante asfáltico serem misturados no misturador *Infratest* na temperatura determinada no ensaio de viscosidade do ligante, 149°C para as misturas com ligante CAP 50-70 e 180°C para o CAP 60-85, as misturas permaneceram em estufa por um período de 2 horas antes da compactação, de modo a simular o envelhecimento de curto prazo durante o processo de usinagem, procedimento da AASHTO R 30-02 – *Mixture Conditioning of Hot-Mix-Asphalt*, nas temperaturas de 137°C e 150°C, respectivamente, para o CAP 50-70 e CAP 60-85.

As dosagens Superpave foram realizadas utilizando os critérios de projeto nível 1, no qual são requeridos apenas os parâmetros volumétricos.

O compactador giratório tem a capacidade de moldar corpos de prova de diâmetros de 100 mm e 150 mm. A especificação Superpave requer molde de 150 mm, entretanto, admite-se o diâmetro de 100mm conforme alguns estudos. Jackson e Czor (2003) não observaram diferença significativa no percentual de massa específica máxima (%Gmm) para os corpos de prova de dimensão 100 e 150 mm de diâmetro para tamanho máximo de agregado de 25,4 mm, além de citar três fatores que levaram a optar pelo diâmetro de 100 mm: tamanho reduzido de amostra, possibilidade de realizar ensaios convencionais em laboratório com amostras desse diâmetro e a maioria das misturas asfálticas são feitas com agregados de TMN  $\leq 25,4$  mm.

Tendo em vista que o TMN das quatro granulometrias dessa pesquisa é de 19 mm, optou-se pelo molde de 100 mm de diâmetro na dosagem.

A compactação no CGS durante todo o processo de moldagem das amostras para dosagem e ensaios mecânicos foi executado com pressão aplicada de 600 kPa, ângulo de rotação externo de  $1,25^\circ$  e interno de  $1,16^\circ$ , com velocidade constante de 30 rpm. A dosagem foi realizada para um N de projeto de 100 giros, indicada para tráfego médio alto.

A Figura 27 mostra o CGS da IPC Servopac da UFSM, juntamente com o computador no qual realiza a aquisição dos dados da compactação, os moldes e os corpos de prova oriundos do processo de dosagem.

Foram moldados quatro teores de ligante por mistura, com três amostras por teor. Os teores de ligante adicionados nas 8 misturas Superpave para definição do teor de projeto estão apresentados na Tabela 25. Como as misturas S CON FXB 50-70 e S BAI FXB 50-70 foram as primeiras a serem dosadas, verificou-se que o teor de ligante de projeto ficou muito próximo do limite inferior de 3,5% da curva teor de ligante versus volume de vazios, por isso nas demais misturas Superpave optou-se por iniciar com o teor 3,0%.

Figura 27 – CGS, computador de aquisição de dados e amostras da dosagem Superpave



Tabela 25 - Teores de ligante asfáltico adicionados nas misturas para determinação do teor de projeto

Mistura	Teor de Ligante (%)
	3,5
S CON FXB 50-70	4,0
S BAI FXB 50-70	4,5
	5,0
S CON FXC 50-70	3,0
S BAI FXC 50-70	3,5
S CON FXB 60-85	4,0
S BAI FXB 60-85	4,5
S CON FXC 60-85	
S BAI FXC 60-85	

Os requisitos volumétricos para as amostras moldadas no CGS, seguindo a metodologia Superpave estão apresentadas na Tabela 26.

Tabela 26 - Requisitos volumétricos para as misturas dosadas pela metodologia Superpave

CAP	Volume de vazios (%)	VAM min (%)	RBV (%)
50-70	4,00	13	65-75
60-85			

As dosagens com o compactador Marshall foram realizadas com os procedimentos descritos pela norma ASTM D 2926-04 – *Standard Practice Preparation of Bituminous Specimens Using Marshall Apparatus*, similar a DNER-ME 43-95.

Foram moldados quatro teores de ligante, com três amostras por teor. Para cada teor misturou-se no equipamento Infratest um total de 3600 g em peso de agregado que deram origem a três corpos de prova na dimensão 10 x 6,3 cm cada, compactados no compactador Marshall, Figura 28, com 75 golpes por face.

Figura 28 - Compactador Marshall, amostra compactada e extraída e amostras da dosagem



Os teores de ligante adicionados nas oito misturas Marshall estão apresentados na Tabela 27. Como a literatura indica que os teores de ligante em um procedimento de dosagem Marshall é maior que em um procedimento Superpave, iniciou-se o procedimento de dosagem no teor de 3,5%.

Tabela 27 - Teores de ligante adicionados às misturas na dosagem Marshall

Mistura	Teor de Ligante (%)
M CON FXB 50-70	3,5
M BAI FXB 50-70	
M CON FXC 50-70	4,0
M BAI FXC 50-70	
M CON FXB 60-85	4,5
M BAI FXB 60-85	
M CON FXC 60-85	5,0
M BAI FXC 60-85	

Os requisitos volumétricos para as misturas dosadas pelo método Marshall estão apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 - Requisitos volumétricos para as misturas dosadas pela metodologia Marshall

Características	Camada de rolamento
Vv (%)	3 - 5
RBV (%)	75 - 82
VAM (%)	15

Finalizada a compactação do corpo de prova para os teores de ligante asfáltico, foi determinada a massa específica aparente (Gsb) dos corpos de prova das misturas compactadas no CGS e no Marshall. Tal procedimento foi realizado segundo a AASHTO T 166-05 – *Bulk Specific Gravity of Compacted Bituminous Mixtures Using Saturated Surface – Dry Specimens*.

Além disso, determinou-se a densidade específica máxima (Gmm) para cada teor de ligante das misturas asfálticas (Gmm das misturas Superpave são iguais aos das misturas Marshall para um mesmo teor de ligante asfáltico), apresentados na Tabela 29, sob

procedimento especificado na AASHTO T 209-05 - *Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixture* (método Rice – Figura 29).

Tabela 29 - Valores de densidade especifica máxima das misturas estudadas

(Continua)

Mistura	Teor de ligante (%)	Gmm	D. ef. Mist. agregados	D. ef. Rice
CON FXB 50-70	3,5	2,708	2,953	2,889
	4,0	2,686		
	4,5	2,665		
	5,0	2,638		
BAI FXB 50-70	3,5	2,721	2,952	2,905
	4,0	2,700		
	4,5	2,675		
	5,0	2,655		
CON FXC 50-70	3,0	2,757	2,958	2,910
	3,5	2,730		
	4,0	2,705		
	4,5	2,680		
	5,0	2,650		
BAI FXC 50-70	3,0	2,752	2,961	2,910
	3,5	2,730		
	4,0	2,695		
	4,5	2,681		
	5,0	2,660		

Tabela 29 - Valores de densidade específica máxima das misturas estudadas

(Conclusão)				
Mistura	Teor de ligante (%)	Gmm	D. ef. Mist. agregados	D. ef. Rice
CON FXB 60-85	3,0	2,748	2,953	2,905
	3,5	2,727		
	4,0	2,700		
	4,5	2,675		
	5,0	2,650		
BAI FXB 60-85	3,0	2,740	2,952	2,906
	3,5	2,720		
	4,0	2,702		
	4,5	2,683		
	5,0	2,660		
CON FXC 60-85	3,0	2,742	2,958	2,898
	3,5	2,716		
	4,0	2,698		
	4,5	2,669		
	5,0	2,649		
CON FXC 60-85	3,0	2,741	2,961	2,909
	3,5	2,729		
	4,0	2,706		
	4,5	2,680		
	5,0	2,660		



Figura 29 - Determinação da densidade específica máxima das misturas



De posse dos dados, plotou-se quatro gráficos para cada método de dosagem: volume de vazios/ vazios no agregado mineral/ relação betume-vazio/ massa específica aparente versus volume de vazios. Através dos gráficos, determinou-se o teor de ligante e as propriedades volumétricas das misturas para um volume de vazios de 4%.

Além disso, determinou-se o CDI e TDI para as oitos misturas Superpave através dos dados provenientes do CGS.

Após definidos os teores de ligante de projeto para cada mistura, foi realizado o procedimento de moldagens das amostras para os ensaios mecânicos. O procedimento obedeceu aos mesmos princípios da dosagem, também utilizando o compactador giratório Superpave IPC Servopac variando apenas o número de giros, de acordo com o volume de vazios requerido para cada ensaio, bem como a dimensão da amostra, a exceção dos corpos de prova para ensaio de módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral das misturas Marshall, que utilizaram o compactador por impacto. A quantidade de massa foi fixada para cada tipo de ensaio e o volume de giro variou-se de forma a obter o volume de vazios e a altura necessária para atender os requisitos dos ensaios.



### 3.6 ENSAIOS MECÂNICOS

Em uma linha do tempo, a avaliação do comportamento de misturas asfálticas está cada vez mais apresentando evoluções nos métodos e equipamentos para determinar se uma mistura irá corresponder satisfatoriamente em desempenho no campo. Nos últimos dois terços do século XX, a caracterização das misturas e materiais de pavimentação era empírica, restringindo-se em abordagens de dimensionamento de pavimentos pelo método do CBR ou método da AASHTO até 1986 e a análise da mistura asfáltica através dos ensaios de estabilidade Marshal e Hveem. O primeiro ainda é amplamente utilizado pela praticidade, mas inapropriadas para previsão de desempenho (BERNUCCI *et al.* 2010).

Atualmente, há outros ensaios e análises que aproximam a análise de comportamento mecânico de misturas asfálticas em laboratório com o desempenho em campo.

Para verificar o comportamento das 16 misturas asfálticas, moldaram-se corpos de prova para realização do ensaio de módulo de resiliência, resistência à tração por compressão diametral, módulo complexo e *Flow Number*, nos quais os procedimentos estão descritos neste item.

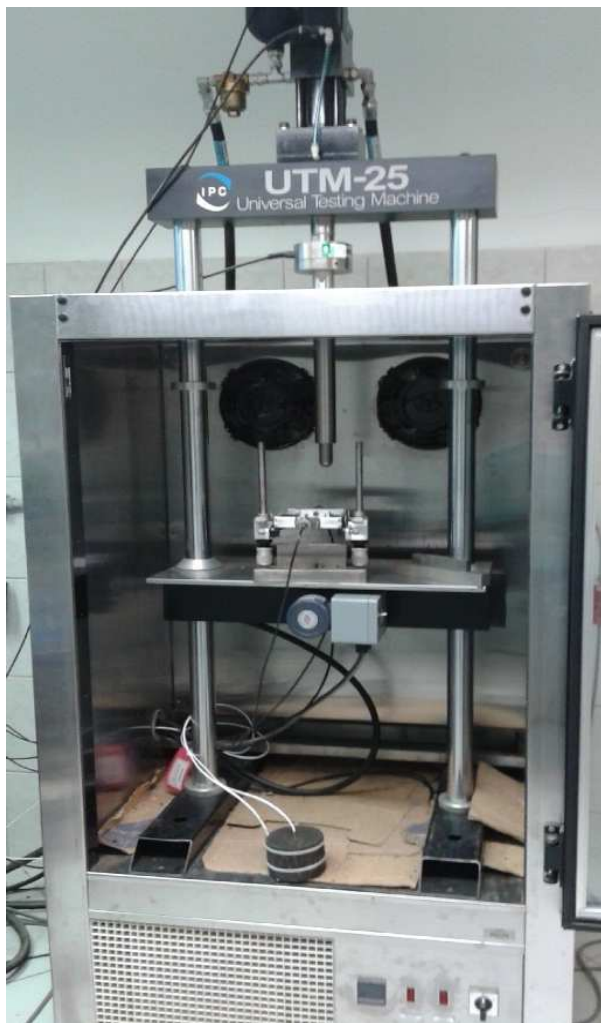
#### 3.6.1 Módulo de Resiliência

O ensaio de módulo de resiliência consiste na aplicação de carregamento dinâmico no plano diametral vertical de amostras cilíndricas equivalente, no ensaio, a 10 Hz, com tempo de 0,1 s e 0,9 s de repouso, e leitura de deformação através de LVDTs (*linear variable differential transformers*) nas duas faces do corpo-de-prova. Esta carga aplicada gera uma tensão na qual se pode medir o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente à tensão.

As misturas asfálticas estudadas neste trabalho foram submetidas ao ensaio em três temperaturas e três frequências de carregamento, começando pelas menores temperaturas e maiores frequências. As diferentes temperaturas e frequências de carregamento no protocolo de ensaio permitiu a análise da influência dos fatores estudados na rigidez através do ensaio de módulo de resiliência. Salienta-se que no Brasil apenas se utiliza uma temperatura e frequência de carregamento ao se avaliar uma mistura asfáltica neste tipo de ensaio.

O equipamento utilizado para realização do ensaio é uma *Universal Test Machine* - UTM 25 da IPC Global, a qual é composta por um pistão acoplado a um regulador de tempo e frequência, mostrado na Figura 30.

Figura 30 - Prensa hidráulica UTM-25



O software de aquisição de dados é o UTS003- *Indirect Tensile Modulus Test*, que utiliza a norma ASTM D4123 (1982) – “*Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures*”

O ensaio de módulo de resiliência nas misturas asfálticas seguiu a norma brasileira DNIT-ME 135/2010 – Pavimentação asfáltica – Mistura Asfáltica – Determinação do Módulo de Resiliência, que atende integralmente a ASTM D4123 (1982). As amostras foram moldadas com altura entre 3,50 cm e 6,50 cm e diâmetro de  $10 \pm 2$  cm, conforme recomenda a norma. O volume de vazios dos corpos de prova foram  $4 \pm 1\%$ . Para cada mistura foram ensaiados quatro corpos de prova, sendo cada amostra ensaiada em duas direções,  $0^\circ$  e  $90^\circ$ , conforme Figura 31, e condicionados por um período de no mínimo 12 horas.

Figura 31 - Ensaio de módulo de resiliência em duas direções: 0° e 90°



O módulo de resiliência foi determinado em três temperaturas, 10°C, 25°C e 35°C e três frequências de carregamento, 5 Hz 10 Hz e 25 Hz utilizando-se os mesmos corpos de prova. A temperatura de 35°C foi definida como a maior de modo que as tensões aplicadas não causassem deformações permanentes excessivas nos corpos de prova, pois os mesmos serão submetidos ao ensaio de resistência à tração.

O coeficiente de Poisson adotado para cada temperatura está mostrado na Tabela 30.

Tabela 30 - Valores do Coeficiente de Poisson utilizados nas três temperaturas

Temperatura (°C)	Coeficiente de Poisson
10	0,15
25	0,30
35	0,35

As misturas Marshall foram moldadas no compactador Marshall e as misturas Superpave foram moldadas no CGS, mostrados na Figura 32.

Por fim, comparou-se os resultados experimentais desta pesquisa com os obtidos por Centofante (2016) e Bruxel (2015), que também ensaiaram misturas seguindo o mesmo protocolo de ensaio – temperaturas e frequências de carregamento, e com Boeira (2014) na temperatura de 25°C e frequência de 10 Hz. Os três autores utilizaram agregados do estado do RS.

Figura 32 - Amostras para ensaio de MR e RT moldadas compactador Marshall e no CGS



### 3.6.2 Resistência à tração por compressão diametral

A resistência à tração (RT) tem se mostrado um importante parâmetro para caracterização de misturas asfálticas. Carneiro (1943) desenvolveu o ensaio brasileiro de compressão diametral para concreto de cimento Portland, no qual se configurava pela aplicação de duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão em um cilindro que gera tensões de tração perpendiculares a esse diâmetro. A partir de 1972, passou a ser utilizado em misturas asfálticas no corpo de prova cilíndrico Marshall convencional (BERNUCCI *et al.* 2010).

O ensaio consiste na aplicação de um esforço no corpo de prova que é dado por duas forças de compressão concentradas e diametralmente opostas em um cilindro, que geram, ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tração uniformes perpendicular a esse diâmetro (MEDINA E MOTTA, 2015). Na Figura 33 está representado o ensaio brasileiro e o estado de tensão gerado.

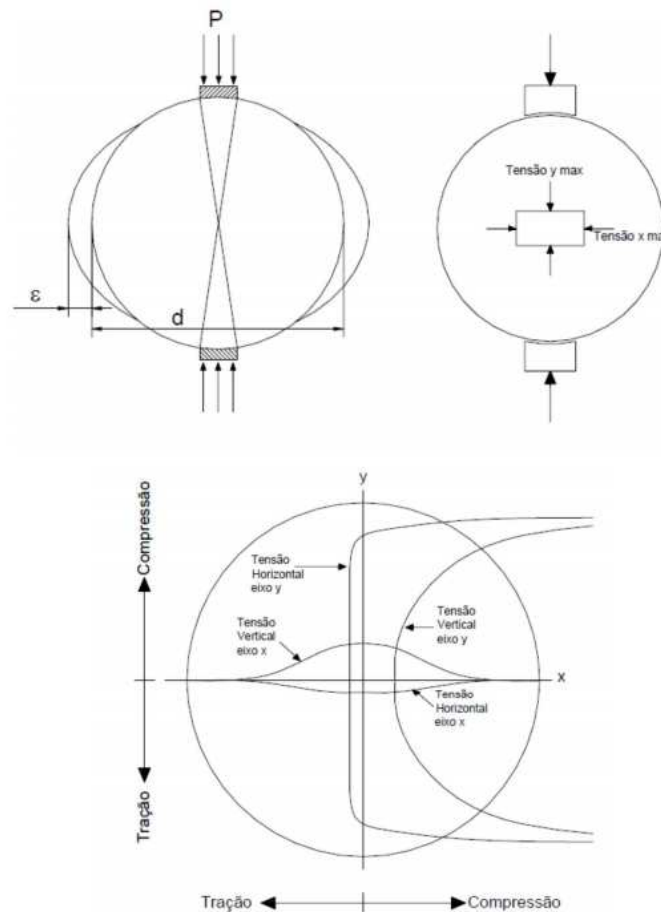
No ensaio aplica-se uma carga progressiva (F) até a ruptura do corpo de prova. Com o valor obtido é calculada, pela Equação 10, a resistência à tração por compressão diametral:

$$\sigma_R = \frac{2F}{\pi DH} \quad (10)$$

Onde:

- $\sigma_{(R)}$  - resistência à tração, em kgf/cm<sup>2</sup>;  
 F – carga de ruptura, em kgf;  
 D – diâmetro do corpo de prova, em cm;  
 H – Altura do corpo de prova, em cm.

Figura 33 - Estado de tensão gerado no ensaio



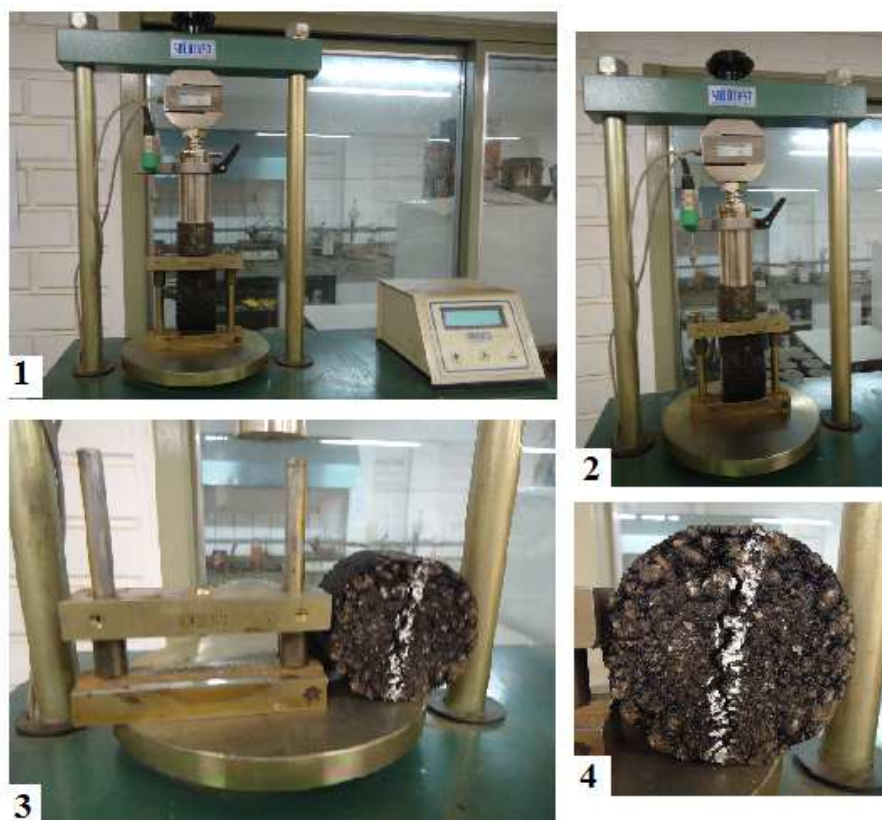
Fonte: Specht (2004)

Após a realização dos ensaios de MR, utilizaram-se as mesmas amostras para analisar o comportamento das misturas na resistência à tração por compressão diametral.

Este ensaio seguiu a norma DNIT 136/2010 – ME e os corpos de prova passaram por um pré-condicionamento de 12 horas a  $25 \pm 0,1$  °C. O aparelho de ensaio é da Solotest, e está apresentado na Figura 34, juntamente com um corpo de prova rompido.

Para esse ensaio, além dos três autores – Centofante (2016), Bruxel (2015) e Boeira (2014), comparou-se também com os resultados experimentais das 16 misturas com Colpo (2014).

Figura 34 - Aparelho e corpo de prova rompido à tração por compressão diametral



### 3.6.3 Módulo complexo

O ensaio de módulo de resiliência é utilizado no Brasil para determinação de rigidez das misturas asfálticas. Entretanto, a tendência é que as propriedades elásticas dos concretos asfálticos sejam avaliadas com variação de frequência e temperatura, através do ensaio de modulo complexo, consolidado nos Estados Unidos e Europa (PEREIRA, 2012).

Franco (2007) afirma que o módulo complexo é a propriedade que melhor representa a resposta tensão-deformação das misturas asfálticas, já que essas devem ser consideradas como sistemas viscoelásticos lineares.

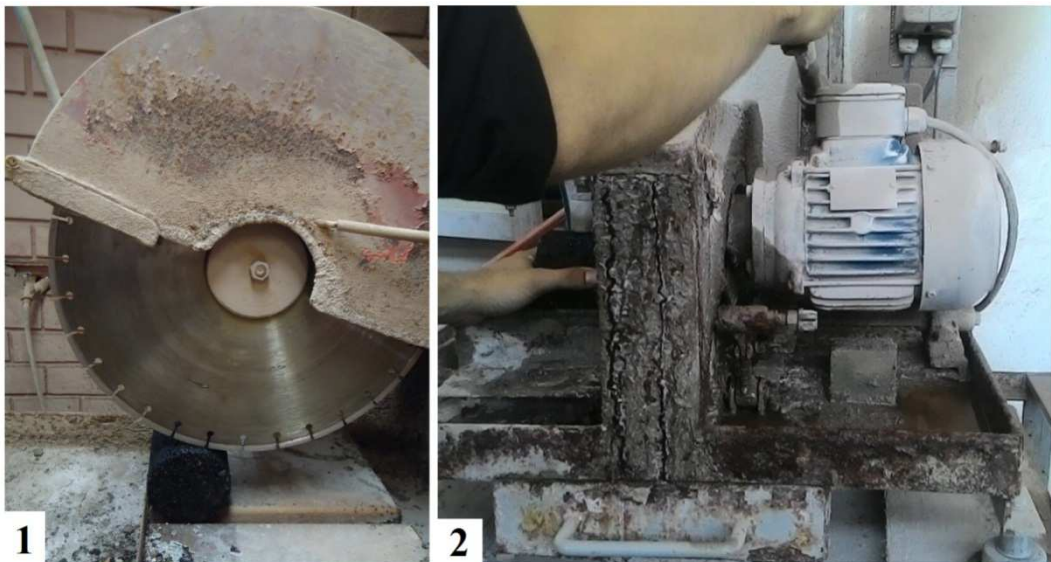
As amostras para realização do ensaio de módulo complexo foram moldadas no CGS, Figura 35, nos teores de projeto determinado pela dosagem Marshall e Superpave com dimensões 10 x 17 cm e um volume de vazios de  $5,5 \pm 0,5\%$ , sendo as mesmas serradas 1 cm em cada extremidade e retificadas a superfície, Figura 36. O mesmo processo foi realizado para as amostras de ensaio do FN, porém o volume de vazios foi  $7,0 \pm 1,0\%$ .



Figura 35 - Moldagem dos corpos de prova nos teores Marshall e Superpave no CGS



Figura 36 - Serragem e ratificação da superfície das amostras para ensaio E\* e FN



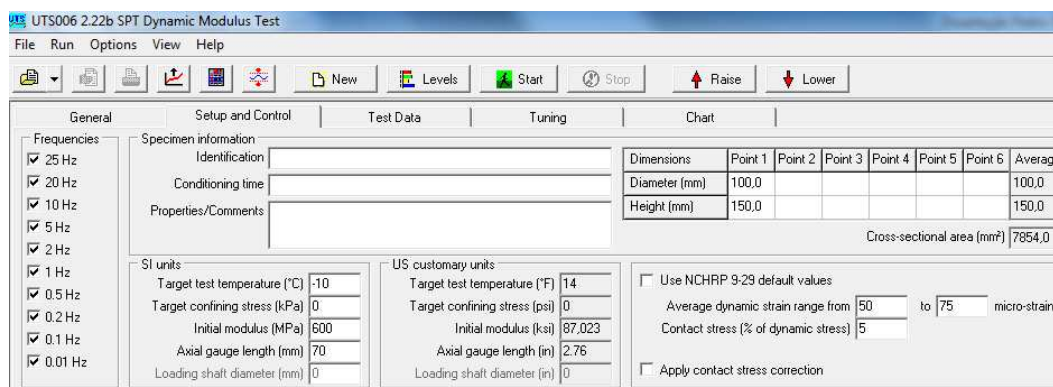
Depois de serrados, colou-se nas amostras 10 x 15 cm três pares de pinos que serviram para fixar um conjunto de três LVDTs, mostrado na Figura 37.

Figura 37 - Colagem dos pinos na amostra de ensaio de E\*



As amostras foram ensaiadas com os preceitos da AASHTO T 311-11 – *Determining Dynamic Modulus of Hot-mix Asphalt Concrete Mixtures*, acrescidos das frequências de carregamento que o software UTS006 – *SPT Dynamic Modulus Test*, Figura 38, disponibiliza (25 Hz, 20Hz, 10 Hz, 5 Hz, 2 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz, 0,2 Hz, 0,1 Hz, 0,01Hz). As temperaturas de ensaio foram -10°C, 4°C, 21°C, 37°C e 54°C.

Figura 38 - Software UTS006 e configurações de ensaio





O tempo mínimo de condicionamento utilizado para as amostras atingirem cada temperatura está na Tabela 31.

Tabela 31 - Tempo mínimo para o equilíbrio da temperatura de ensaio das amostras no ensaio de E\*

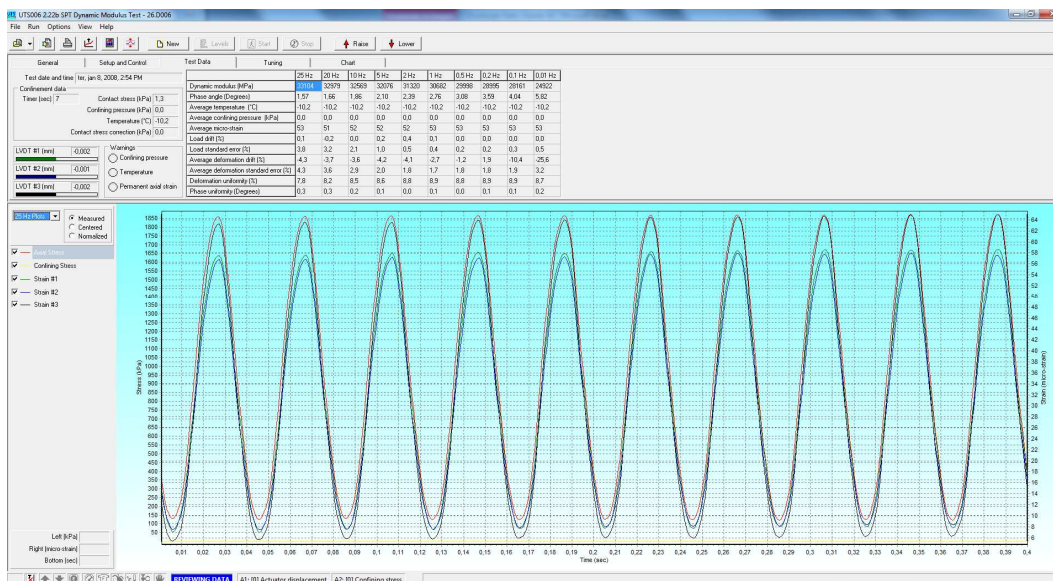
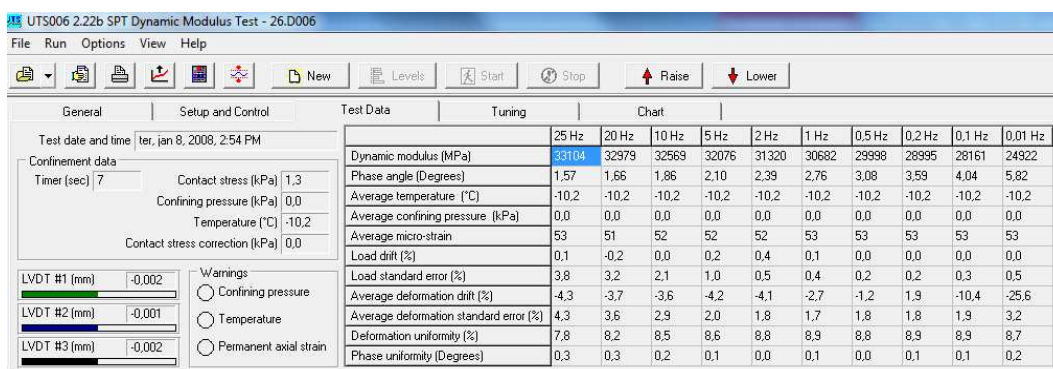
<i>Temperatura de ensaio (°C)</i>	<i>Tempo para equilíbrio da temperatura a partir da temperatura da sala de ensaio de 25°C (h)</i>	<i>Tempo para equilíbrio da temperatura a partir da temperatura de teste anterior (h)</i>
-10	Uma noite	Uma noite
4	Uma noite	4 horas ou uma noite
21	1	3
37	2	2
54	3	1

Fonte: Adaptado de AASHTO T 311-11.

A Figura 39 mostra os corpos de prova durante o condicionamento e o ensaio. A Figura 40 apresenta o registro de dados pelo Software e a Figura 41 os resultados registrados.

Figura 39 - Amostras condicionadas e ensaiadas a -10°C



Figura 40 - Ensaio de módulo complexo a  $-10^{\circ}\text{C}$  - registro de dados no UTS06Figura 41 - Resultado do ensaio de módulo complexo na amostra 26 na temperatura  $-10^{\circ}\text{C}$ 

A deformação foi limitada a faixa de 50 a 75  $\mu\text{m}/\text{m}$ , ou seja, está dentro do limite das pequenas deformações proposto por Olard e Di Benedetto (2003) para o regime viscoelástico linear de misturas asfálticas (100  $\mu\text{m}/\text{m}$ ). Entretanto, houve certa dificuldade de conseguir esse nível de deformação na temperatura de  $-10^{\circ}\text{C}$ , pois a prensa aplicava o seu limite de carga e devido à alta rigidez do corpo de prova a deformação ficou um pouco abaixo de 50  $\mu\text{m}/\text{m}$ .

Outra constatação foi a dificuldade em manter os pinos que prendem os LVDTs fixados aos corpos de prova na temperatura de ensaio  $54^{\circ}\text{C}$ . Em alguns ensaios, ocorreu descolamento do pino não em virtude da cola, e sim do arrancamento de parte do corpo de prova, mostrado na Figura 42. Por isso, ocorre uma tendência da não realização do ensaio nessa temperatura em outros diversos estudos como Nascimento (2008) e Bruxel (2015).

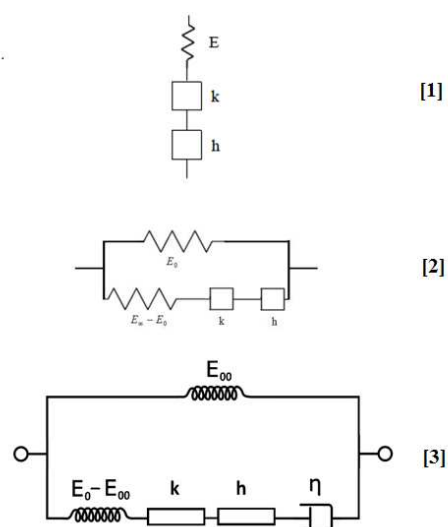
Figura 42 - Descolamento dos pinos fixados ao CP na temperatura de 54°C



Com esses resultados experimentais, é possível fazer uma modelagem física-matemática para que seja possível obter as outras propriedades sem necessidade de realização de novos ensaios, como por exemplo em frequências e temperaturas em que não foram abrangidas durante o ensaio.

A literatura disponibiliza vários modelos que geralmente são arranjos de mola, amortecedores e elementos parabólicos. Dentre os modelos, a evolução de dois modelos da década de 70, modelo de Huet para representar o comportamento viscoelástico de ligantes asfálticos, e o modelo de Huet-Savegh para misturas asfálticas deram origem ao modelo 2S2P1D (2 Springs, 2 Parabolics, 1 Dashpot), desenvolvido por Olard e Di Benedetto (2003). A Figura 43 mostra a compilação desses dois modelos no modelo 2S2P1D.

Figura 43 - Compilação dos dois modelos no modelo 2S2P1D



[1] – modelo de Huet; [2] – modelo de Huet-Sayegh; [3] – modelo 2S2P1D

Fonte: Adaptado de Olard e Di Benedetto (2003)

O modelo 2S2P1D é composto por 11 parâmetros que devem ser calibrados para representar o comportamento viscoelástico do material em termos de módulo, ângulo de fase e coeficiente de Poisson para qualquer temperatura e frequência de carregamento. O módulo e o coeficiente de Poisson complexos são expressos pela Equação 11 e Equação 12, respectivamente.

$$E^*(\omega) = E_{00} \frac{E_0 - E_{00}}{1 + \delta(j\omega\tau)^{-k} + (j\omega\tau)^{-h} + (j\omega\beta\tau)^{-1}} \quad (11)$$

$$\nu^*(\omega) = \nu_{00} + (\nu_0 - \nu_{00}) \frac{E^*(\omega) - E_{00}}{E_0 - E_{00}} \quad (12)$$

Onde:

$\omega$  = pulsação,  $\omega = 2\pi f$  (sendo  $f$  a frequência)

$k, h$  = expoentes,  $0 < k < h < 1$ ,  $\beta$  = constante

$E_{00}$  = módulo estático  $\omega \rightarrow 0$

$E_0$  = módulo em transição vítrea  $\omega \rightarrow \infty$

$\eta$  = viscosidade Newtoniana,  $\eta = (E_0 - E_{00}) \beta \tau$

$\tau$  = tempo característico, o qual varia com a temperatura  $T$ ,  $\tau(T) = a_T(T) \tau_0$  onde  $\tau_0 = \tau(T_{ref})$  é determinado na temperatura de referência

$\nu_{00}$  = coeficiente de Poisson estático,  $\omega \rightarrow 0$

$\nu_0$  = coeficiente de Poisson estático em transição vítrea,  $\omega \rightarrow \infty$

Além dessas variáveis, têm-se duas constantes de translação chamadas de  $C_1$  e  $C_2$ , apresentadas pela Equação 13.

$$\log(a_T) = - \frac{C_1 (T - T_{ref})}{C_2 + T - T_{ref}} \quad (13)$$

Os resultados experimentais desse ensaio são expressos através de curvas no plano Cole Cole, Espaço Black, curvas mestras de Módulo Dinâmico e Ângulo de Fase, todas calibradas através da modelagem 2S2P1D.

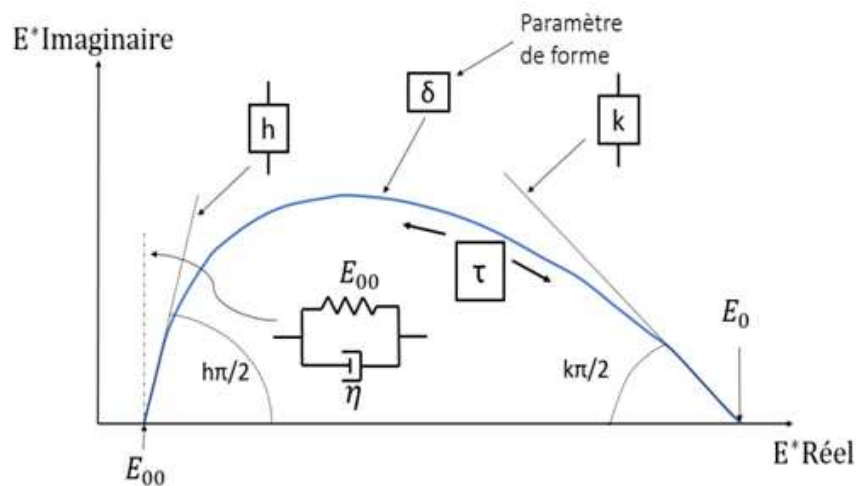
O gráfico Cole Cole é a plotagem dos resultados em escala aritmética da parte real  $E_1$  com a parte imaginária ou de perda  $E_2$ , originando curvas no formato semi-círculo.

O Diagrama de Black foi composto com o gráfico do módulo dinâmico e o ângulo de fase. Este gráfico analisa a relação entre o módulo dinâmico e o ângulo de fase em diferentes temperaturas.

A curva mestra de módulo dinâmico mostra a variação do módulo em diferentes temperaturas e frequências, enquanto a curva mestra de ângulo de fase permite a avaliação das propriedades viscosas do material, também em diferentes temperaturas e frequências.

Como exemplo, a Figura 44 mostra, no plano cole-cole os parâmetros que ajustam o modelo aos dados experimentais, proposto por Olard e Di Benedetto (2003).

Figura 44 – Representação do modelo 2S2P1D no plano Cole-Cole



Fonte: Olard e Di Benedetto (2003)

Além dessas análises, foi realizada uma inferência à fadiga e à deformação permanente nas 16 misturas estudadas com base nos resultados experimentais desse ensaio.

A inferência à fadiga utilizou-se a correlação de ângulo de fase e módulo dinâmico através da correlação  $E^*/\sin \varphi$  na temperatura de ensaio de 21°C. Para inferência à deformação permanente utilizou-se a correlação  $E^* \cdot \sin \varphi$  em duas temperaturas, 37°C e 54°C.

Por fim, comparou-se os resultados experimentais deste ensaio com os estudos de Centofante (2016) e Bruxel (2015).

### 3.6.4 *Flow Number*

Para avaliação da resistência à deformação permanente das 16 misturas asfálticas desse trabalho realizou-se o ensaio de *Flow Number*. Tanto as amostras com teor determinado na dosagem Marshall e Superpave foram moldadas no CGS.

Para Medina e Motta (2015) o ensaio consiste em se determinar qual é o número de ciclos de carregamento de 204 kN, aplicado com tempo de pulso de 0,1 s e repouso de 0,9 s, o qual leva a amostra à ruptura. Esta ruptura é caracterizada visualmente pelo embarrigamento da amostra, no entanto, durante o ensaio, existe um critério de definição do ciclo o qual caracteriza a deformação permanente terciária, ou seja, de crescimento acelerado.

O ensaio também foi realizado na *Universal Test Machine* (UTM) da IPC Global com o software UTS014 – *Asphalt Permanent Deformation Test*, e seguiu a norma americana AASHTO TP 79-12. As amostras passaram pelo mesmo processo que as amostras para ensaio de E\*: foram moldadas com 10 x 17 cm no CGS com os teores de projeto determinado na dosagem Superpave e Marshall, serradas 1 cm em cada extremidade e posteriormente passaram por um processo de ratificação. Entretanto, o volume de vazios é de  $7 \pm 1,0\%$ . Para cada mistura ensaiou-se 2 amostras, totalizando 32 amostras.

Neste ensaio utilizaram-se duas membranas de látex, de espessura aproximada de 1 mm cada, em cada extremidade do corpo de prova, colada uma a outra com silicone de para evitar o efeito de fricção.

Os parâmetros de ensaio utilizados estão na Tabela 32.

Tabela 32 - Parâmetros de ensaio de *Flow Number*

Tempo de aplicação de carga	0,1 s
Tempo de repouso	0,9 s
Tensão	204,0 kPa
Tensão de repouso	10,2 kPa
Tensão de pré-carregamento	15 kPa
Duração do pré-carregamento	60 s
Temperatura de ensaio	60°C
Tempo mínimo de condicionamento das amostras	8 h



O critério de finalização do ensaio adotado foi quando a mistura atingir 10.000 ciclos ou 5% da deformação.

A Figura 45 mostra o corpo de prova, com dupla membranas em cada extremidade, antes e após a realização do ensaio, e o gráfico da deformação por ciclo na Figura 46.

Figura 45 - Corpo de prova, com as membranas, antes e após a realização do ensaio

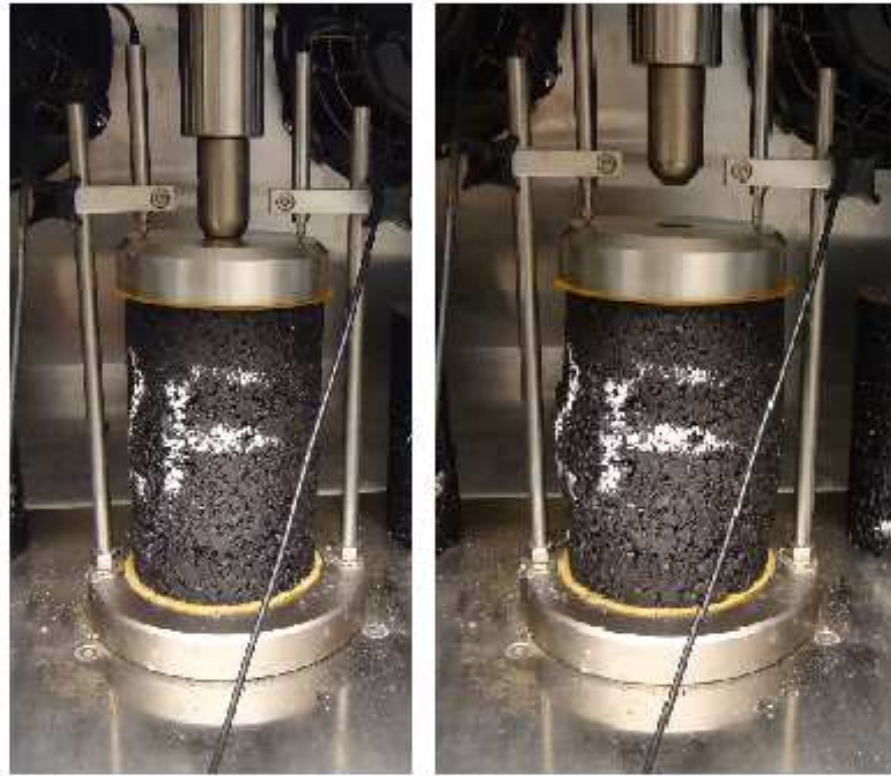
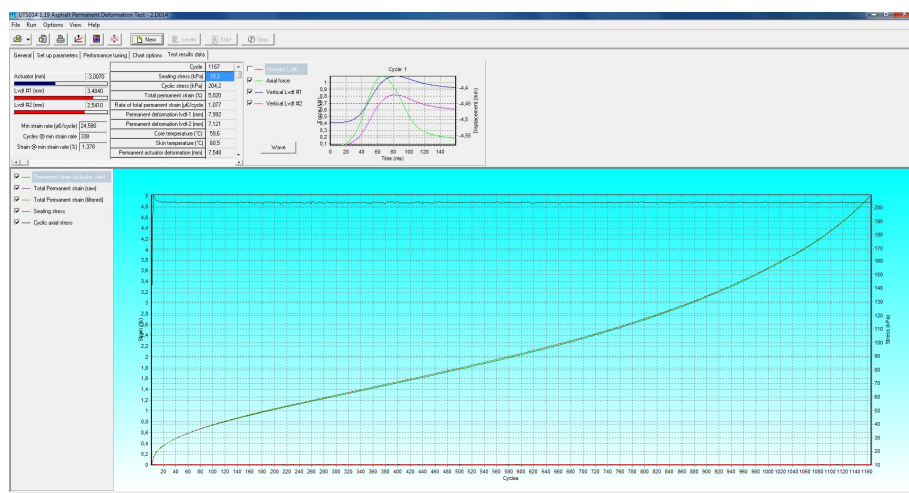


Figura 46 - Software UTS 14- gráfico de deformação por ciclo



A curva de deformação plástica vertical uniaxial de cada corpo de prova foi ajustada ao modelo de Francken, que é uma combinação dos modelos de potência e exponencial. O modelo de Francken consta em um projeto de norma de *Flow Number* da ABNT. O modelo está expresso na Equação 14.

$$\varepsilon_p = AN^B + C(e^{DN} - 1) \quad (14)$$

Onde:

N = Número de ciclos;

A, B, C, D = Constantes do modelo de Francken determinadas para cada CP.

Para determinar os coeficientes A, B, C e D da equação 14 para cada CP utilizou-se uma otimização numérica, método dos mínimos quadrados, de forma a se obter uma curva de deformação plástica vertical semelhante à obtida experimentalmente.

Após a determinação dos coeficientes, obteve-se a derivada primeira e segunda da curva de deformação plásticas, apresentadas respectivamente pelas Equações 15 e 16.

$$\frac{d\varepsilon_p}{dN} = ABN^{B-1} + CD e^{DN} \quad (15)$$

$$\frac{d^2\varepsilon_p}{dN^2} = AB(B-1)N^{B-2} + CD^2 e^{DN} \quad (16)$$

O valor do FN do CP é o ciclo no qual a derivada segunda (Equação 16) é igual à zero ou quando o valor da segunda derivada muda de positivo para negativo.

O coeficiente de variação para o FN é de cerca de 20%, de acordo com a norma utilizada. A Tabela 33 mostra o coeficiente de variação por média de ensaios em amostras múltiplas.



Tabela 33 - Coeficiente de variação de média das propriedades de FN

<i>Número de amostras</i>	<i>Coeficiente de variação por média (%)</i>	
	<i>Deformação permanente antes de atingir o FN</i>	<i>Flow Number</i>
<b>2</b>	10,6	14,1
<b>3</b>	8,7	11,5
<b>4</b>	7,5	10,0
<b>5</b>	6,7	8,9
<b>6</b>	6,1	8,2
<b>7</b>	5,7	7,6
<b>8</b>	5,3	7,1
<b>9</b>	5,0	6,7
<b>10</b>	4,7	6,4

Fonte: Adaptado de AASHTO T 79

Com os resultados do ensaio, buscou-se correlacionar o *Flow Number* das 16 misturas com os parâmetros oriundos da CGS, CDI e TDI, com a proporção AG do método Bailey, com o módulo de resiliência a 25°C e frequência de 10 Hz e com a relação  $E^* \sin \varphi$  nas frequências 0,01 Hz, 1 Hz e 10 Hz.

Além disso, comparou-se os resultados das 16 misturas com os estudos de Centofante (2016), Onofre (2012 e Nascimento (2008).

## 4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos todos os resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa. Entre os resultados experimentais estão as definições dos teores de projeto de cada mistura, além dos parâmetros volumétricos e de densificação das misturas Superpave, bem como os resultados das propriedades mecânicas através dos ensaios de MR, RT, Módulo complexo e *Flow Number*.

### 4.1 DOSAGEM

#### 4.1.1 Parâmetros volumétricos e de densificação

Foram utilizados para definição dos teores de projeto três amostras por mistura na dosagem Superpave e Marshall. O teor de projeto é a quantidade de ligante asfáltico em que a mistura fique com um volume de vazios de 4% com 100 giros no CGS para as misturas Superpave e 75 golpes por face para as misturas Marshall.

As Figuras 47, 48, 49 e 50 detalham os parâmetros volumétricos das misturas Superpave e as Figuras 51 e 52 os parâmetros de densificação obtidos na dosagem no CGS.

Figura 47 - Volume de Vazios para as misturas Superpave

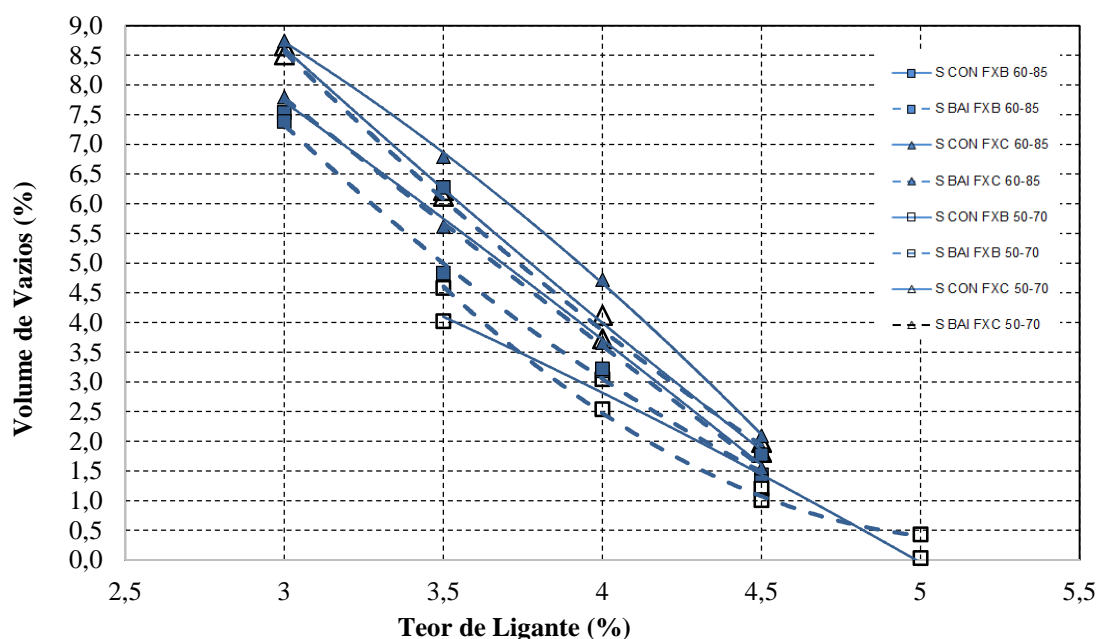








Figura 54 – Vazios no agregado mineral para as misturas Marshall

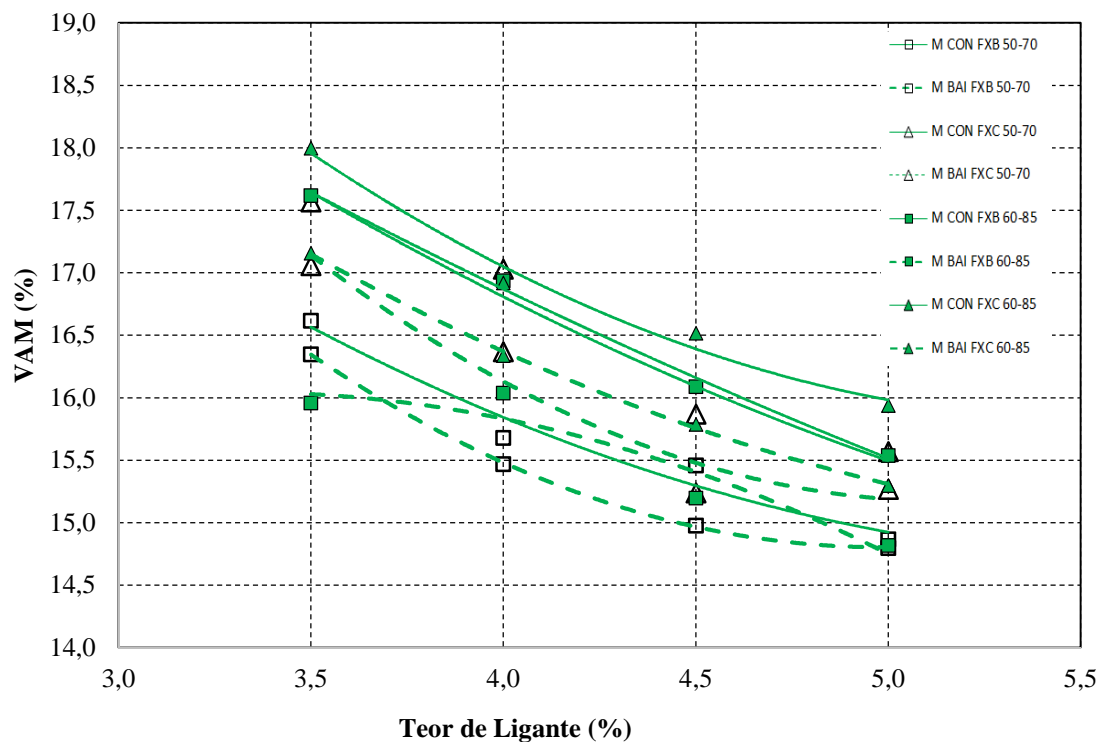


Figura 55 - Relação betume-vazio para as misturas Marshall

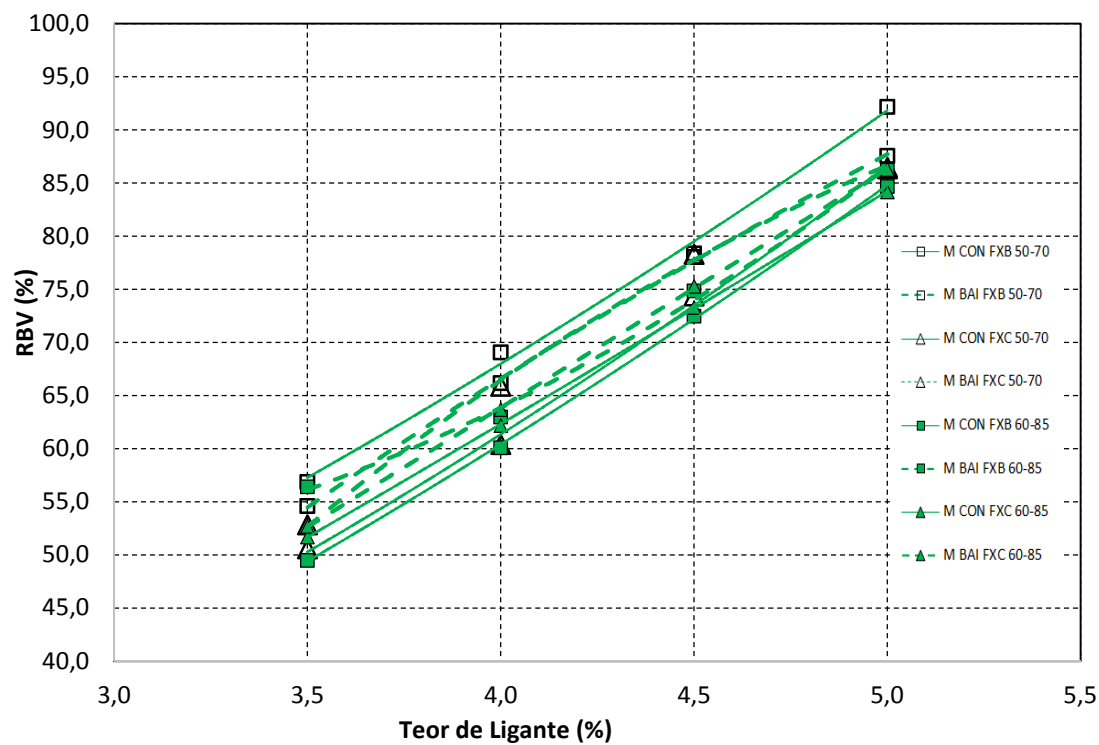
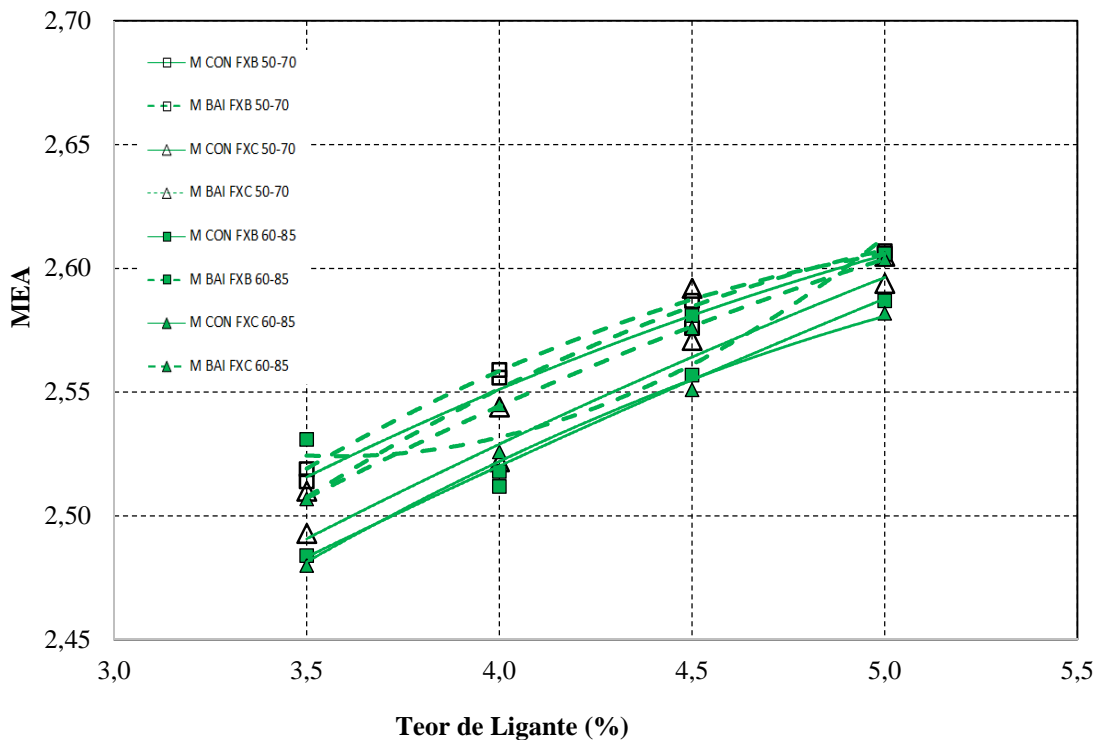


Figura 56 - Massa específica aparente para as misturas Marshall



A Tabela 34 mostra os parâmetros volumétricos obtidos na dosagem para as misturas Superpave e Marshall. É possível observar que é atendido, para todas as misturas Superpave, os VAM e os limites de RBV especificados para revestimentos com TMN de 19mm. Para as misturas Marshall, as 4 granulometrias Faixa B apresentaram RBV abaixo de 75 especificado pela norma. Nota-se que as misturas BAI apresentaram VAM menores que as misturas CON correspondentes. Mendes (2009) também encontrou tendência semelhante ao comparar suas misturas Bailey com as convencionais. Menores valores de VAM e RBV foram recomendados por Vavrik *et al.* (2002) e por Cunha (2004).

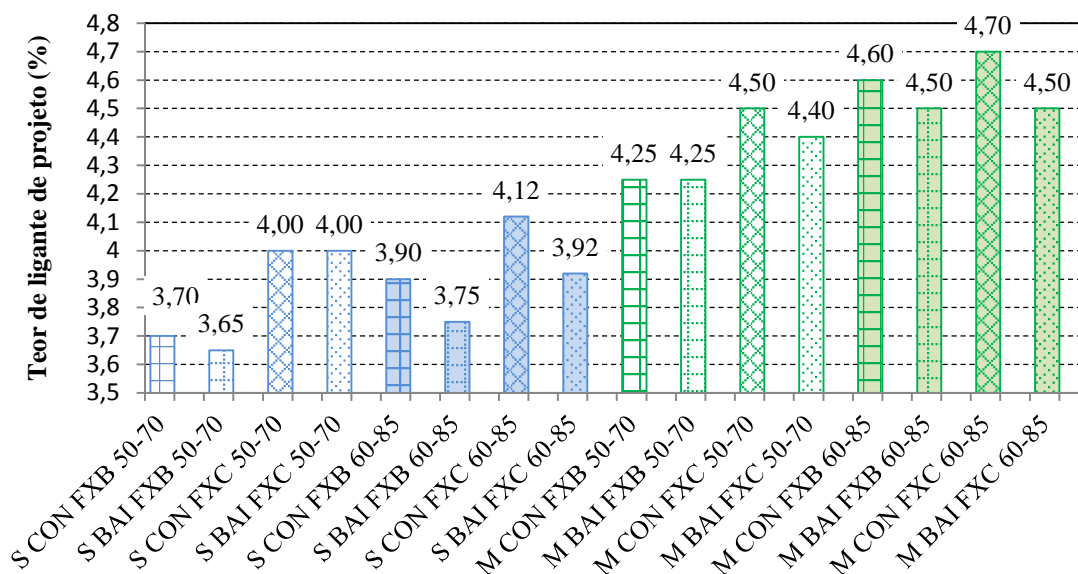
A Figura 57 mostra o teor de projeto de cada mistura em gráfico de barras. Ao se analisar o teor de ligante de projeto para as misturas Superpave e Marshall, as misturas BAI apresentaram um teor de ligante menor que as misturas CON correspondentes, tanto para o ligante 50-70 e 60-85 e para Faixa B e Faixa C, a exceção das misturas S CON FXC 50-70 e S BAI FXC 50-70 que apresentaram o mesmo teor de 4,00% e as misturas M CON FXB 50-70 e M BAI FXB 50-70 com teor de 4,25%. A redução no teor para as misturas Superpave foi em média de 2,51% e para as misturas Marshall de 2,16%.

Mendes (2011) encontrou teores de ligante inferior para as três misturas Bailey em relação à mistura tradicional (mistura que não atenda aos parâmetros do método).

Tabela 34 - Parâmetros volumétricos obtidos com as dosagens Superpave e Marshall

<i>Mistura</i>	<i>Teor de Projeto (%)</i>	<i>VAM (%)</i>	<i>RBV (%)</i>	<i>CDI</i>	<i>TDI</i>
S CON FXB 50-70	3,70	14,0	71,0	32	470
S BAI FXB 50-70	3,65	13,5	70,0	50	480
S CON FXC 50-70	4,00	14,8	72,5	70	570
S BAI FXC 50-70	4,00	14,8	74,0	60	575
S CON FXB 60-85	3,90	14,2	73,0	100	550
S BAI FXB 60-85	3,75	13,8	71,0	75	575
S CON FXC 60-85	4,12	15,2	74,0	95	550
S BAI FXC 60-85	3,92	14,3	73,0	50	575
M CON FXB 50-70	4,25	15,5	74,0	-	-
M BAI FXB 50-70	4,25	15,1	73,0	-	-
M CON FXC 50-70	4,50	16,1	75,0	-	-
M BAI FXC 50-70	4,40	15,6	75,0	-	-
M CON FXB 60-85	4,60	16,0	74,5	-	-
M BAI FXB 60-85	4,50	15,4	74,0	-	-
M CON FXC 60-85	4,70	16,3	75,0	-	-
M BAI FXC 60-85	4,50	15,8	75,0	-	-

Figura 57 - Teor de projeto encontrado nas dosagens Superpave e Marshall





Ao se analisar as faixas granulométricas, as misturas Faixa C apresentaram teores superiores às misturas Faixa B em praticamente todas as misturas para um mesmo tipo de ligante e método de dosagem, a exceção das misturas M BAI FXC 60-85 que apresentou teor inferior a M CON FXB 60-85. Para as misturas Superpave, com ligante 50-70 a média de aumento no teor foi de 8,84% e com ligante 60-85 foi de 5,10%. Já para as misturas Marshall, com ligante 50-70 o aumento médio foi de 4,71% e com ligante 60-85 foi de 1,10%. Uma granulometria Faixa B apresenta superfície específica de agregado menor que uma granulometria Faixa C em virtude de ser uma granulometria mais grossa, o que diminui a quantidade de ligante necessária para envolver o grão de agregado.

Em relação ao tipo de ligante asfáltico, as misturas com ligante 60-85 apresentaram teor superior às misturas com ligante 50-70 considerando a mesma granulometria e método de dosagem. Em média, o aumento no teor foi de 2,86% para as misturas Superpave e 5,21% para as misturas Marshall. Bruxel (2015), para uma mistura asfáltica com mesma composição granulométrica encontrou um teor de 5,60% com a utilização do CAP 60-85E e teor de 5,38% com CAP 50-70.

Por fim, as dosagens no CGS originaram misturas com um menor teor de ligante em relação às misturas dosadas no compactador por impacto Marshall. Essa redução ficou entre 0,40% a 0,75% no teor. Como a energia de compactação por amassamento do CGS é maior que a por impacto, necessariamente para misturas com mesma granulometria necessitam de um menor teor de ligante para atingir o volume de vazios necessário. Rossato (2015) encontrou teor de ligante de 0,2% com o CAP 50-70 e 0,4% com o CAP 60-85E inferior para as misturas dosadas no CGS em relação ao por impacto. Nascimento (2008) também comparou os métodos de compactação e obteve teores de projeto no CGS inferior às Marshall na variação de 0,1% a 0,9%.

Os teores de ligante encontrados com esse agregado de Sarandi-RS são baixos em relação a outras misturas asfálticas estudadas com agregados de diferentes localidades do estado do RS. São apresentados quatro estudos no qual os autores utilizaram agregados de diversas origens no RS, o que permite uma comparação com os resultados, tanto de dosagem como ensaios mecânicos, encontrados nessa pesquisa.

Centofante (2016) com um agregado com origem de Rocha Vulcânica Ácida (Riodacito) estudou quatro misturas asfálticas com 0% (Centofante 0%), 10% (Centofante 10%), 20% (Centofante 20%) e 30% (Centofante 30%) de material fresado, e os teores totais de ligante encontrados, através da dosagem Superpave, foram respectivamente 5,70%, 5,28%, 5,50% e 5,68%. As granulometrias foram enquadradas na Faixa C do DNIT e ajustadas dentro

dos parâmetros Bailey, Tabela 35, e o ligante asfáltico utilizado é o mesmo desta pesquisa (lote de coleta) CAP 50-70.

Tabela 35 - Parâmetros das misturas dentro da especificação Bailey

Limites	Proporção de agregados	Centofante	Centofante	Centofante	Centofante
		0%	10%	20%	30%
0,60 a 0,75	AG	0,71	0,66	0,65	0,64
0,35 a 0,50	GAF	0,46	0,45	0,44	0,42
0,35 a 0,50	FAF	0,49	0,47	0,45	0,44

Fonte: Adaptado de Centofante (2016)

Bruxel (2015) estudou quatro misturas com granulometria única enquadrada na Faixa C do DNIT com agregado da rocha dacito de origem vulcânica, de Santo Antônio da Patrulha-RS. A autora utilizou quatro ligantes asfálticos, 50-70 (Bruxel 50-70), TLA (Bruxel TLA), 60-85E (Bruxel 60-85) e TLA FLEX (Bruxel TLA FLEX) e os teores encontrados através da dosagem Superpave foram 5,38%, 5,90%, 5,60% e 5,90%, respectivamente.

Colpo (2014) estudou duas misturas com agregados provenientes da Construtora Triunfo, localizada no km 30 da BR-290/RS e origem basáltica da formação da Serra Geral, e dois ligantes asfálticos TLA FLEX (COLPO CA-TLA) e COMPAFLEX 60/85 (COLPO CA-E). As granulometrias foram enquadradas na Faixa C do DNIT. A autora encontrou teores 5,10% para COLPO CA-TLA e 5,25% para COLPO CA-E- USINA.

Boeira (2014) utilizou em sua pesquisa agregados de diversos pontos do estado do RS, como Eldorado do Sul (Rocha granítica), Itaara (Rocha vulcânica ácida), Sarandi (Rocha vulcânica), Santo Antônio da Patrulha (Rocha vulcânica), Bagé (Rocha Metamórfica), Caçapava do Sul (Rocha metamórfica) e Coronel Barros (Basalto) e ligante CAP 50-70. Para cada origem de agregado, o autor utilizou três misturas: incorporou 1,5% de cal Calcítica, 1,5% de cal Dolomítica e uma referência sem adição de cal, com exceção de Coronel Barros, onde os teores foram 1 e 2% para ambos os tipos de cales. A granulometria das misturas foi enquadrada no centro da Faixa C do DNIT. Os teores de ligante encontrados na dosagem Marshall estão apresentados na Tabela 36.

Tabela 36 - Teores de ligante encontrados por Boeira (2014)

Origem	Teor de ligante (%)		
	Referência	Calcíctica	Dolomítica
Eldorado do Sul	4,85	4,9	4,95
Itaara	6,50	6,45	6,75
Sarandi	5,15	5,20	5,00
Santo Antônio da Patrulha	5,30	5,35	5,15
Bagé	4,70	4,90	4,90
Caçapava do Sul	4,50	4,45	4,40
Coronel Barros (1% Cal)	5,65	5,55	5,55

Observa-se que Centofante (2016), Bruxel (2015), Colpo (2014) e Boeira (2014) encontraram teores em suas misturas superiores ao encontrado nesta pesquisa, com exceção do agregado de Caçapava do Sul, do último autor, onde os teores encontrados (4,50%, 4,45% e 4,40%) estão próximo às misturas Marshall desta pesquisa.

Além disso, o agregado de Sarandi de Boeira (2014) possui a mesma origem mineralógica e pedreira do agregado dessa pesquisa, e o autor encontrou teores de ligante superiores independentemente do método de dosagem.

Os parâmetros de densificação giratória CDI e TDI foram calculados a partir dos dados oriundos do CGS durante o procedimento de dosagem para as misturas Superpave. Os resultados da Tabela 34 estão apresentados de forma gráfica pela Figura 58 e Figura 59 para melhor interpretação dos resultados de CDI e TDI, respectivamente.

Para Nascimento (2008), misturas com valores de CDI entre 50 e 100 são consideradas ideais e têm melhor compactabilidade, o que é desejável, ao passo que misturas com valores de CDI baixos têm problemas de estabilidade e devem ser evitadas. As misturas estudadas nesta pesquisa obtiveram valores entre a faixa considerada ideal, exceto a mistura S CON FXB 50-70, que obteve valor de CDI abaixo do limite proposto pelo autor.

Em relação ao TDI, o mesmo autor afirma que a tais valores estão relacionados com a estabilidade da mistura. Por isso, valores de TDI mais elevados, são considerados com melhores expectativas de o revestimento asfáltico resistir aos esforços impostos pelo tráfego, durante sua vida útil. Analisando os resultados encontrados, Nota-se que os valores foram muito próximos entre as misturas BAI e CON, com leve superioridade para as misturas Bailey, o que torna inviável uma análise a deformação permanente através deste parâmetro.

Figura 58 - Valores de CDI para as misturas Superpave

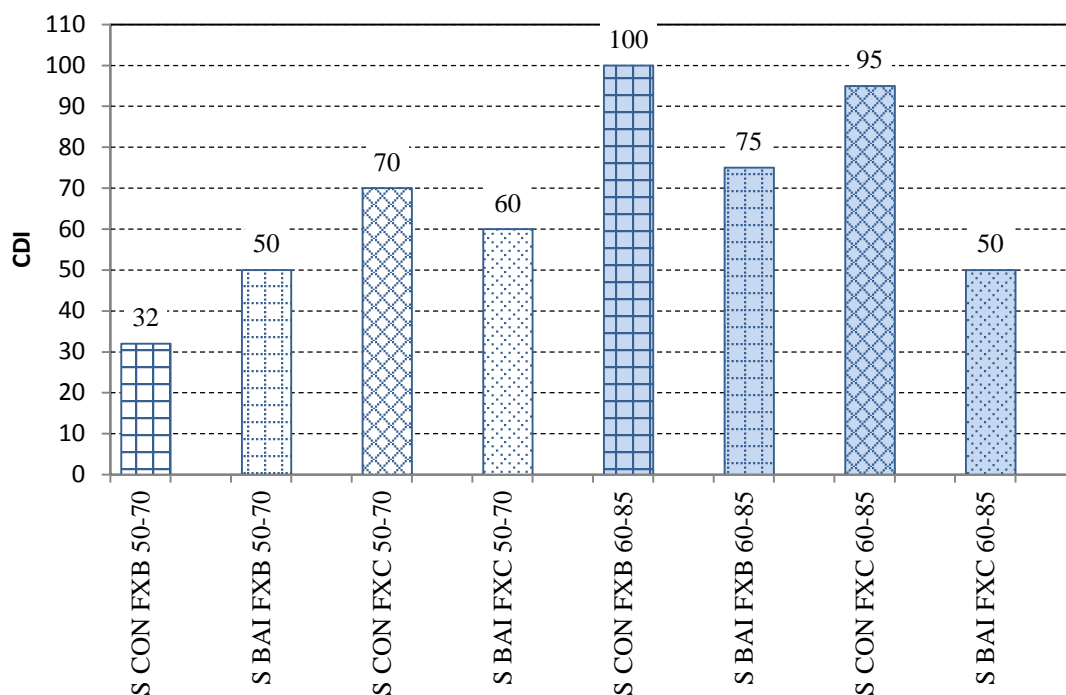
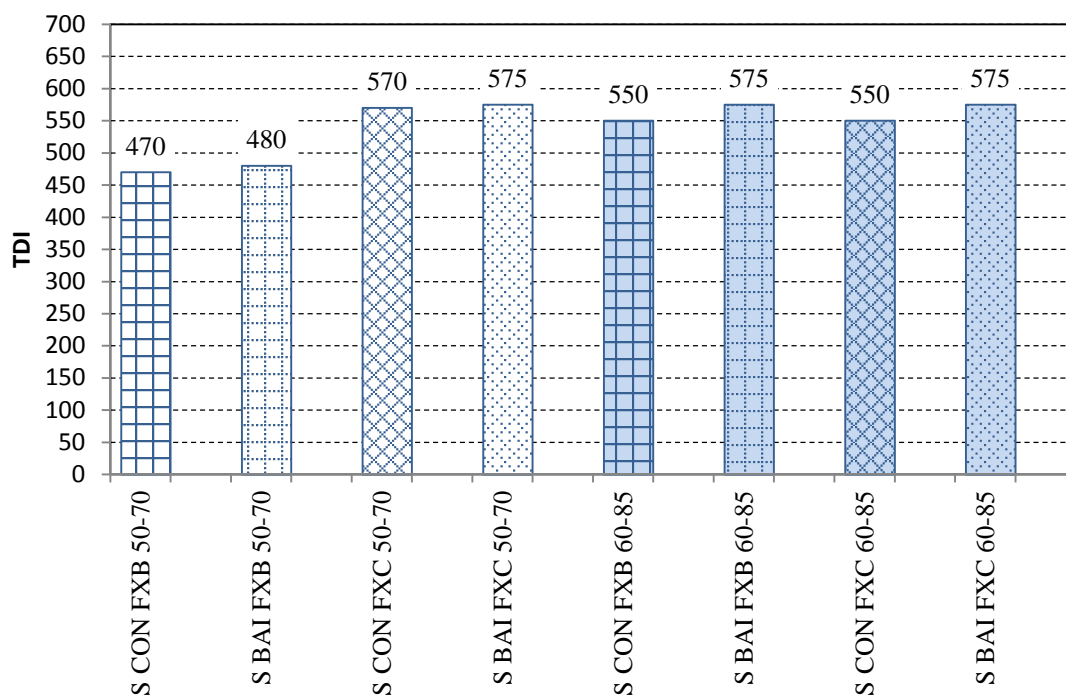


Figura 59 - Valores de TDI para as misturas Superpave



Bahia e Faheem (2007) definiram para o TDI um valor mínimo de 400 para tráfego leve, o que é atendido para todas as misturas.

## 4.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS

Este item apresenta os resultados dos ensaios de caracterização mecânica das misturas asfálticas desta pesquisa. Para isso, as amostras foram moldadas nos respectivos teores de projeto determinados no procedimento de dosagem de cada uma das 16 misturas, com o Vv e dimensões requeridas para cada ensaio, já descritos na metodologia, exceto para o ensaio de RT, o qual foram utilizadas as mesmas amostras do ensaio de MR.

### 4.2.1 Módulo de resiliência

As amostras foram ensaiadas nas temperaturas 10°C, 25°C e 35°C, sendo cada temperatura nas frequências de carregamento de 5 Hz, 10 Hz e 25 Hz. O ensaio ocorreu das menores para as maiores temperaturas e das maiores para as menores frequências. Os resultados médios dos quatro corpos de prova por mistura ensaiados, além do desvio padrão e o coeficiente de variação, estão apresentados no Apêndice A. Os dados estão organizados por frequência de ensaio.

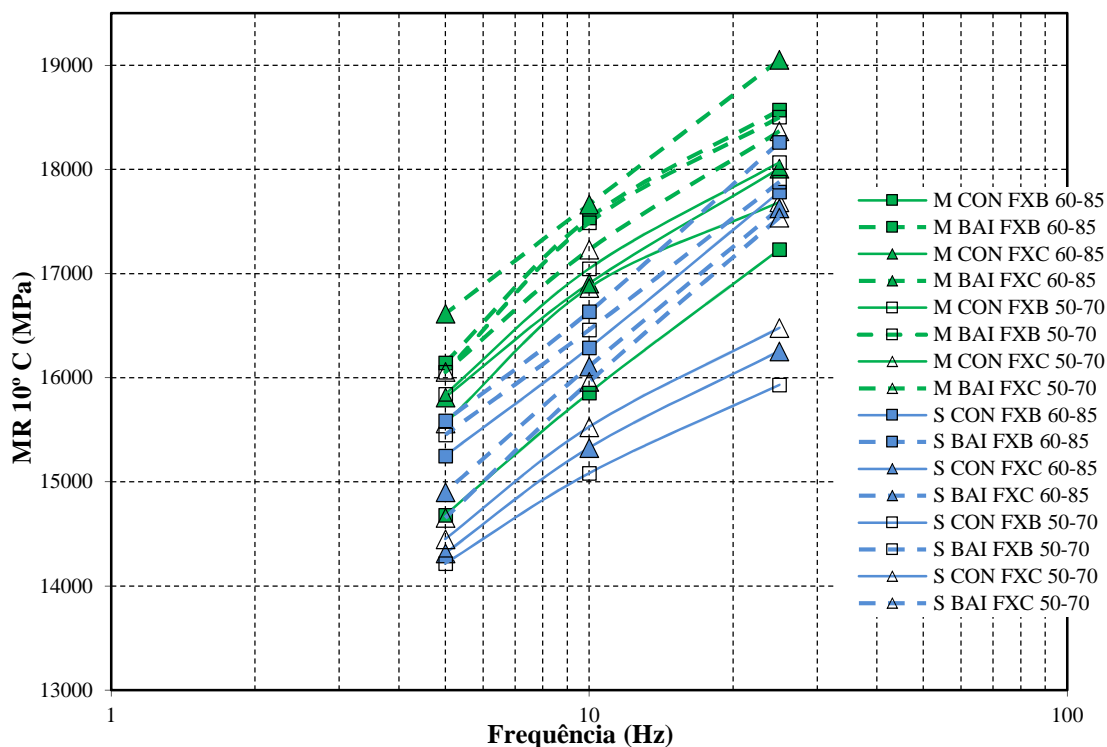
Os coeficientes de variação por mistura obtidos no ensaio foram menores que 10% nas três temperaturas e três frequências de carregamento, sendo que as maiores variações foram encontradas na temperatura de 10°C. Marques (2004) explica que o sistema de controle e aquisição de dados do equipamento fixa uma sensibilidade mínima dos LVDTs, e para registrar o valor de MR é necessário que o deslocamento ao longo do diâmetro horizontal atinja esse valor mínimo. Como nessa temperatura as misturas apresentam uma alta rigidez, é necessário um maior carregamento para obter-se a leitura.

O mesmo autor também encontrou uma maior dispersão nos resultados para temperatura de ensaio de 10°C.

Em relação aos valores de MR encontrados, nota-se que o aumento da temperatura e redução da frequência de carregamento aumenta a deformabilidade das misturas. As misturas asfálticas apresentam um comportamento termosusceptível, dependentes da temperatura e da frequência de carregamento, o que explica a redução do módulo quando se aumenta a temperatura.

Ao avaliar as misturas na temperatura de 10°C, Figura 60, as misturas M BAI apresentaram menor deformabilidade em relação às misturas M CON. Nos teores Superpave, observa-se o mesmo comportamento, com exceção da mistura S CON FXB 60-85 que apresentou uma rigidez superior às misturas S BAI FXC 60-85 e 50-70.

Figura 60 - Resultados de MR a 10°C em função da frequência de carregamento



Em relação às misturas com mesma granulometria, métodos de dosagem, porém diferentes tipos de ligantes asfálticos, as misturas com ligante 60-85 apresentaram maior rigidez em relação às mesmas misturas com ligante 50-70, com exceção das misturas S CON FXC 60-85 e M CON FX B 60-85 que apresentaram rigidez menor que as misturas S CON FXC 50-70 e M CON FX B 50-70, respectivamente.

Para as faixas granulométricas, não foi possível determinar uma tendência no comportamento em relação à rigidez nas misturas com teores Marshall. A mistura M BAI FXC 60-85 que possui uma granulometria Faixa C apresentou o maior módulo nessa temperatura, seguido pelas misturas M BAI FXB 60-85 e 50-70. Nas misturas M CON, com exceção da M CON FXB 60-85, as misturas M CON FX B 50-70, M CON FX C 50-70 e M CON FX C 60-85 apresentaram um comportamento muito semelhante.

Já nos teores Superpave, notou-se uma maior rigidez nas misturas Faixa B em relação a Faixa C em quase todas as misturas, com exceção da S CON FXB 50-70. Os melhores comportamentos foram para as misturas S BAI FXB 60-85 e S BAI FXB 50-70.

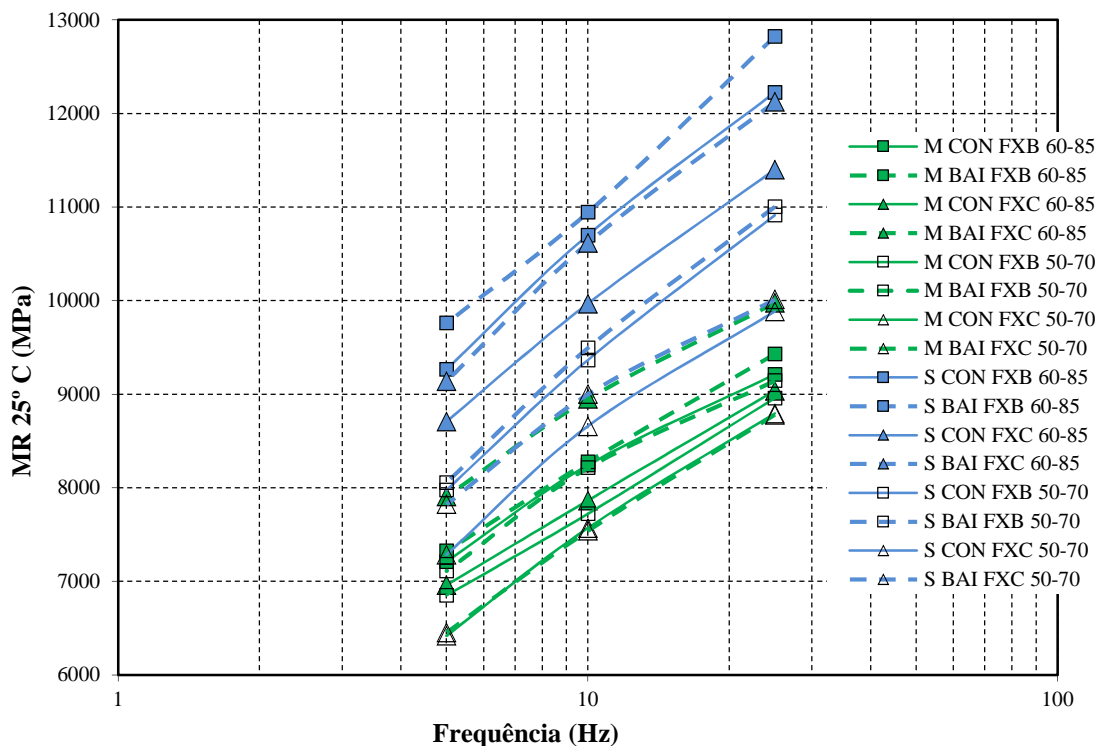
Por fim, comparando-se a influência dos dois métodos de dosagem no MR, nota-se que as misturas com teores obtidos pela dosagem Marshall apresentaram uma maior rigidez em relação às misturas com teores da dosagem Superpave. Tal comportamento se justifica pelo

maior teor de ligante asfáltico nas misturas Marshall, preponderando esse fator nas baixas temperaturas, no caso 10°C.

Esse aumento do MR devido ao aumento do teor de ligante da dosagem Marshall para a dosagem Superpave não se refletiu dentro das misturas com mesmo método de dosagem. As misturas BAI, de modo geral, apresentaram um maior MR em relação às CON mesmo com um menor teor de ligante. Entretanto, a variação no teor decorrente do método de dosagem é maior se comparado à variação proporcionada pelo método Bailey em relação ao Convencional.

No MR das misturas na temperatura de 25 °C, Figura 61, há uma alteração no comportamento resiliente do material em relação à temperatura de 10°C. Nota-se que as misturas com menor teor de ligante, teores Superpave e as misturas BAI, apresentaram uma maior rigidez, estabelecendo a maior importância do esqueleto mineral e do menor teor de ligante no aumento da rigidez, pois ao se reduzir a espessura de ligante no entorno do agregado aumenta-se o atrito na estrutura.

Figura 61 - Resultados de MR a 25°C em função da frequência de carregamento



Dentro de um mesmo método de dosagem, todas as misturas BAI apresentaram MR superior à sua correspondente mistura CON. O intertravamento dos agregados devido ao

método Bailey e o menor teor de ligante proporcionaram uma mistura mais rígida com uma menor deformabilidade. Mendes (2011) também encontrou valores de MR a 25°C superiores para as misturas Bailey, justificando que o método Bailey proporcionou misturas com maior rigidez em comparação à sua mistura tradicional.

As misturas com ligante 60-85 apresentaram uma maior rigidez que as misturas com ligante 50-70 dentro do mesmo método de dosagem, em especial nos teores Superpave, no qual todas as misturas apresentaram uma maior rigidez. Nos teores Marshall, observou-se a mesma tendência, com exceção da M BAI FXB 50-70 que apresentou módulo superior a M CON FXC 60-85 nas três frequências de carregamento.

Verifica-se que para temperaturas mais altas o ligante 60-85 e as misturas BAI fornecem uma maior rigidez ao material. Isso se deve a maior capacidade que o ligante modificado proporciona às misturas de se deformar e retornar as condições iniciais e o método Bailey de propor uma estrutura mineral mais resistente.

Nos teores Superpave, as misturas Faixa B apresentaram maior rigidez em relação às misturas Faixa C, tanto com ligante 60-85 como ligante 50-70. Nos teores Marshall, com exceção da mistura M BAI FXC 60-85 que apresentou o melhor comportamento entre todas, a lógica de rigidez encontrada foi a mesma.

Bernucci *et al.* (2010) citam que valores típicos de MR a 25°C para concretos asfálticos estão na faixa de 2000 MPa a 8000 MPa, e todas as misturas apresentam valores superiores ao mínimo indicado pelos autores. A frequência 25 Hz, todas as misturas apresentaram valores superiores a 8000 MPa; Na frequência de 10 Hz, somente quatro misturas Marshall, sendo três delas CON, apresentaram valores inferiores a 8000 MPa, e a 5 Hz as misturas Superpave, com exceção a S CON FXC 50-70, apresentaram valores superiores a 8000 MPa.

Conforme constatado que o teor de ligante foi o fator que mais influenciou na rigidez neste ensaio, deduz-se que o baixo teor de ligante das 16 misturas estudadas foi o que provocou a alta rigidez, por isso, os valores foram superiores aos 8000 MPa citado como valores típicos por Bernucci *et al.* (2010), pois no Brasil não é comum encontrar-se baixos teores de ligante em projetos de mistura asfáltica.

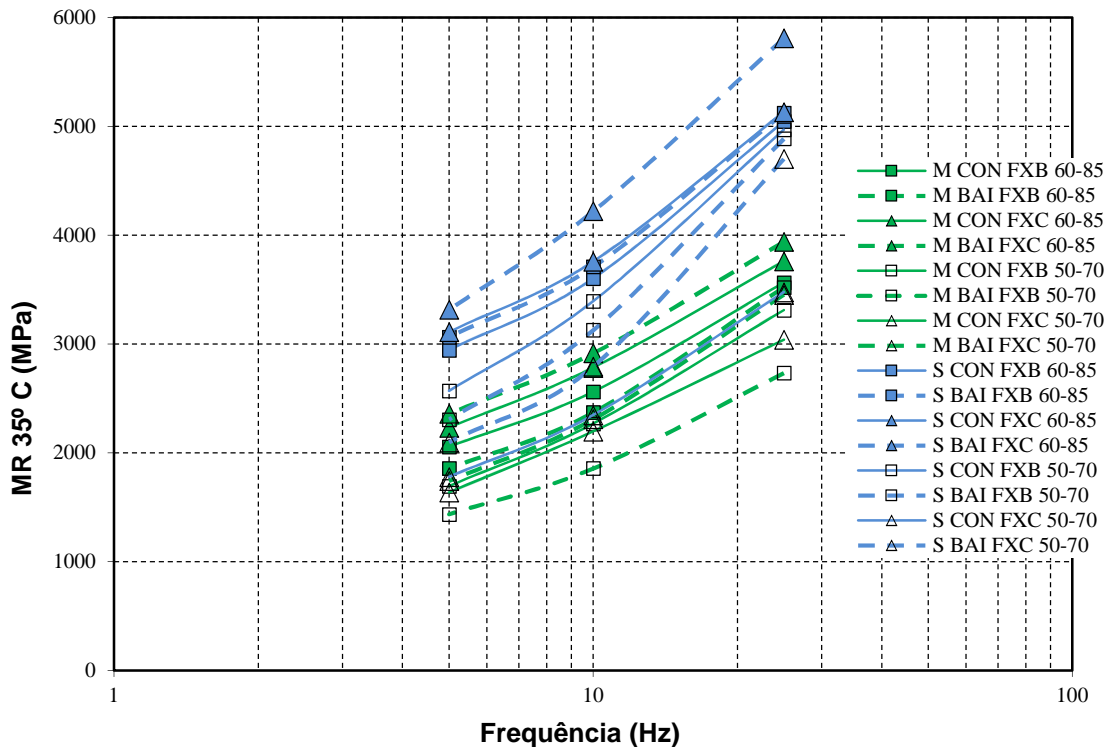
Na temperatura de ensaio a 35°C, Figura 62, o comportamento das misturas foi semelhante ao encontrado na temperatura de 25°C. As misturas com menor teor de ligante, provenientes do método de dosagem Superpave, e com ligante 60-85 apresentaram uma maior rigidez.

Dentro das misturas Superpave, as misturas BAI são menos deformáveis que as misturas CON correspondente, com exceção da S BAI FXB 50-70 que apresentou MR inferior a



S CON FXB 50-70. Nas misturas Marshall, as misturas BAI foram superiores apenas nas Faixas C para os dois tipos de ligante. Nas misturas M BAI FXB 60-85 e 50-70 o MR foi menor em relação ao M CON FXB 60-85 e 50-70, respectivamente.

Figura 62 - Resultados de MR a 35°C em função da frequência de carregamento



No ligante 50-70, esse comportamento não é verificado. Nas misturas Superpave e Marshall, as Faixas B são mais rígidas em relação às Faixas C com exceção a mistura M BAI FXB 50-70 que apresentou os menores valores de MR nas três frequências de carregamento.

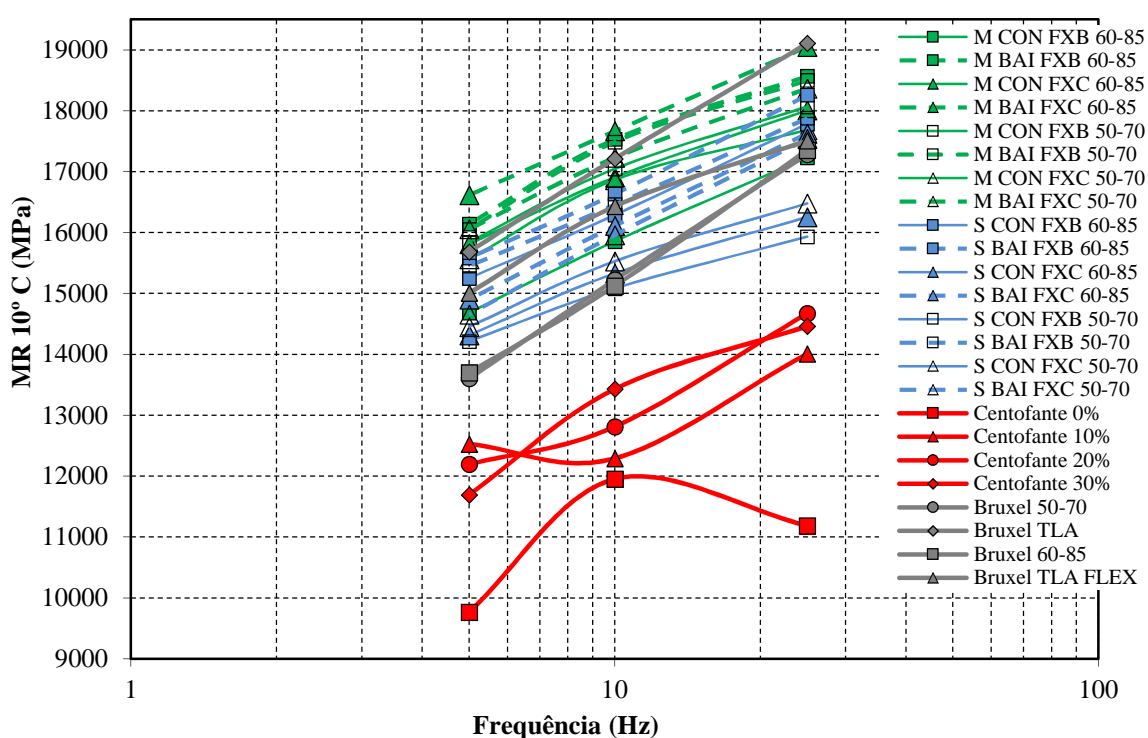
Avaliando o conjunto das três temperaturas e três frequências de carregamento, notou-se que os fatores de maior influência para esse tipo de agregado estudado são na ordem decrescente o teor de ligante, originado pelo diferente método de dosagem, tipo de ligante asfáltico e a granulometria da mistura. Tal fato encontrado surpreende, pois tem se encontrado na literatura que a rigidez do material é influenciada principalmente pela granulometria da mistura.

Entretanto, salienta-se que os teores de ligante encontrados para este tipo de agregado são relativamente baixos comparados com outros estudos no estado do RS, e os valores de

MR encontrados são superiores ao encontrado em outros estudos, como Bruxel (2015), Centofante (2016) e Boeira (2014).

Bruxel (2015) e Centofante (2016) realizaram ensaios nas mesmas temperaturas (10, 25 e 35°C) e três frequências de carregamento (25,10 e 5Hz). A Figura 63 mostra os resultados encontrados pelas autoras plotados com os dessa pesquisa a 10°C.

Figura 63 - Comparação dos resultados de MR a 10°C com Bruxel (2015) e Centofante (2016)

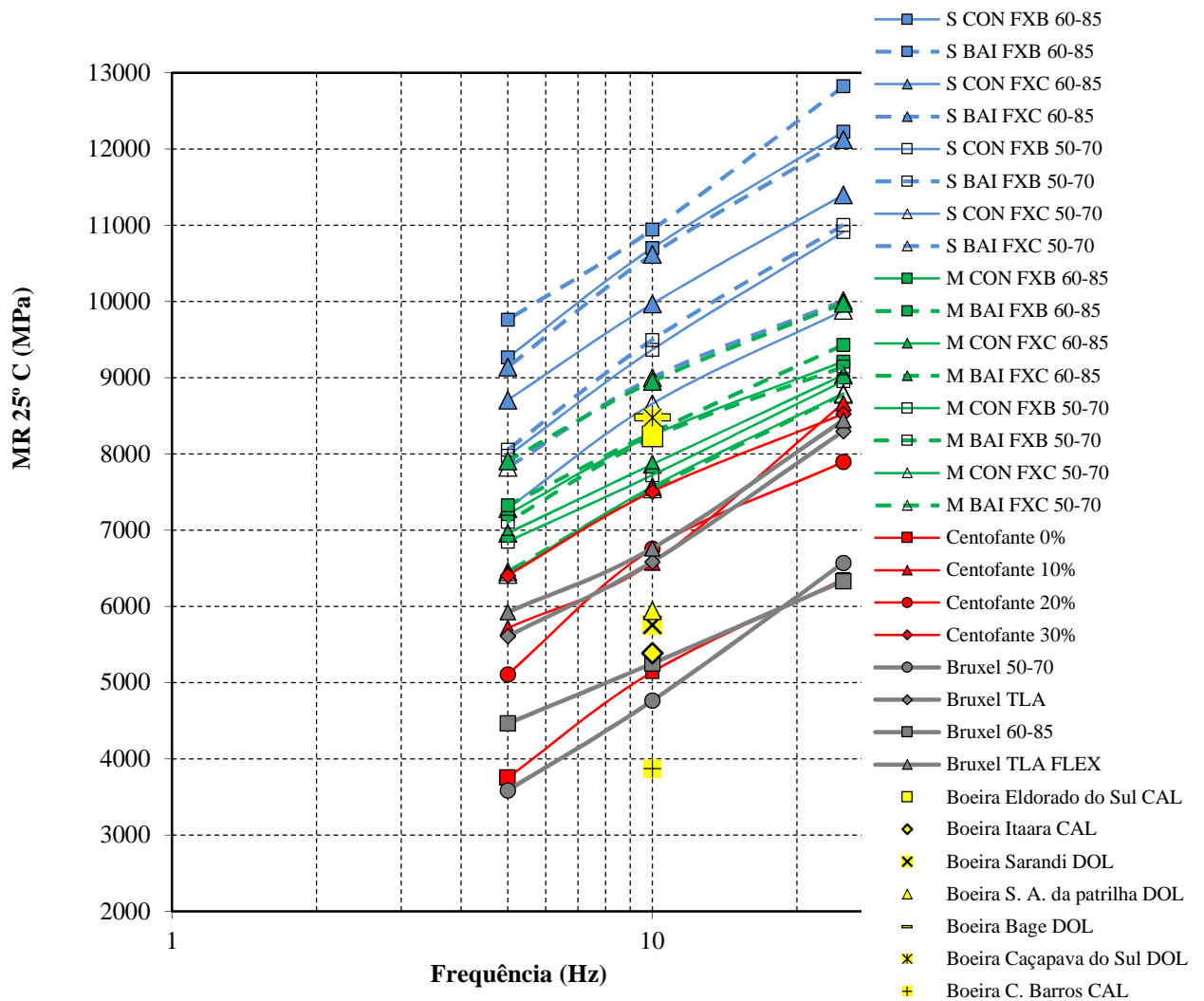


Nota-se que as 16 misturas desta pesquisa apresentaram MR muito superior às misturas de Centofante (2016), que utilizou o mesmo ligante asfáltico (lote) e o enquadramento das granulometrias nos parâmetros Bailey. Já as misturas Bruxel 50-70 e 60-85, com mesmo tipo de ligante (lote diferente) utilizado nesta pesquisa, apresentaram MR inferiores nas frequências de 5 e 10 Hz, sendo superior apenas na frequência de 25 Hz sobre as misturas S CON FXC 50-70, S CON FXC 60-85 e S CON FXB 50-70. A rigidez da mistura Bruxel TLA foi próxima às misturas com teores Marshall e a rigidez da mistura Bruxel TLA FLEX próxima às misturas Superpave.

Para a temperatura de 25°C, além das duas autoras anteriores, acrescentam-se os maiores valores de MR entre a mistura de Referência (sem cal), cal Calcítica (CAL) e cal Dolomítica

(DOL) obtidos por Boeira (2014), contribuindo assim com a variabilidade da origem dos agregados que essa pesquisa proporcionou. A Figura 64 mostra os resultados.

Figura 64 - Comparação dos resultados de MR a 10°C com Bruxel (2015) e Centofante (2016) e Boeira (2014)

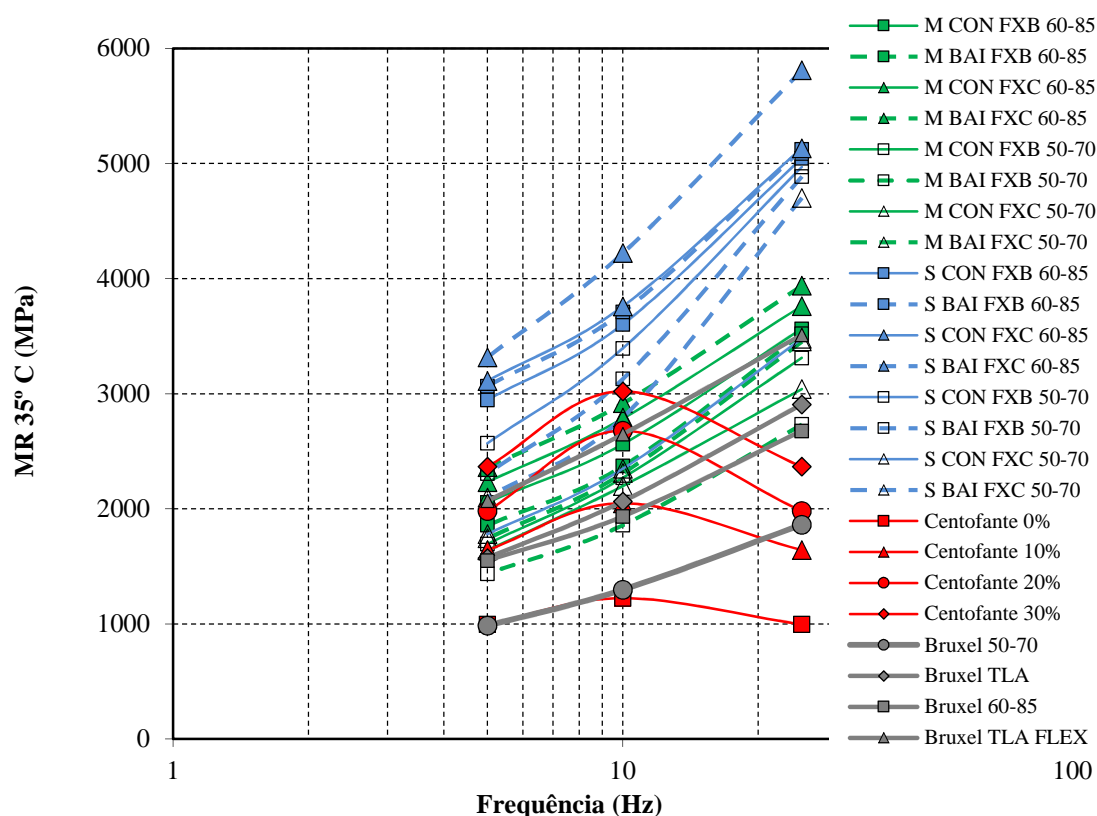


Os resultados a 25°C mostram que a exceção dos agregados de Caçapava do Sul, Bagé e Eldorado do Sul de Boeira (2014) na frequência de 10 Hz, todas as outras misturas apresentaram rigidez inferior às 16 misturas desta pesquisa. As misturas com agregados de Caçapava do Sul, Bagé e Eldorado do Sul apresentaram valores de MR próximos aos valores das misturas Marshall, fato este relacionado ao teor de ligante dessas três misturas ser muito próximo aos teores das misturas Marshall.

Na temperatura de ensaio de 35°C, novamente comparando com os resultados de Bruxel (2015) e Centofante (2016), Figura 65, nota-se que as misturas com fresado apresentaram MR

próximos às misturas com teores Marshall nas frequências de 10 e 5 Hz, entretanto na frequência de 25 Hz foram inferiores tanto as misturas Superpave e Marshall. A mistura com TLA FLEX, a de melhor comportamento da autora Bruxel (2015) apresentou resultados semelhantes às misturas Marshall com ligante 60-85.

Figura 65 - Comparação dos resultados de MR a 35°C com Bruxel (2015) e Centofante (2016)



De modo geral, as 16 misturas estudadas nessa pesquisa apresentaram comportamento resiliente melhor que as misturas asfálticas com agregados de diferentes origens e ligantes asfálticos. Por exemplo, a 25°C e 35°C as misturas com teores Superpave apresentaram um comportamento mais rígido que as misturas com TLA e TLA FLEX de Bruxel (2015), que são ligantes asfálticos com maior custo e teoricamente apresentam um melhor comportamento resiliente.

Entretanto, salienta-se que melhor comportamento resiliente não significa um melhor comportamento em relação ao dano. Na apresentação dos resultados de *Flow Number* será possível comparar o comportamento resiliente das misturas com o dano, em especial com Centofante (2016).

#### 4.2.2 Resistência à tração por compressão diametral

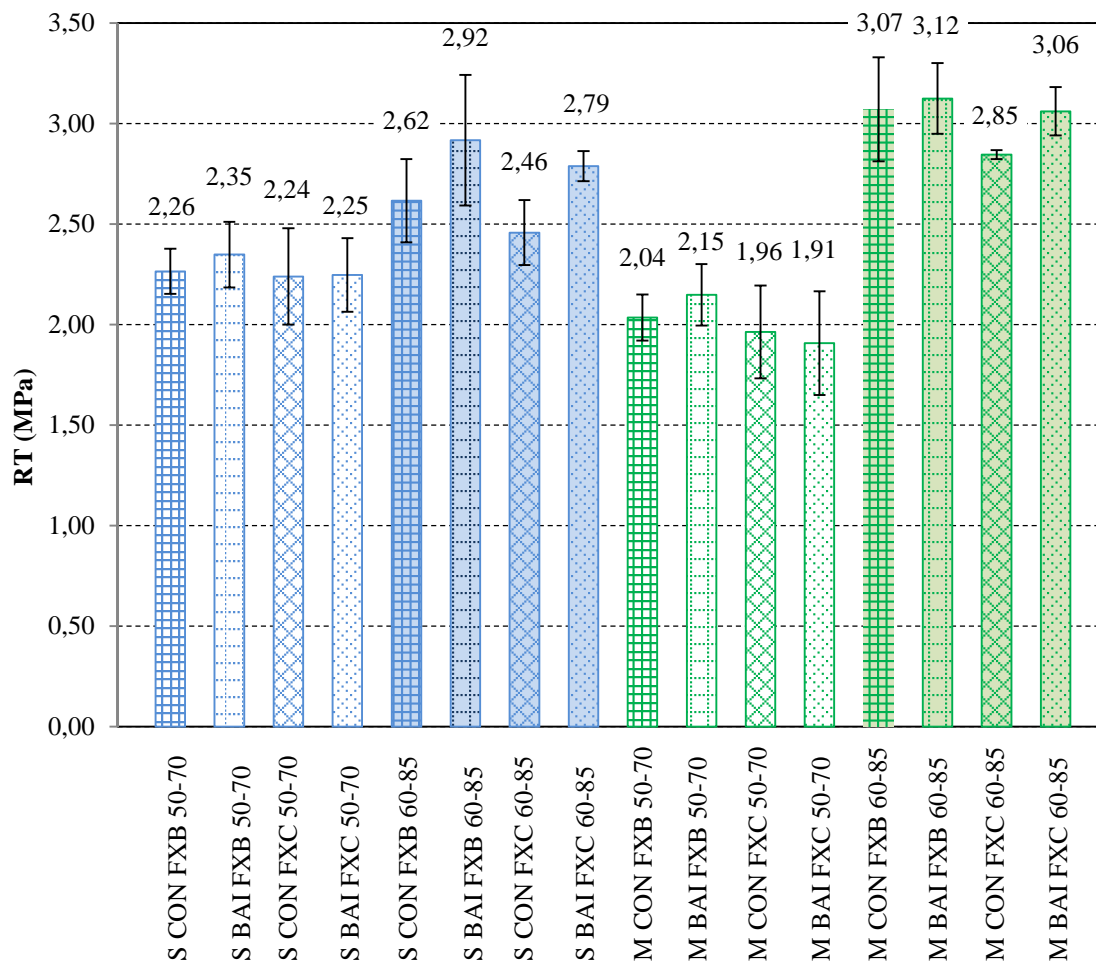
A Tabela 37 mostra a média de quatro corpos de prova por mistura ensaiada à compressão diametral na temperatura de 25°C, o desvio padrão e o coeficiente de variação. Nota-se que três misturas apresentaram CV acima de 10%, S CON FXC 50-70, S BAI FXB 60-85 e M BAI FXC 50-70, sendo o maior CV de 12,13%, valor aceitável.

Tabela 37 - Valores de RT para as misturas estudadas

MISTURA	Teor de ligante (%)	Média (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	CV (%)
S CON FXB 50-70	3,70	2,26	0,11	4,97
S BAI FXB 50-70	3,65	2,35	0,16	6,93
S CON FXC 50-70	4,00	2,24	0,24	10,72
S BAI FXC 50-70	4,00	2,25	0,18	8,13
S CON FXB 60-85	3,90	2,62	0,21	7,92
S BAI FXB 60-85	3,75	2,92	0,32	11,13
S CON FXC 60-85	4,12	2,46	0,16	6,59
S BAI FXC 60-85	3,92	2,79	0,08	2,70
M CON FXB 50-70	4,25	2,04	0,11	5,63
M BAI FXB 50-70	4,25	2,15	0,15	7,13
M CON FXC 50-70	4,50	1,96	0,16	8,22
M BAI FXC 50-70	4,50	1,91	0,23	12,13
M CON FXB 60-85	4,60	3,07	0,26	8,40
M BAI FXB 60-85	4,50	3,12	0,18	5,63
M CON FXC 60-85	4,70	2,85	0,02	0,77
M BAI FXC 60-85	4,50	3,06	0,12	3,94

A Figura 66 mostra as médias dos resultados, acrescidos e subtraído do seu respectivo desvio padrão. Nota-se que nos teores Superpave, comparando com a mesma faixa granulométrica e tipo de ligante, as misturas BAI apresentaram um maior valor médio de RT em relação às misturas CON, entretanto, considerando o desvio padrão os valores foram iguais para as misturas com ligante 50-70 e para as Faixas B com ligante 60-85. Nos teores Marshall ocorre a mesma tendência. O objetivo do método Bailey é proporcionar um melhor intertravamento do esqueleto mineral, gerando misturas mais resistentes. Mendes (2011) encontrou valores de RT superiores para as três misturas Bailey em relação à mistura de referência (semelhante a convencional desta pesquisa).

Figura 66 - Resistência à tração na temperatura 25°C para as misturas estudadas



As misturas com ligante 60-85 apresentaram uma maior resistência média em relação às misturas com ligante 50-70 para todas as misturas. Esse comportamento era esperado, pois o ligante modificado proporciona mistura com maior resistência à tração, além de essas misturas apresentarem um teor de ligante superior às misturas com ligante 50-70. Bruxel (2015) encontrou valores superior de RT para as misturas com ligante 60-85 (1,67 e 1,71 MPa) em relação a mistura com ligante 50-70 (1,15 e 1,03 MPa) com volume de vazios de 4,0 e 5,5% respectivamente.

O aumento no teor de ligante 60-85 das misturas dosadas no método por impacto aumentou o RT médio em relação às dosadas no CGS. Para as misturas com ligante 50-70 essa tendência foi contrária, o aumento do teor de ligante reduziu o RT médio. Neste caso, o aumento da quantidade de ligante modificado aumentou a coesão da mistura, e o aumento de ligante convencional provocou efeito contrário, reduzindo o atrito da mistura já que os esqueletos minerais são os mesmos.

No entanto, o aumento do teor de ligante de uma mistura BAI para uma CON, com mesma faixa granulométrica e tipo de ligante, não aumenta a RT da mistura. Neste caso, o que prepondera é o esqueleto mineral em relação ao aumento do teor de ligante.

Em relação às faixas granulométricas, nas misturas com ligante 50-70 a granulometria Faixa B apresentou RT médio superior (considerando a variabilidade são iguais) a Faixa C dentro do mesmo método de dosagem, sendo maior o valor quanto menor o teor de ligante (misturas Superpave). Nas misturas com ligante 60-85 também se observou a mesma uma tendência de superioridade das misturas Faixa B em relação às Faixas C dentro de cada método de dosagem, entretanto, pela variação os resultados também se apresentaram equivalentes.

Bernucci *et al.* (2010) afirmam que, para misturas asfálticas a quente, os valores típicos situam-se na média de 0,5 e 2,0 MPa, sendo este valor aumentado dada a consistência mais dura do ligante asfáltico, por exemplo, em misturas de módulo elevado. Somente nas misturas M BAI FXC 50-70 e M CON FXC 50-70 o valor médio encontrado foi inferior a 2 MPa, porém nota-se analisando a barra de erro que em algumas amostras o valor foi superior.

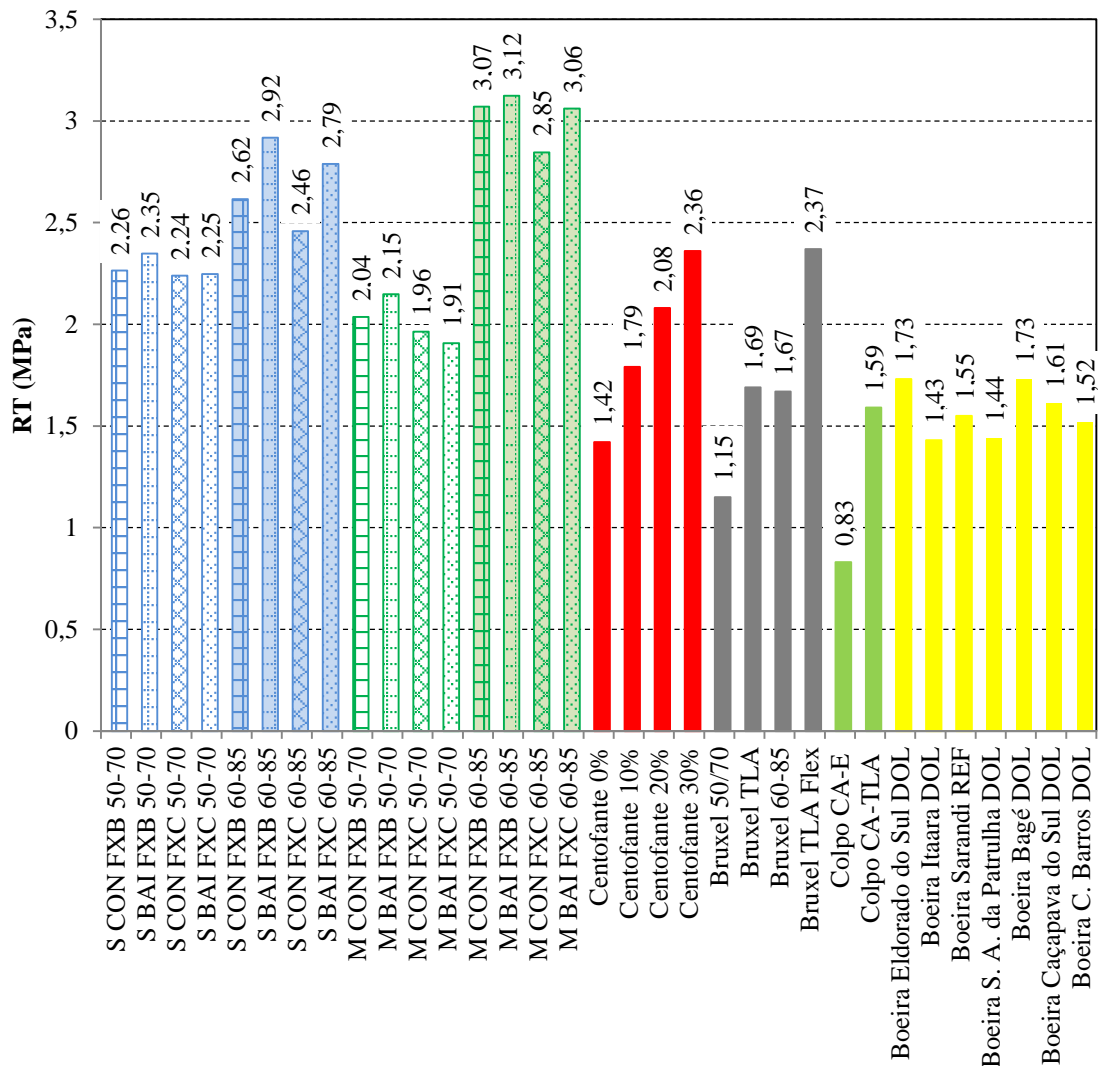
Novamente comparando os resultados desse estudo com outros, Bruxel (2015), Centofante (2016), Boeira (2014) e Colpo (2014), Tabela 38 e Figura 67, nota-se que os valores de RT encontrados nas dezesseis misturas dessas pesquisas são superiores em relação a outras misturas já pesquisadas dentro do estado do RS.

Tabela 38 - Comparativo dos RT das misturas dessa pesquisa com outros autores

Mistura	Teor de ligante (%)	Média (MPa)
S CON FXB 50-70	3,70	2,26
S BAI FXB 50-70	3,65	2,35
S CON FXC 50-70	4,00	2,24
S BAI FXC 50-70	4,00	2,25
S CON FXB 60-85	3,90	2,62
S BAI FXB 60-85	3,75	2,92
S CON FXC 60-85	4,12	2,46
S BAI FXC 60-85	3,92	2,79
M CON FXB 50-70	4,25	2,04
M BAI FXB 50-70	4,25	2,15
M CON FXC 50-70	4,50	1,96
M BAI FXC 50-70	4,50	1,91
M CON FXB 60-85	4,60	3,07
M BAI FXB 60-85	4,50	3,12
M CON FXC 60-85	4,70	2,85
M BAI FXC 60-85	5,50	3,06
Centofante 0%	5,70	1,42
Centofante 10%	4,60	1,79
Centofante 20%	4,15	2,08
Centofante 30%	3,65	2,36
Bruxel 50/70	5,40	1,15
Bruxel TLA	5,90	1,69
Bruxel 60-85	5,60	1,67
Bruxel TLA Flex	5,90	2,37
Colpo CA-E	5,25	0,83
Colpo CA-TLA	5,10	1,59
Boeira Eldorado do Sul DOL	4,95	1,73
Boeira Itaara DOL	6,75	1,43
Boeira Sarandi REF	5,15	1,55
Boeira S. A. da Patrulha DOL	5,15	1,44
Boeira Bagé DOL	4,90	1,73
Boeira Caçapava do Sul DOL	4,40	1,61
Boeira C. Barros DOL	5,50	1,52



Figura 67 - Comparativo de RT de diversas misturas asfálticas



Analisando a Figura 67, as misturas com ligante 60-85 desta pesquisa apresentaram RT superiores aos encontrados pelos quatro autores, no qual há uma grande variedade de geologia dos agregados (Santo Antônio da Patrulha, Itaara, Eldorado do Sul, Sarandi Bagé, Caçapava do Sul e Coronel Barros) e de ligante asfáltico (50-70, 60-85, TLA e TLA FLEX).

As misturas Marshall e Superpave com ligante 50-70 apresentaram maiores valores de RT em relação às misturas com ligante modificado TLA, 50-70 e 60-85 de Bruxel (2015) e de Colpo (2014). Tal superioridade pode ser condicionada a estrutura mineral da mistura, com alto nível de intertravamento e a mineralogia do agregado. Comparando com Centofante (2016), que utilizou o ligante 50-70 do mesmo lote desta pesquisa e granulometria das misturas dentro dos parâmetros Bailey, nota-se que somente as misturas com 20 e 30% de fresado apresentaram RT semelhante às misturas com o mesmo ligante desta pesquisa.

Conforme aumenta o teor de fresado na mistura aumenta-se a quantidade de ligante envelhecido presente e torna a mistura mais rígida. Outra ponderação necessária refere-se que essas duas misturas são as que apresentaram os menores teores de ligante adicionado pela autora, 4,15 e 3,65%, respectivamente.

O estudo de Centofante (2016) também corrobora para a importância do ligante no RT das misturas asfálticas.

Nenhuma das misturas de Boeira (2014), que possuía granulometria no centro da Faixa C, ligante 50-70 e dosagem Marshall, obteve RT próximo dos valores obtidos pelas dezesseis misturas. A mistura de Sarandi do autor possui agregado da mesma pedra que este estudo, entretanto, o valor encontrado foi de 1,55 MPa, aproximadamente 18% menor que a mistura M CON FXC 50-70, menor resultado desta pesquisa.

Os melhores valores alcançados por Boeira (2014) foram, como nos resultados de MR, os agregados de Eldorado do Sul, rocha granítica, Bagé, rocha metamórfica, e Caçapava do Sul, também rocha metamórfica, que apresentaram os menores teores de ligante, 4,95%, 4,90% e 4,40%, respectivamente.

Por fim, com os resultados apresentados, percebe-se que os fatores que mais influenciaram nos resultados com esse agregado de Sarandi foi o tipo de ligante asfáltico, no qual as misturas com ligante 60-85 apresentaram o melhor comportamento, além de que o aumento na quantidade desse tipo de ligante para uma mesma granulometria aumentou o RT. Já o aumento da quantidade de ligante 50-70 devido à alteração do método de dosagem diminuiu a RT das misturas para uma mesma granulometria.

A Tabela 39 mostra um resumo do que cada fator provocou na RT das misturas asfálticas. Verifica-se que o método Bailey melhorou o comportamento da mistura, entretanto, não tão significativo quanto à alteração do tipo de ligante asfáltico e o método de dosagem. Por exemplo, a alteração do ligante 50-70 para o ligante 60-85 nos teores Superpave aumentou a RT na ordem de 16, 24, 10 e 24% e nos teores Marshall o aumento foi mais significativo: 50, 45, 45 e 60%. Já a diferença no método de dosagem provocou comportamentos distintos conforme o tipo de ligante: para o ligante 50-70, o método Superpave aumentou a RT em 10, 15, 7 e 17%, e para o ligante 60-85 reduziu em 15, 13, 9 e 10%.

Tabela 39 - Resumo dos fatores de influência na RT das misturas estudadas

Mistura	RT (%)		
	Método Bailey	Ligante Modificado 60-85	Método Superpave
S CON FXB 50-70	4	16	x
S BAI FXB 50-70	x	24	x
S CON FXC 50-70	0	10	x
S BAI FXC 50-70	x	24	x
S CON FXB 60-85	11	X	x
S BAI FXB 60-85	x	X	x
S CON FXC 60-85	13	X	x
S BAI FXC 60-85	x	X	x
M CON FXB 50-70	5	50	10
M BAI FXB 50-70	x	45	15
M CON FXC 50-70	-3	45	7
M BAI FXC 50-70	x	60	17
M CON FXB 60-85	2	X	-15
M BAI FXB 60-85	x	X	-13
M CON FXC 60-85	7	X	-9
M BAI FXC 60-85	x	X	-10

#### 4.2.3 Módulo complexo

O ensaio para obtenção do módulo complexo das 16 misturas foi realizado segundo procedimentos da AASHTO T 342-11 – *Determinig Dynamic Modulus of Hot-mix Asphalt (HMA)*, acrescidos das frequências de carregamento que o software UTS006 – *SPT Dynamic Modulus Test*, Figura 38, disponibiliza (25 Hz, 20Hz, 10 Hz, 5 Hz, 2 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz, 0,2 Hz, 0,1 Hz, 0,01Hz). As temperaturas de ensaio foram -10°C, 4°C, 21°C, 37°C e 54°C.

São apresentados os gráficos Cole Cole, Diagrama de Black, Curvas Mestras de módulo dinâmico e ângulo de fase e as inferências à deformação permanente e a fadiga das misturas Superpave e Marshall separadamente, e após ambos em um mesmo gráfico para permitir a análise da influência do método de dosagem no comportamento viscoelástico das misturas estudadas.

Os valores médios de módulo dinâmico e ângulo de fase para as duas amostras por misturas no ensaio estão apresentados no Apêndice B. Em algumas misturas, pela tendência dos resultados, optou-se por utilizar apenas um dos valores em detrimento da média na temperatura de -10°C na modelagem 2S2P1D.

No Apêndice C são apresentados de forma gráfica os resultados no espaço Cole Cole e Diagrama de Black das misturas Superpave e Marshall com os dados experimentais de duas amostras e com a média dessas duas amostras, juntamente com os resultados obtidos através da modelagem 2S2P1D.

Utilizou-se o modelo reológico 2S2P1D para a construção do espaço Cole Cole, Diagrama de Black e das curvas mestras de módulo dinâmico e ângulo de fase das misturas, no qual os parâmetros do modelo e as constantes C1 e C2 do WLF (William, Landel e Ferry), estão mostrados na Tabela 40.

Tabela 40 - Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 para as 16 misturas

MISTURA	E*							WLF	
	E <sub>00</sub> (MPa)	E <sub>0</sub> (MPa)	k	h	δ	τ <sub>E</sub> (s)	β	C1	C2
S CON FXB 50-70	110	37000	0,210	0,550	2,00	0,20	600	26,0092	189,743
S BAI FXB 50-70	130	35800	0,210	0,550	2,10	0,30	200	54,4418	384,709
S CON FXC 50-70	110	36000	0,200	0,570	2,22	0,10	400	17,3417	135,419
S BAI FXC 50-70	140	36000	0,220	0,590	2,40	0,25	200	31,5069	230,204
S CON FXB 60-85	130	35500	0,200	0,515	2,10	0,25	4000	34,4544	244,525
S BAI FXB 60-85	130	32500	0,220	0,530	2,40	0,50	4000	55,6389	398,839
S CON FXC 60-85	130	32500	0,200	0,520	2,12	0,30	4000	45,0201	334,261
S BAI FXC 60-85	130	40500	0,180	0,500	2,3	0,40	6000	25,0235	168,219
M CON FXB 50-70	100	36000	0,220	0,600	3,10	0,20	800	29,9765	212,713
M BAI FXB 50-70	110	36000	0,220	0,580	2,29	0,20	400	30,8257	221,313
M CON FXC 50-70	90	35000	0,210	0,570	2,25	0,15	400	31,9395	230,469
M BAI FXC 50-70	110	37000	0,215	0,550	2,10	0,20	600	36,7851	259,163
M CON FXB 60-85	140	37200	0,200	0,520	2,10	0,20	2000	33,5821	237,499
M BAI FXB 60-85	180	36000	0,200	0,530	2,10	0,30	2000	43,3714	299,902
M CON FXC 60-85	160	37200	0,200	0,540	2,45	0,30	500	48,1813	330,279
M BAI FXC 60-85	160	35500	0,200	0,515	2,00	0,50	300	36,162	250,209

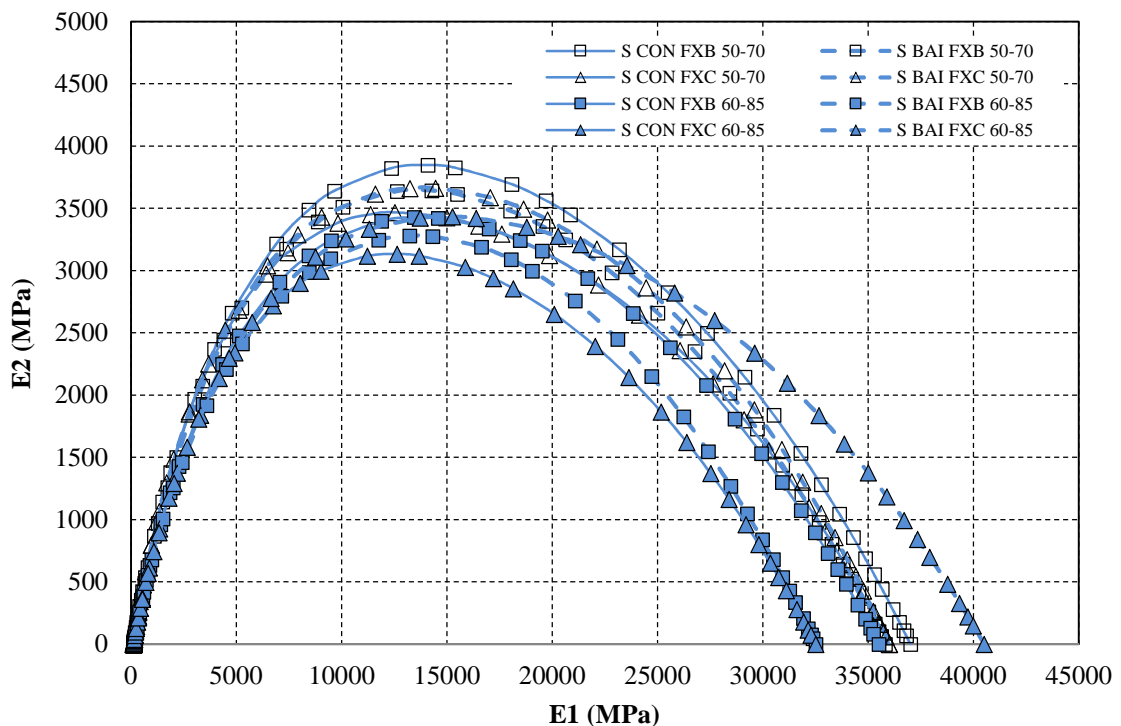
#### 4.2.3.1 Espaço Cole Cole

O espaço Cole Cole apresenta a parte real E1, no eixo das abscissas, e a parte imaginária E2, no eixo das ordenadas, e é semelhante a um arco de círculo, independentemente da frequência e da temperatura. Com o E1 pode-se avaliar a parte recuperável da energia

armazenada e o E2 ao comportamento viscoso irreversível do material devido a uma dissipação de energia.

A Figura 68 apresenta de forma gráfica os resultados no espaço Cole Cole das misturas Superpave somente com o resultado obtido pela modelagem 2S2P1D, sem os dados experimentais.

Figura 68 - Espaço Cole Cole para as misturas Superpave obtidos com a modelagem 2S2P1D

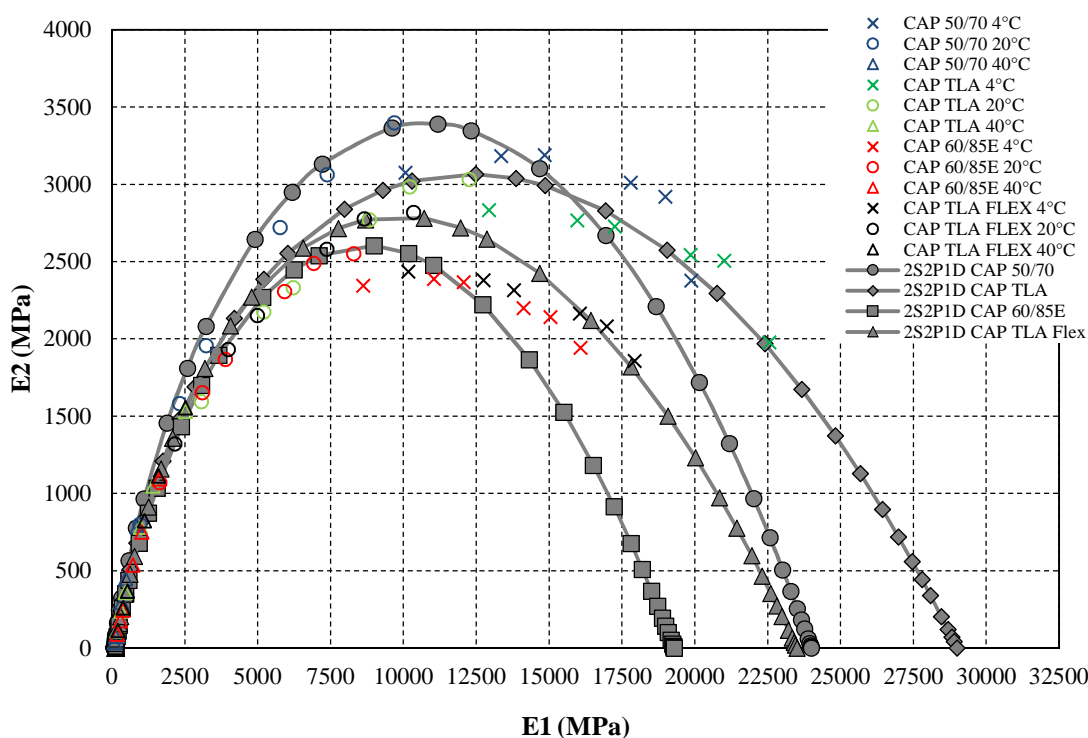


Nota-se que as misturas com ligante 50-70 apresentam os maiores valores de E2 em relação às misturas com ligante 60-85. Misturas com ligante modificado apresentam um menor comportamento viscoso irreversível que misturas com ligante convencional, ou seja, ao se deformar apresenta um maior retorno as condições iniciais. Além disso, uma mistura com mesma granulometria apresenta menor teor de projeto com o ligante 50-70 do que com o ligante 60-85, com isso, tem-se uma menor espessura de filme em torno do agregado, aumentando assim o atrito interno e dissipando uma maior energia, o que representa uma situação considerada de maior severidade.

O ligante 60-85 fornece as misturas uma maior capacidade de atenuação dos esforços, não ocorrendo assim um acionamento elevado do esqueleto mineral para suportar o carregamento como ocorre nas misturas com ligante 50-70.

Bruxel (2015) obteve resultados semelhantes, no qual sua mistura com ligante 50-70 apresentou maiores valores de E2 em relação à mistura com ligante 60-85, Figura 69. A autora também justifica que o polímero SBS apresenta uma maior capacidade de atenuação dos esforços pelo ligante. A autora utilizou o modelo sigmoidal para composição das curvas mestras em sua dissertação, e com os dados foi plotado o modelo 2S2P1D.

Figura 69 - Espaço Cole Cole das misturas de Bruxel (2015) com modelagem 2S2P1D



As misturas BAI apresentaram os maiores valores de E2 em relação às misturas S CON FXC 50-70 e 60-85 e valores inferiores às misturas S CON FXB 50-70 e 60-85 ao se analisar os ligantes separadamente.

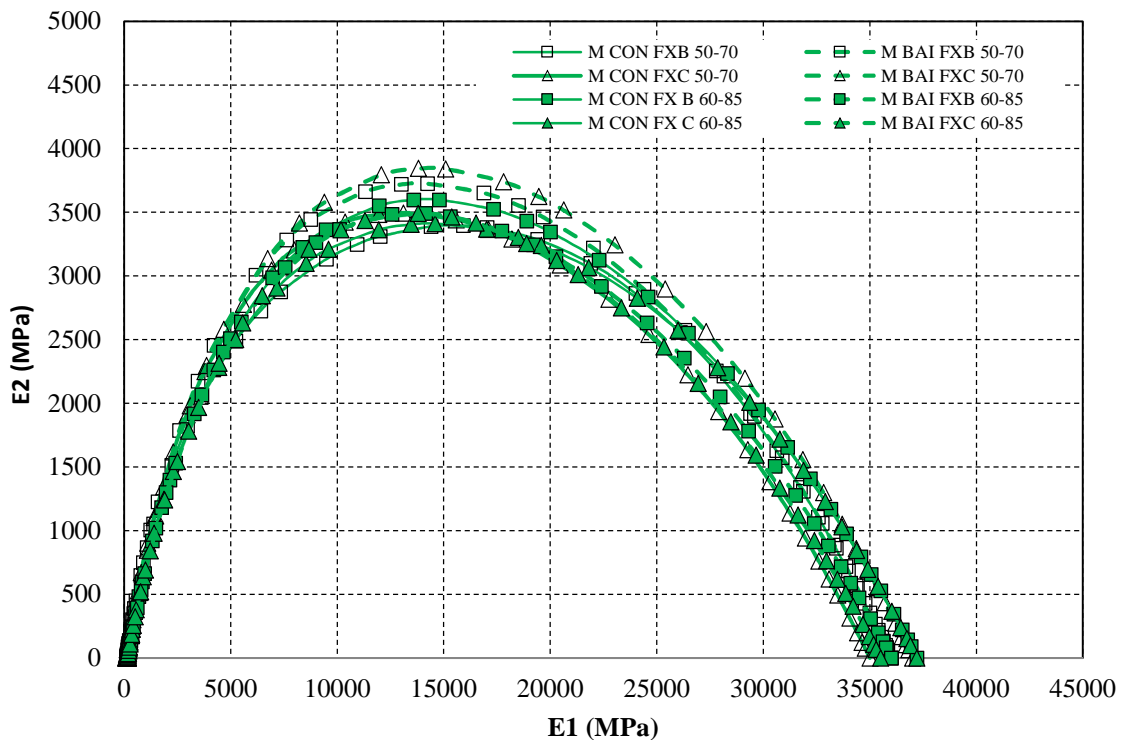
Em relação à faixa granulométrica, não houve uma tendência. As misturas CON FXB são as que ocorrem o maior acionamento do esqueleto mineral dentro de um mesmo tipo de ligante, seguido pelas duas misturas BAI. A mistura CON FXC nos dois tipos de ligante apresentou o menor valor de E2.

Quando a mistura apresenta uma granulometria mais grossa, é comum ocorrer um maior atrito interno, e conseqüentemente, uma maior dissipação de energia em relação a uma mistura mais fina.

Analisando a parte real  $E_1$ , da Figura 68, tendem-se as misturas com ligante 50-70 apresentarem maiores valores, exceto a mistura S BAI FXC 60-85. Os maiores valores de  $E_1$  estão associados às baixas temperaturas, por isso as misturas com ligante 50-70 apresentam uma maior rigidez nessas condições, seja pela viscosidade do ligante e o menor teor de ligante nas misturas comparadas às com ligante 60-85.

A Figura 70 apresenta de forma gráfica os resultados no espaço Cole Cole das misturas Marshall obtido pela modelagem 2S2P1D sem os dados experimentais. Nota-se que novamente a tendência das misturas com ligante 50-70 de apresentarem os menores valores de  $E_2$ , entretanto, a M CON FXB 50-70 e CON FXC 50-70 também apresentaram valores próximos das misturas com ligante 60-85.

Figura 70 -Espaço Cole Cole para as misturas Marshall obtidos com a modelagem 2S2P1D



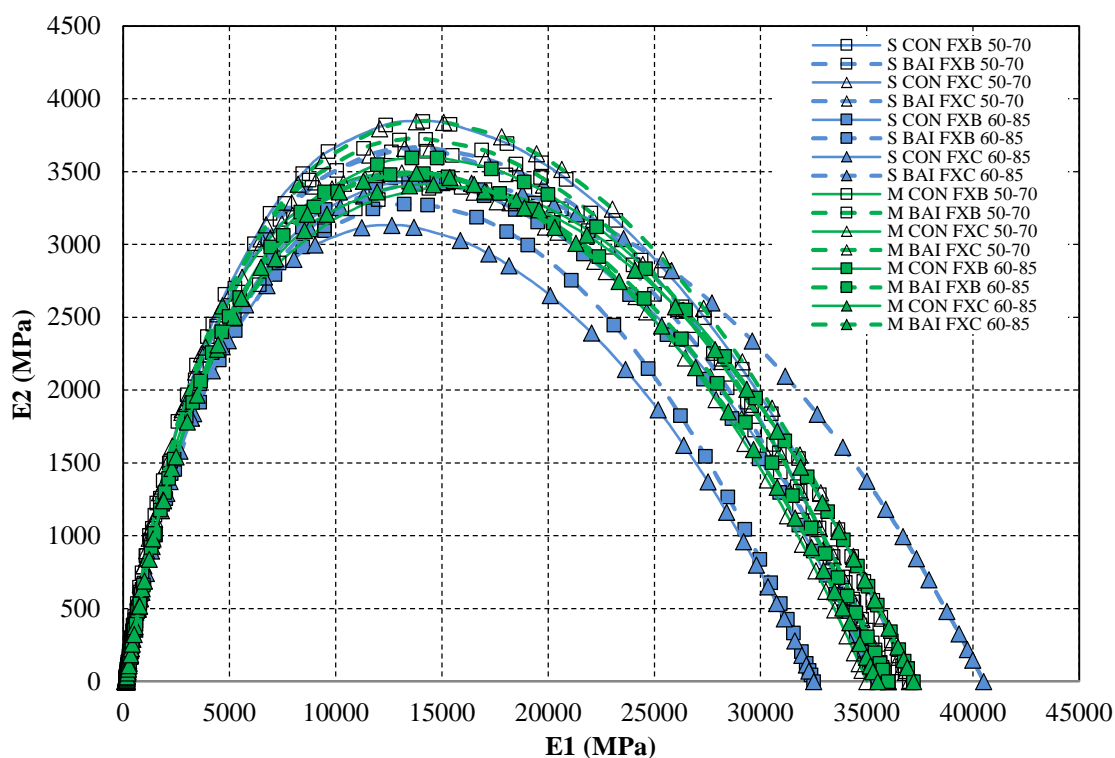
As misturas BAI apresentaram os maiores valores de  $E_2$  em relação ao seu correspondente, exceto a M BAI FXB 60-85 que apresentou valor menor que M CON FXB 60-85, mesmo comportamento obtido nas misturas Superpave. O menor teor de ligante e a granulometria mais grossa das misturas BAI provocou uma maior dissipação de energia nas misturas devido ao atrito interno.

Nas faixas granulométricas, o comportamento foi diferente ao obtido nas Superpave. Nas misturas Faixa C os valores de E2 foram maiores quase a totalidade em relação ao seu correspondente. A exceção é a M CON FXB 60-85 que o valor é maior em relação a M CON FXC 60-85.

Tendo como referência essa divergência de comportamento, deduz-se que para baixos teores de ligante (Superpave) as misturas Faixa B apresentam um comportamento viscoso irreversível maior em relação as Faixa C, e para teores de ligante mais alto, ocorre o contrário. Para baixos teores (Superpave) o que preponderou neste caso é a quantidade de ligante, pois nas misturas Faixa C o teor é maior, por isso a recuperação elástica nessa situação foi maior para as misturas com essa granulometria. Já para teores mais altos (Marshall), a granulometria mais grossa e a menor quantidade de ligante (Faixa B em relação à Faixa C) tende a determinar o comportamento do material.

A Figura 71 mostra as misturas Superpave e Marshall no espaço Cole Cole. Nota-se que há uma tendência, semelhante às análises em separado, das misturas com ligante 60-85 de apresentarem menores valores de E2, ou seja, apresentariam um menor comportamento viscoso irreversível em relação às misturas com ligante 50-70.

Figura 71 - Espaço Cole Cole para as misturas Superpave e Marshall obtidos com a modelagem 2S2P1D





Comparando diretamente ambas as misturas, Marshall e Superpave, há uma tendência de valores de E1 e E2 menor para as misturas Superpave, em especial as misturas com ligante modificado.

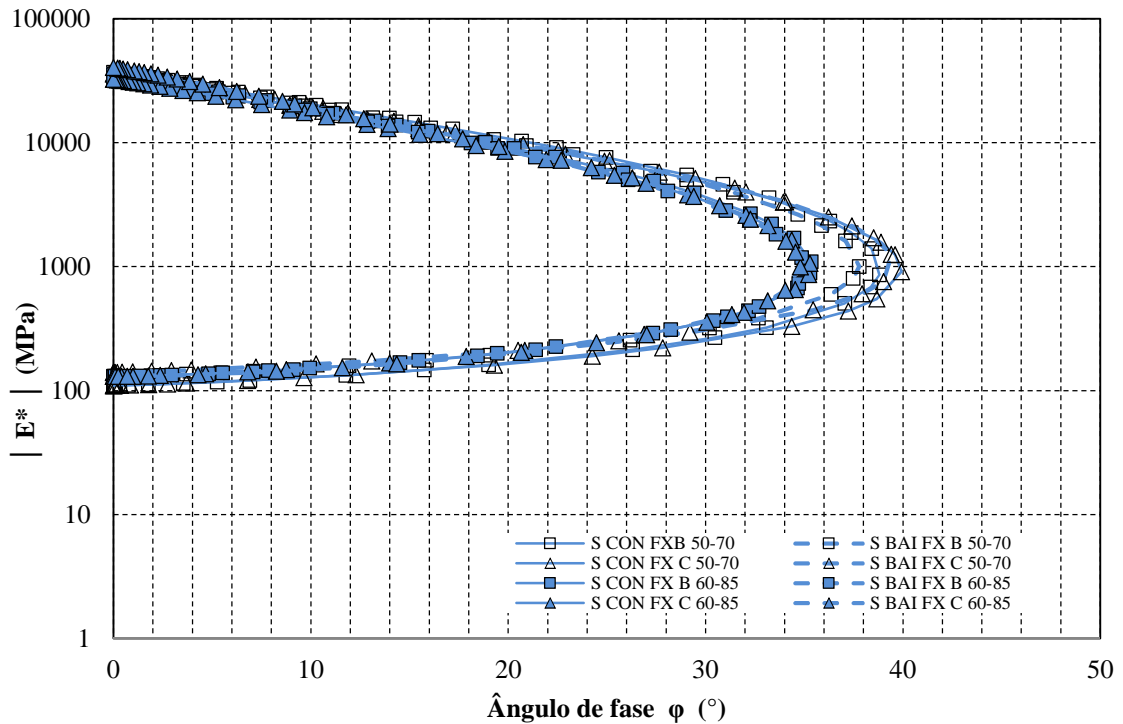
Vale ressaltar que o módulo de perda E2 apresenta seu maior valor na temperatura de ensaio de 21°C.

4.2.3.2 Diagrama de Black

O Diagrama Black é a representação da norma do módulo complexo em função do ângulo de fase. O diagrama permite analisar a relação entre o módulo dinâmico e o ângulo de fase em diferentes temperaturas.

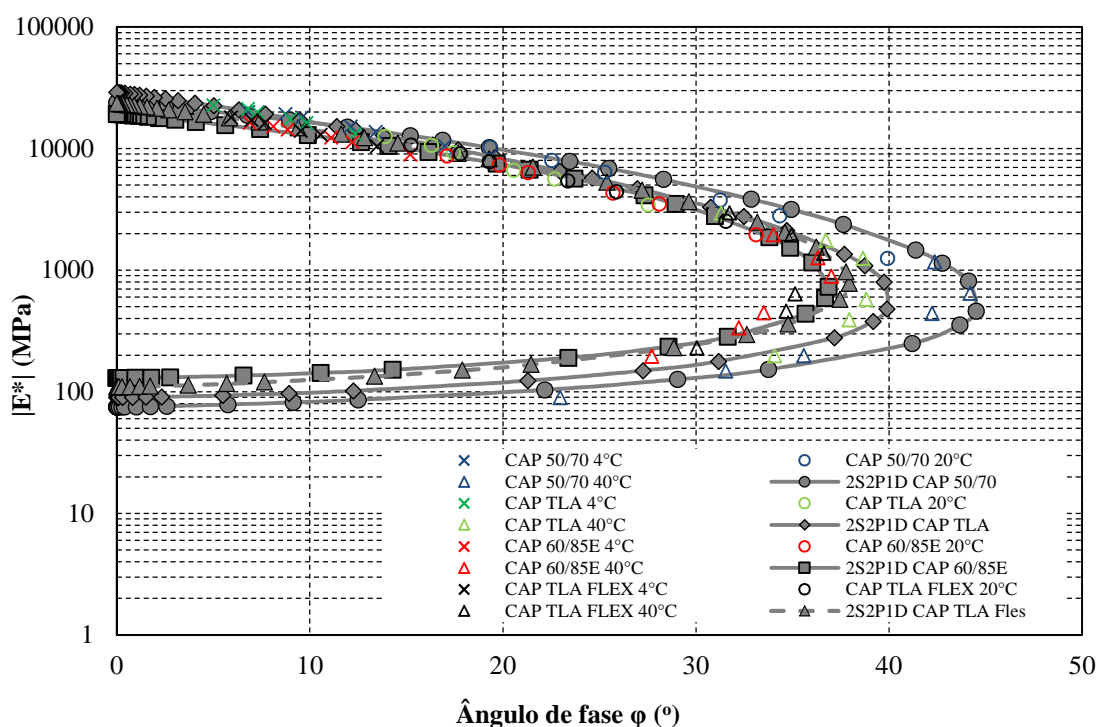
Analisando somente os resultados das misturas Superpave, Figura 72, observa-se que o aumento da temperatura até 37°C tem efeito no aumento do ângulo de fase e, para temperaturas superiores, o valor diminui. Já o módulo dinâmico diminui com o aumento da temperatura.

Figura 72 - Diagrama de Black para as misturas Superpave



As misturas com ligante 50-70 apresentaram os maiores valores de ângulo de fase em relação às misturas com ligante 60-85, indicando que no comportamento dessas misturas a parcela viscosa é mais atuante que a parcela elástica. Bruxel (2015) também obteve resultados semelhantes ao comparar para uma mesma granulometria os ligantes CAP 50-70 e o ligante modificado 60-85, mostrados na Figura 73. Novamente são apresentados os resultados da autora na modelagem 2S2P1D a partir dos dados de ensaio.

Figura 73 – Diagrama de Black das misturas de Bruxel (2015)



Essa influência do tipo de ligante nos resultados do ângulo de fase mostra que as misturas com ligante 60-85 apresentariam em campo uma maior resistência à deformação permanente.

Para o ligante 50-70, a mistura S BAI FXB 50-70 apresentou o menor ângulo de fase, seguido pela S CON FXB 50-70. As misturas S BAI FXC 50-70 e S CON FXC 50-70 apresentaram comportamento muito próximos. Observa-se que as misturas faixa B são mais rígidas que as misturas Faixa C, pois o valor máximo de ângulo de fase para as duas granulometrias Faixa B é menor que as duas granulometrias Faixa C.

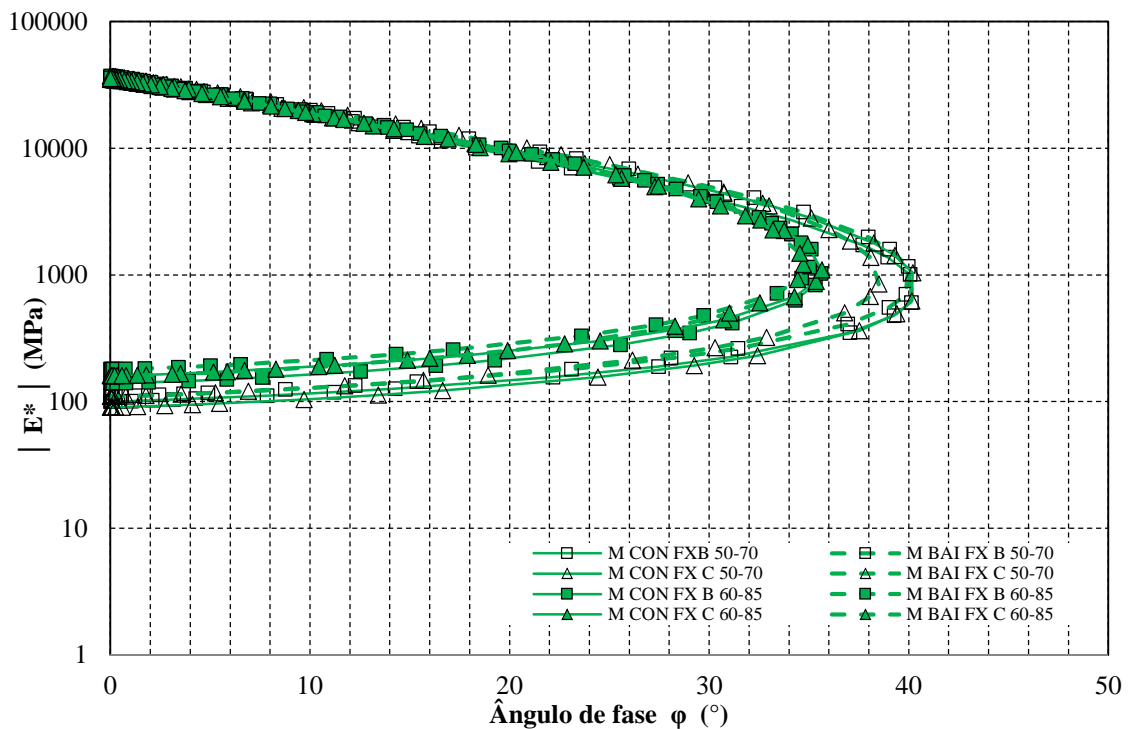
Com o ligante 60-85, o comportamento das misturas foi semelhante, no qual não se observou uma rigidez maior para as misturas mais grossas (Bailey e Faixa B) como se

constatou nas misturas com ligante convencional. Neste caso, em relação à análise da parcela viscosa e elástica, a granulometria não foi tão influente quando da utilização de um ligante menos susceptível a variação de temperatura.

Tal constatação reforça a importância do esqueleto mineral em misturas que utilizem ligante 50-70.

Já os resultados das misturas Marshall, Figura 74, observa-se o mesmo comportamento nas análises das misturas Superpave em relação aos tipos de ligante. Novamente, as misturas com ligante 60-85 apresentaram ângulo de fase menor que as misturas com ligante 50-70, reafirmando a rigidez que aquele tipo de ligante confere às misturas asfálticas.

Figura 74 - Diagrama de Black para as misturas Marshall



Na análise em separado por tipo de ligante, as misturas BAI apresentaram os menores ângulos de fase, sendo que as misturas M BAI FX C 50-70 e 60-85 foram os menores valores dentro das misturas com mesmo ligante. Neste caso, as misturas CON por apresentarem os maiores valores, são mais susceptíveis a uma parcela viscosa do que elástica.

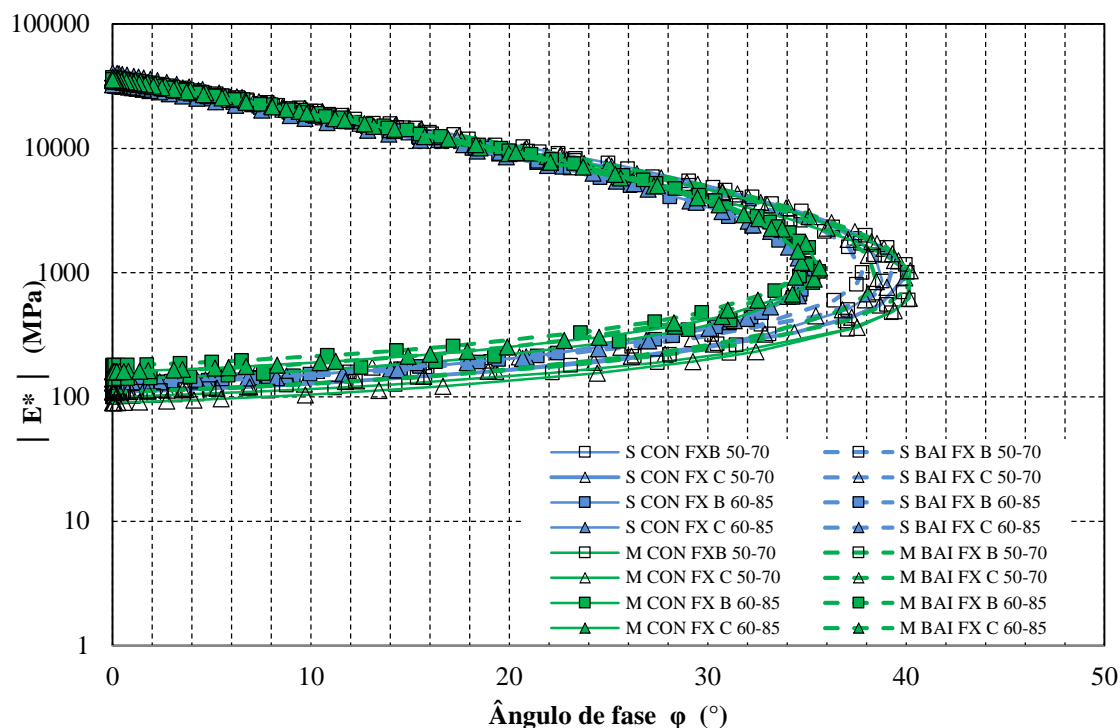
Como as misturas Marshall apresentam um teor de ligante maior que as misturas Superpave, esperava-se que o tipo de faixa granulometria provocasse uma maior variação na

susceptibilidade da mistura ao se analisar o espaço Black. Entretanto, não se observou tal tendência, pois os menores valores de ângulo de fase são das misturas BAI FXC dentro do mesmo tipo de ligante. Portanto o método Bailey proporcionou melhores resultados do que as faixas granulométricas ao se analisar o efeito da granulometria. O efeito da granulometria Faixa B foi observado especificamente nas misturas Superpave com ligante 50-70.

Apesar disso, vale ressaltar que os comportamentos foram muito próximos ao se analisar em separado por cimento asfáltico, nas misturas com dosagem Superpave e Marshall.

Por fim, ao se analisar as misturas Superpave e Marshall em um mesmo gráfico, Figura 75, observa-se claramente a influência do tipo de ligante em relação à susceptibilidade das misturas a parcela viscosa. As misturas com ligante 50-70 apresentam os maiores valores de ângulo de fase, o que representa uma maior dissipação de energia ou maior perda por atrito interno.

Figura 75 - Diagrama de Black para as misturas Superpave e Marshall



Nas misturas com ligante 60-85 os valores de ângulo de fase foram muito próximos, com um leve aumento para as misturas com maior teor de ligante, Marshall. Em relação ao ligante 50-70, as misturas com menor teor de ligante, Superpave, apresentaram valores menores comparados às mesmas misturas no método Marshall.

Novamente nota-se que para o ligante 50-70 quanto menor o teor de projeto melhor o comportamento das misturas, pois o excesso de ligante aumenta a película entorno do agregado, reduzindo o atrito entre os grãos.

Já para o ligante 60-85, o aumento do teor promove um maior retorno elástico, pois após o maior valor de ângulo de fase, as misturas Marshall apresentaram maior relação ângulo de fase versus módulo dinâmico e as misturas com ligante 50-70 a menor relação. O maior retorno elástico não significa um melhor comportamento à deformação permanente, pois a mistura pode apresentar um maior retorno elástico mas com excessivas deformações viscosas.

#### 4.2.3.3 *Curvas mestras de Módulo Dinâmico*

A partir dos resultados dos ensaios de módulo complexo (módulo dinâmico e ângulo de fase), foram construídas curvas mestras utilizando-se princípio da superposição tempo-temperatura (TTSP – *Time-Temperature Superposition Principle*), sendo as curvas ajustadas pelo modelo reológico 2S2P1D.

De modo geral, verifica-se que o módulo dinâmico cresce com o aumento da frequência, independentemente do tipo de mistura asfáltica. Nas maiores frequências ocorre um menor tempo de carga o que limita a manifestação de deformações viscoelásticas, ou seja, praticamente só existem deformações elásticas no material. Nas baixas frequências, o tempo de carregamento é maior, o que faz manifestar as deformações viscoelásticas do material.

As análises nas altas frequências correspondem às baixas temperaturas e nas baixas frequências às altas temperaturas. Como a temperatura de ensaio variou de  $-10^{\circ}\text{C}$  a  $54^{\circ}\text{C}$ , o comportamento viscoelástico é válido para essa faixa de temperatura.

As altas frequências estão relacionadas de forma específica a uma avaliação ao dano por trincamento térmico no revestimento asfáltico, incomum no Brasil devido ao clima tropical. As temperaturas muito baixas podem levar o revestimento asfáltico a trincamento por retração e levam ainda a um enrijecimento de tal forma que se possui pouca espessura e construído sobre materiais muito deformáveis, acelera o processo de fadiga.

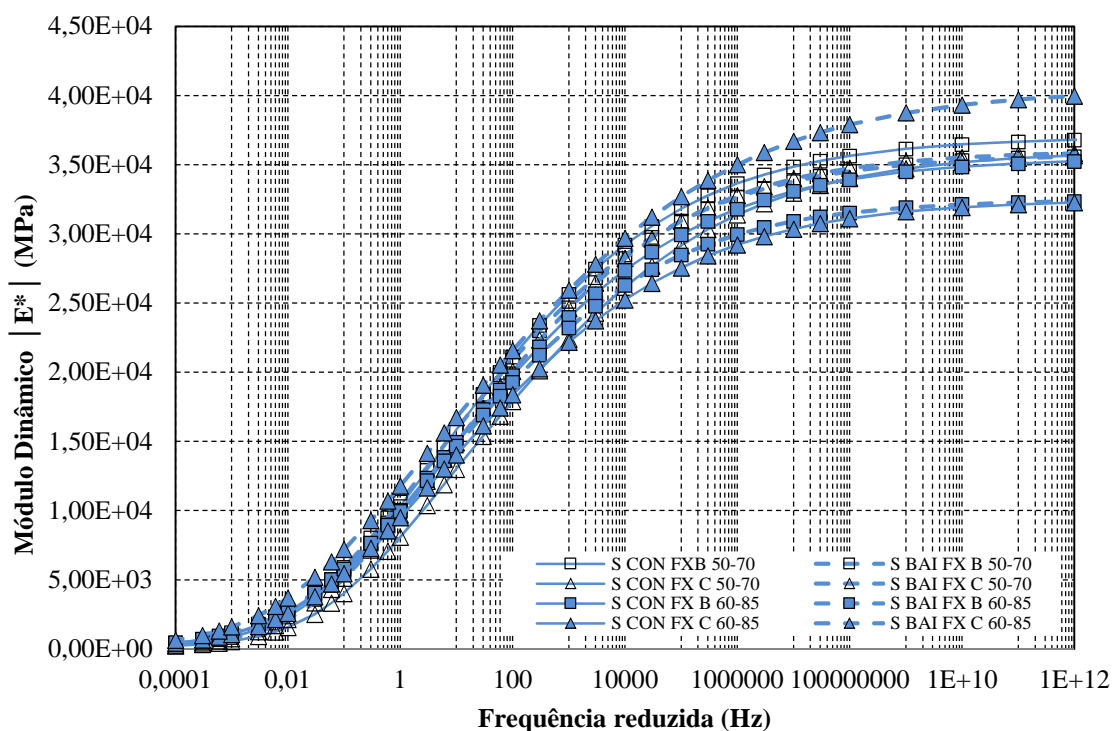
As baixas frequências estão relacionadas a ocorrência de deformação permanente na mistura asfáltica, enquanto nas temperaturas intermediárias ao dano por fadiga.

A Figura 76 mostra as curvas mestras de módulo dinâmico obtidos na modelagem 2S2P1D sem os dados experimentais para as misturas Superpave. A temperatura de referência é  $20^{\circ}\text{C}$ .

Conforme esperado, os valores de módulo dinâmico variam em função da temperatura e frequência de ensaio. Nas altas frequências, a exceção da mistura S BAI FXC 60-85, as misturas com ligante 50-70 apresentaram os maiores valores de módulo dinâmico. Este tipo de ligante confere maior rigidez nas baixas temperaturas.

Ainda nas altas frequências, o comportamento das misturas com ligante 50-70 foi muito próximo, o que indica que a granulometria pouco influenciou na rigidez. As maiores diferenças foram para o ligante 60-85. As misturas BAI FXC apresentaram módulo superior as CON FXC. Para a Faixa B houve uma inversão, as CON FXB são mais rígidas que as BAI FXB.

Figura 76 – Curvas mestras de módulo dinâmico para misturas Superpave (@ 20°C)



Analisando nas baixas frequências, Figura 77 (escala log-log) a dependência do comportamento de rigidez em relação ao tipo de ligante e a granulometria fica mais visível. Verifica-se que todas as misturas com ligante 60-85 são mais rígidas em relação às misturas com ligante 50-70 nessas condições de temperatura nas frequências abaixo de 0,003 Hz.

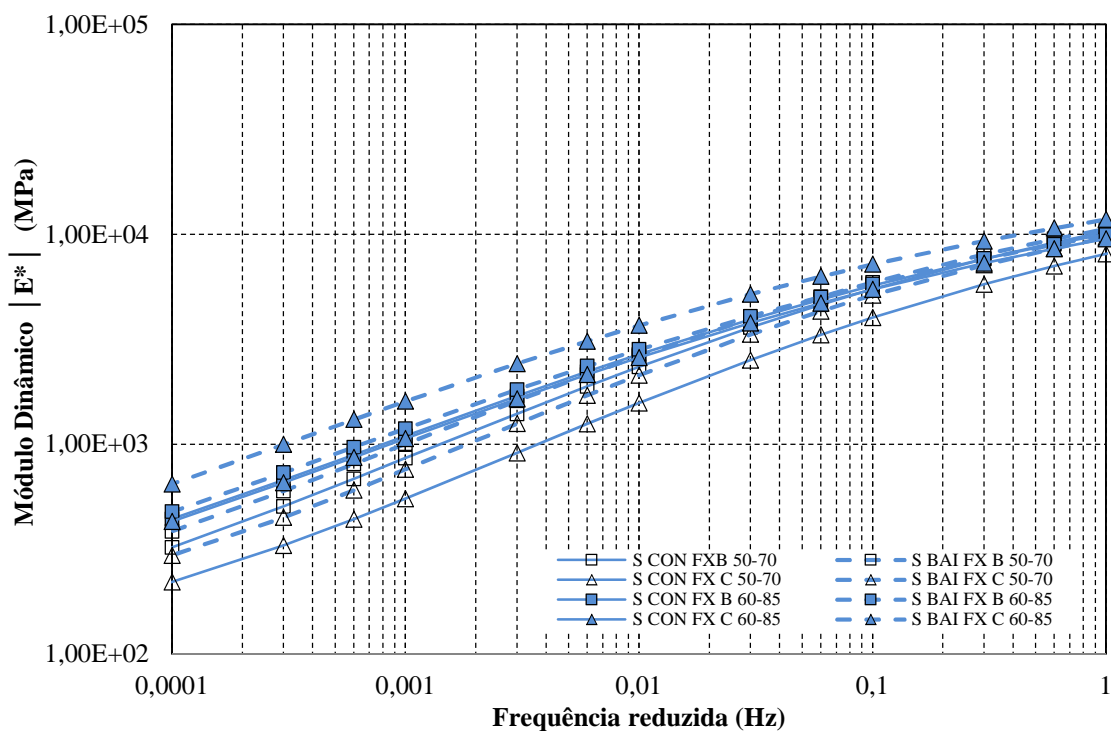
As duas misturas BAI com ligante 60-85 apresentaram maior rigidez em relação às duas misturas CON com o mesmo tipo de ligante. Para as misturas com ligante 50-70, as

misturas BAI são mais rígidas em relação ao seu em relação ao seu correspondente (BAI FXB em relação CON FXB e BAI FXC em relação ao CON FXC).

Em relação às faixas granulométricas, as misturas Faixa B são mais rígidas em relação à Faixa C, para um mesmo tipo de ligante, em quase todas as misturas, sendo a exceção S BAI FXC 60-85 que foi a mistura com maior rigidez entre todas.

Comparando os resultados do comportamento à rigidez das misturas Superpave com a análise no Espaço Black, verifica-se a mesma tendência de resultados, com tanto na análise entre os ligantes asfálticos como entre as granulometrias. As misturas com ligante 60-85 apresentaram maior rigidez que o ligante 50-70, e para este último ligante, as misturas Faixa B também apresentam a maior rigidez em relação à Faixa C.

Figura 77 - Curvas mestras de módulo dinâmico nas baixas frequências para misturas Superpave (@ 20°C)



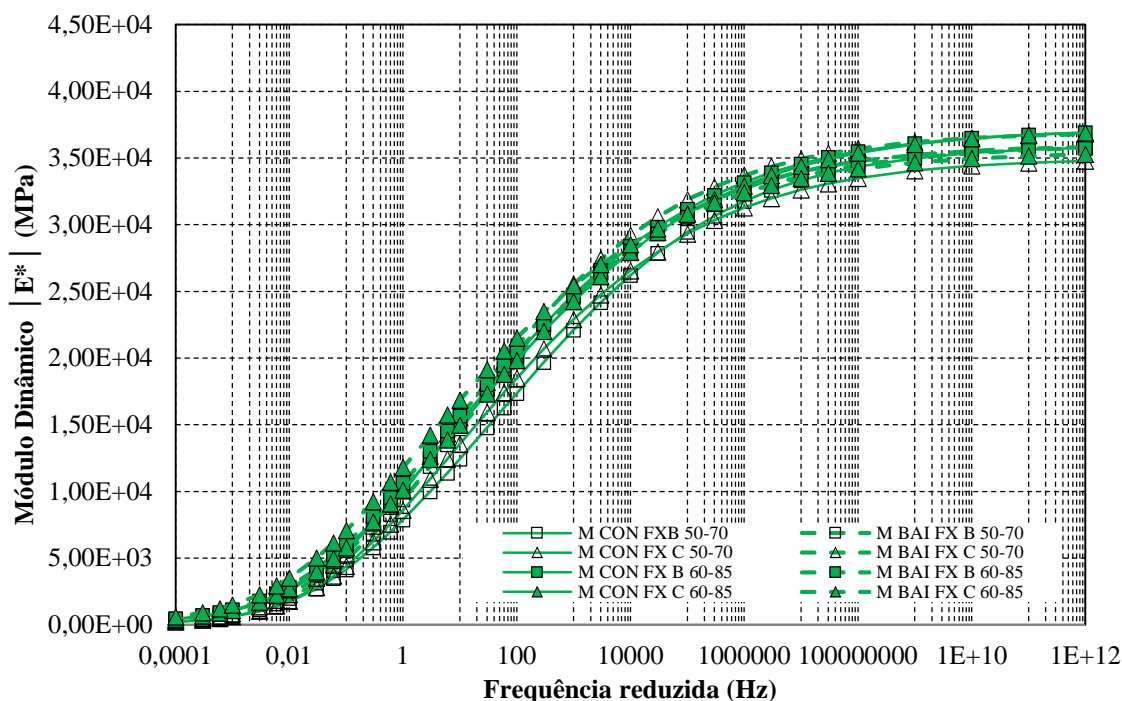
A superioridade das misturas BAI com ligante 60-85 também foi semelhante nas duas análises.

Já as curvas mestras de módulo dinâmico das Misturas Marshall obtidos na modelagem 2S2P1D sem os dados experimentais estão apresentadas na Figura 78. Nas altas frequências, ocorre uma sobreposição em relação à rigidez das misturas com ligante 50-70 e

60-85. Os maiores valores foram encontrados nas misturas M BAI FXC 50-70, M CON FXC 60-85 e M CON FXB 60-85. Não se encontrou uma tendência de rigidez em relação à granulometria das misturas e ao tipo de ligante, apenas um leve aumento da rigidez para as misturas com ligante 60-85.

Para frequências abaixo de  $10^7$  Hz, a perda de módulo das misturas com ligante convencional fica mais acentuada, em especial as misturas CON, já que as misturas BAI apresentam rigidez semelhante às misturas com ligante modificado, indicando assim que o esqueleto pétreo intertravado proporcionado pelo método de seleção granulométrica confere uma manutenção da rigidez em misturas com ligante 50-70 nas altas frequências.

Figura 78 - Curvas mestras de módulo dinâmico para misturas Marshall (@ 20°C)



Ao se analisar a curva mestra da mistura Marshall na escala log-log, Figura 79, na frequência até 1 Hz para avaliar o comportamento nas baixas frequências, encontra-se a mesma tendência das misturas Superpave: as misturas com ligante 60-85 dominam a parte superior do gráfico, maiores valores de módulo, em relação as misturas com ligante 50-70. Essa inversão no comportamento, rigidez superior de todas as misturas com ligante 60-85, se verifica para frequência abaixo de aproximadamente 10 Hz.

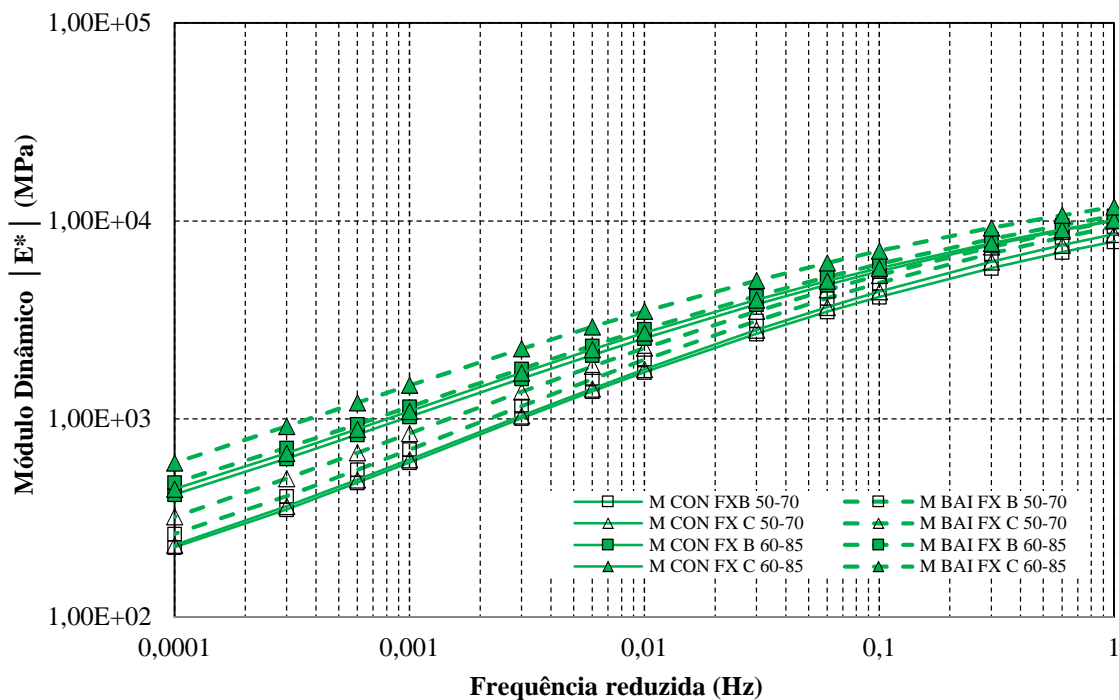
A superioridade de rigidez das misturas com ligante 60-85 em relação ao 50-70 inicia-se a uma frequência maior para as misturas Marshall, 10 Hz em relação a 0,003 Hz das



Superpave. Isso se deve ao maior teor de ligante das misturas com teores Marshall, fato este que a estrutura granular e o tipo de ligante influenciam de forma mais acentuada.

Além disso, as misturas BAI são mais rígidas em relação às misturas CON para o mesmo tipo de ligante asfáltico, semelhante ao comportamento das misturas Superpave, nas baixas frequências. Esse comportamento era esperado, visto que o método Bailey proporciona misturas asfálticas com um elevado intertravamento dos agregados, aumentando a rigidez da mistura nas altas temperaturas.

Figura 79 - Curvas mestras de módulo dinâmico nas baixas frequências para misturas Marshall (@ 20°C)



Nota-se que a maior rigidez das misturas BAI é mais visível nas misturas Marshall com maior teor de ligante asfáltico, neste caso as misturas Marshall, pois o acionamento do esqueleto mineral para suportar as cargas é maior do que para uma mesma mistura com teor de ligante mais baixo.

Outra constatação é que não houve diferença significativa entre as granulometrias Faixa B e Faixa C das misturas CON. A maior diferença ficou nas misturas BAI, no qual a Faixa C apresentou rigidez maior que a Faixa B.

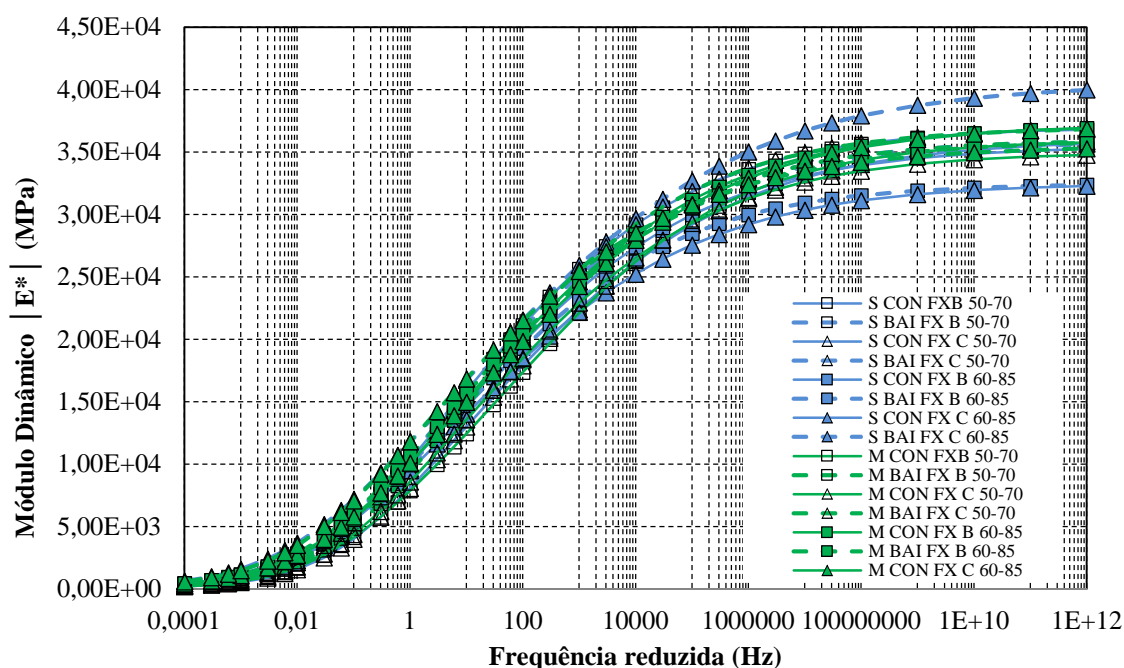
Comparando com o resultado do Espaço-Black, ocorreu a mesma ordem de rigidez obtida, como já constatado na análise das Misturas Superpave. Para teores de ligante mais

elevado, as misturas BAI, com os melhores desempenhos para o mesmo tipo de ligante, apresentaram as maiores rigidez na curva mestra de módulo dinâmico e as menores tendências à deformação permanente no Espaço Black.

A maior rigidez apresentada pelas misturas asfálticas Superpave e Marshall com ligante 60-85 nas baixas frequências também foi verificada no ensaio de Módulo de Resiliência a 35°C. Apesar dos ensaios de MD e MR não representarem as mesmas medidas em valores, o comportamento é semelhante ao se medir rigidez. Além disso, o polímero aumenta a rigidez nas altas temperaturas.

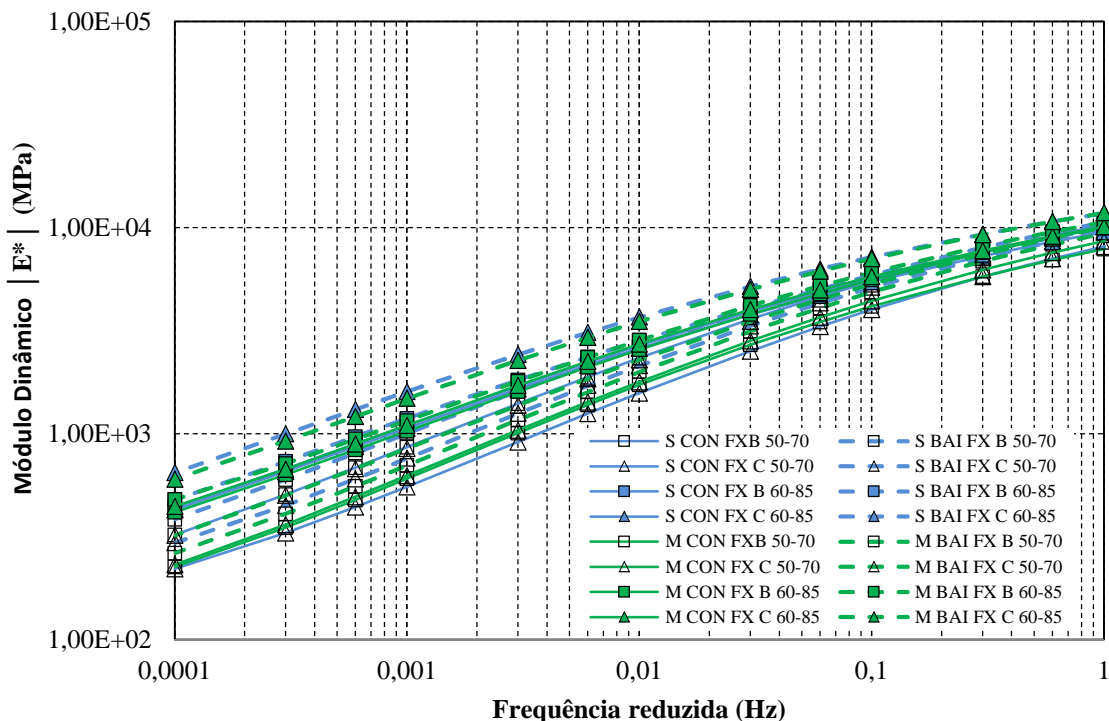
A Figura 80 mostra as curvas mestras obtidas na modelagem 2S2P1D das misturas Marshall e Superpave de forma que permite analisar a influência no comportamento viscoelástico do método de dosagem que originou misturas com diferentes teores de ligante. Nota-se que nas altas frequências, há uma leve tendência das misturas Marshall apresentarem rigidez superior às misturas Superpave, semelhante ao comportamento obtido no ensaio de Módulo de Resiliência a 10°C. A maior diferença ficou por conta da mistura S BAI FXC 60-85 que apresentou a maior rigidez e as misturas S BAI FXB 60-85 e S CON FXC 60-85 os menores valores de módulo dinâmico. O que se observa novamente ao longo da redução das frequências é a menor perda de rigidez das misturas com ligante 60-85 em relação às misturas com ligante 50-70.

Figura 80 - Curvas mestras de módulo dinâmico para misturas Superpave e Marshall (@ 20°C)



Analisando o gráfico na escala log-log, Figura 81, verifica-se que o aumento do teor de ligante devido aos diferentes métodos de dosagem não alterou de forma significativa a rigidez nas altas temperaturas. Percebe-se um leve aumento no módulo dinâmico das misturas Superpave ocasionado pelo menor teor de ligante que este método de dosagem origina em relação ao método de dosagem por impacto, comportamento muito semelhante observado no ensaio de módulo de resiliência a 35°C.

Figura 81 - Curvas mestras de módulo dinâmico para misturas Superpave e Marshall na escala log-log (@ 20°C)



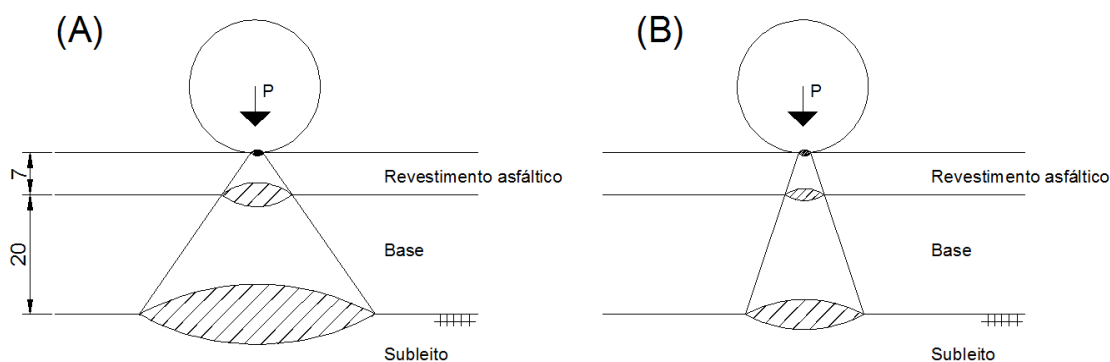
Portanto, constata-se que o fator que mais alterou a rigidez das misturas com a variação de frequência e temperatura é principalmente o tipo de ligante, seguido do método Bailey de seleção granulométrica, em especial nas baixas frequências que correspondem à rigidez nas altas temperaturas. O que essa diferença de rigidez proporcionada pelos diferentes parâmetros influencia no comportamento ao dano das misturas asfálticas será possível analisar no ensaio de *Flow Number*.

Ressalta-se que quanto maior a rigidez da mistura melhor a distribuição das tensões que um revestimento transfere para as camadas subjacentes. Por isso, o ganho de rigidez proporcionado pela utilização do ligante modificado 60-85 ou por uma granulometria

enquadrada nos parâmetros Bailey, em especial nas temperaturas mais altas, pode aumentar a vida útil da estrutura como um todo.

Para exemplificar, na Figura 82 estão apresentadas duas estruturas hipotéticas de pavimento, A e B, na qual se diferenciam apenas na rigidez do revestimento asfáltico. O revestimento asfáltico da estrutura A é mais rígido que o da estrutura B, e por isso a tensão atuante na base e subleito é menor, pois o carregamento se distribui em uma área maior na estrutura A devido a maior rigidez desta mistura asfáltica.

Figura 82 - Estrutura hipotética com diferença de rigidez no revestimento asfáltico



Considerando o exemplificado, as misturas com ligante 60-85, ou propriamente as misturas Bailey, por apresentarem maior rigidez nas altas temperaturas, atenuariam as tensões atuantes nas camadas subjacentes se comparadas as misturas com ligante 50-70 e uma granulometria selecionada por tentativa e erro.

Novamente, os resultados obtidos nas misturas dessa pesquisa, curvas mestras de módulo dinâmico, são comparados a outros autores. A Tabela 41 mostra os coeficientes da modelagem 2S2P1D obtidos pelas autoras Centofante (2016) e Bruxel (2015)

A Figura 83 mostra as curvas mestras obtidas com a modelagem 2S2P1D desta pesquisa junto com as modelagens obtidas pelas duas autoras. Verifica-se que nas frequências mais altas (baixas temperaturas) as misturas desta pesquisa apresentaram rigidez muito superior as misturas das duas autoras, inclusive as misturas com ligante 50-70. Essa tendência foi verificada também no ensaio de MR na temperatura de 10°C.

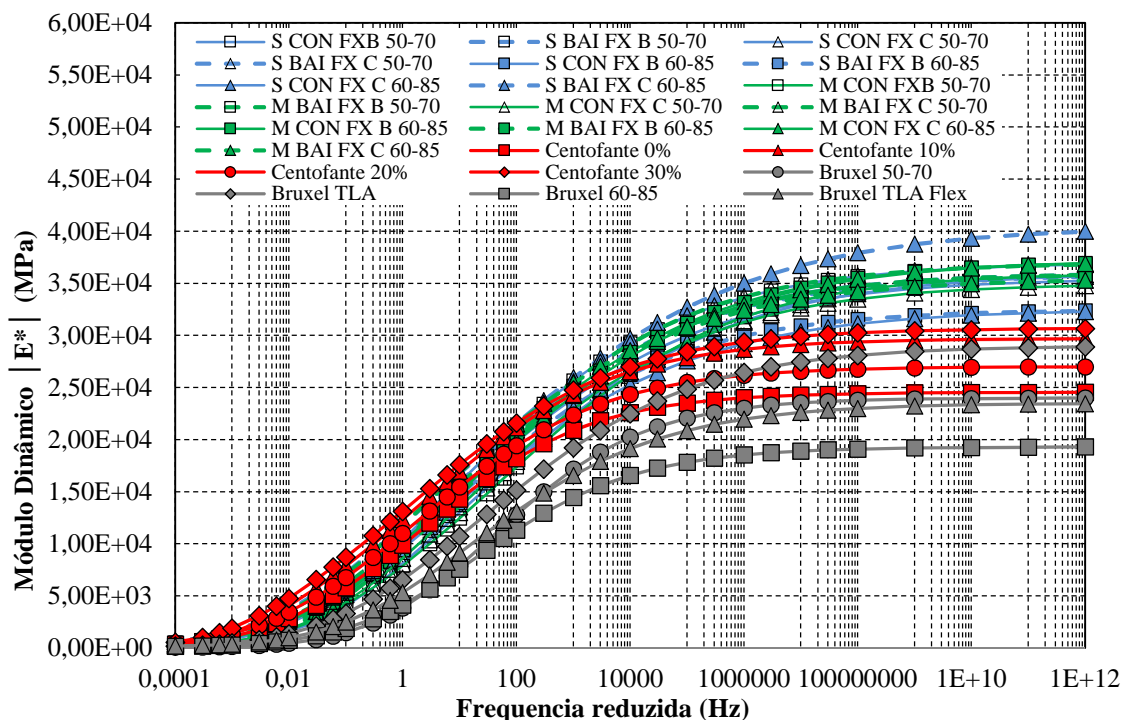
Ressalta-se que Centofante (2016) possui as quatro granulometrias de suas misturas enquadradas nos parâmetros Bailey e utilizou o mesmo ligante 50-70 dessa pesquisa, com incorporação de teores de fresado 10, 20 e 30%. A perda de rigidez das misturas de Centofante (2016) é menor que as misturas dessa pesquisa. O fato da incorporação de fresado

aumentar a rigidez das misturas é um fator a ser destacado e é em virtude da substituição do ligante novo por um ligante envelhecido. Nos ensaios de MR a 25°C e a 35°C também foi verificada uma menor perda de rigidez das misturas da autora comparada às misturas dessa pesquisa.

Tabela 41 - Parâmetros da modelagem 2S2P1D de Centofante (2016) e Bruxel (2015)

MISTURA	E*							WLF	
	E <sub>00</sub> (MPa)	E <sub>0</sub> (MPa)	k	h	δ	τ <sub>E</sub> (s)	β	C1	C2
Centofante 0%	100	25540	0,297	0,695	3,90	0,40	900	52,48	377,24
Centofante 10%	100	29700	0,260	0,760	3,50	0,50	900	63,51	437,38
Centofante 20%	100	27000	0,270	0,680	3,45	0,40	900	54,52	420,35
Centofante 30%	100	30700	0,240	0,705	3,20	0,60	900	53,03	388,21
Bruxel 50-70	75	24000	0,315	0,660	2,70	0,06	100	20,72	151,47
Bruxel TLA	90	29000	0,235	0,570	2,60	0,15	200	30,40	210,44
Bruxel 60-85	130	19300	0,290	0,559	2,10	0,08	90	20,86	151,54
Bruxel TLA Flex	110	23500	0,250	0,570	2,10	0,09	500	20,28	151,30

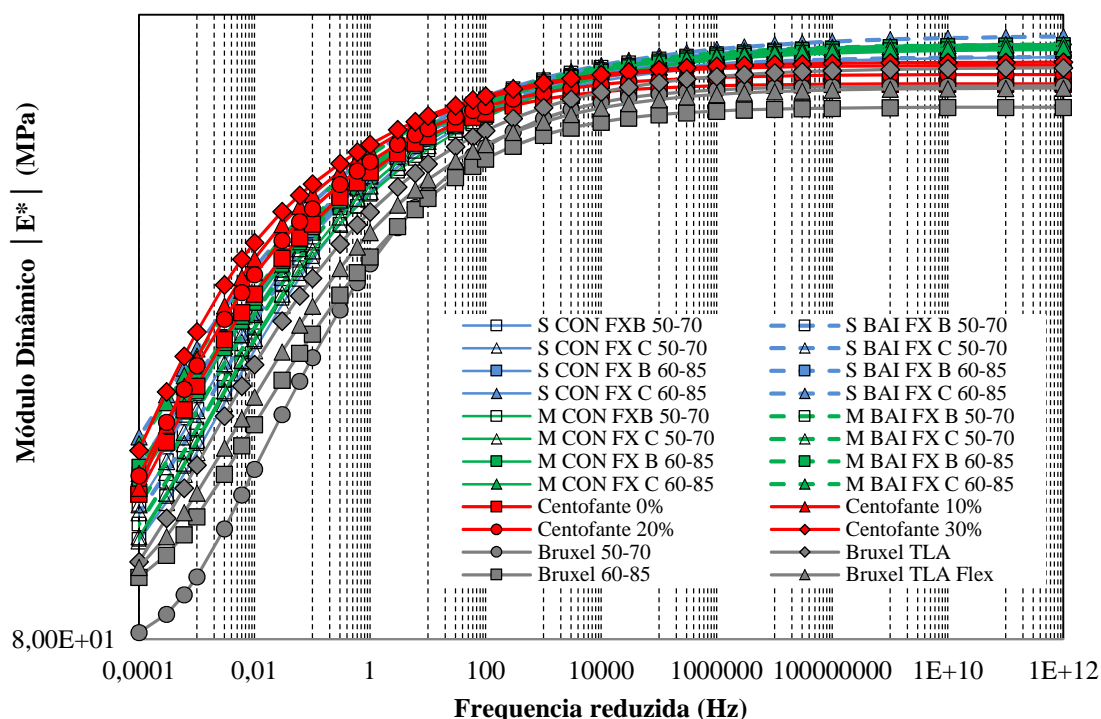
Figura 83 - Comparativo das curvas mestras desta pesquisa com Centofante (2016) e Bruxel (2015) @20°C



Em relação às misturas de Bruxel (2015), a menor rigidez nas baixas temperaturas repetiu o constatado também no ensaio de MR a 10°C. Mesmo com os dois ligantes de especificação semelhante ao utilizado neste estudo- ligante 50-70 e 60-85, e dois modificados – TLA e TLA Flex, as rigidezes foram inferiores. Além disso, a perda de rigidez com o aumento da temperatura também foi grande.

A Figura 84 mostra o gráfico anterior na escala Log-Log para permitir uma análise do comportamento nas altas temperaturas. A rigidez das misturas de Centofante (2016) foi próxima aos maiores valores de rigidez das misturas dessa pesquisa, com ligante 60-85. A rigidez das misturas da autora decresceu à medida que se reduziu o teor de fresado na mistura, pois a mistura de maior rigidez foi com 30% de fresado e a de menor rigidez com 0% de substituição.

Figura 84 - Comparativo das curvas mestras Log-Log desta pesquisa com Centofante (2016) e Bruxel (2015) @20°C



Entretanto, apesar das misturas de Centofante (2015) apresentarem rigidez semelhante às misturas com ligante 60-85 desta pesquisa nas altas temperaturas, isso não se refletiu no comportamento à deformação permanente, verificado no ensaio de *Flow Number*, item 4.2.4, pois as resistências à deformação permanente das misturas da autora foram inferiores. A

única mistura da autora que foi superior é a com 30% de fresado, no qual o FN foi superior em seis das oito misturas com ligante convencional desta pesquisa.

Essa análise reforça a importância de se realizar um estudo de dano nos materiais, além do estudo sobre rigidez do material em diversas temperaturas e frequências de carregamento, pois misturas com mesma rigidez podem apresentar resistência aos diferentes tipos de danos.

Comparando com os resultados de Bruxel (2015), nota-se que a mistura com ligante 50-70 e 60-85 da autora são as de menor rigidez entre todas as 24 misturas asfálticas nas altas temperaturas. Ressalta que esses dois ligantes são de mesma especificação com os utilizados nesta pesquisa. A utilização dos ligantes TLA e TLA Flex melhorou a rigidez das misturas, no entanto, ambas ficaram aquém das demais misturas.

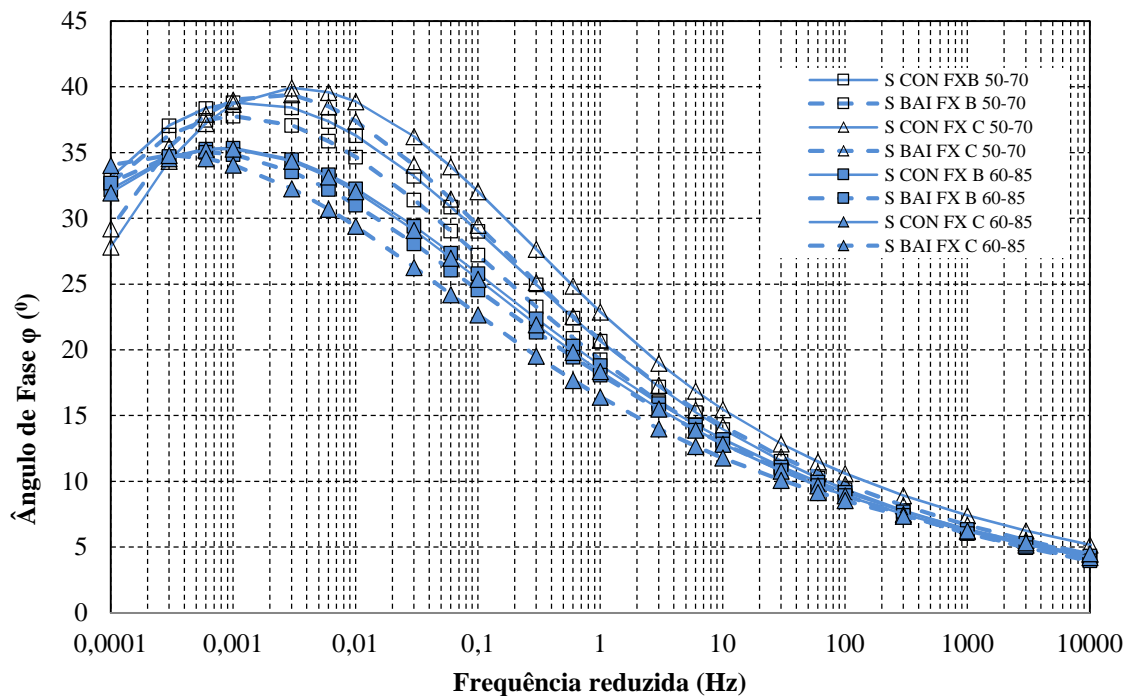
Com isso a maior rigidez das misturas dessa pesquisa em relação às misturas de Bruxel (2015) e Centofante (2016) podem ser atribuídas ao agregado mineral e ao ligante asfáltico (tipo e teor). Outra possibilidade é a presença de cal nas 16 misturas, não presente nas misturas das duas autoras, devendo ser melhor investigado, pois a literatura indica uma melhora da adesividade ligante-agregado na presença desse componente.

#### 4.2.3.4 *Curvas mestras de Ângulo de Fase*

O ângulo de fase está relacionado às propriedades elásticas e viscosas dos materiais asfálticos, sendo um parâmetro frequentemente utilizado para avaliar o efeito da modificação por polímero.

Ao se analisar as curvas mestras do ângulo de fase obtidos na modelagem 2S2P1D das misturas Superpave, Figura 85, nota-se que em quase todo o espectro de frequência os menores valores de ângulos de fase são para as misturas com ligante 60-85 em relação às misturas com ligante 50-70, o que representa uma maior elasticidade e resistência à deformação permanente. Isso não ocorre nas frequências abaixo de 0,0003 Hz. Tal fato pode estar relacionado ao descolamento dos pinos de fixação dos LVDTs na temperatura de 54°C, já que este nível de frequência está relacionado às altas temperaturas.

Figura 85 - Curvas mestras de ângulo de fase para misturas Superpave (@ 20°C)



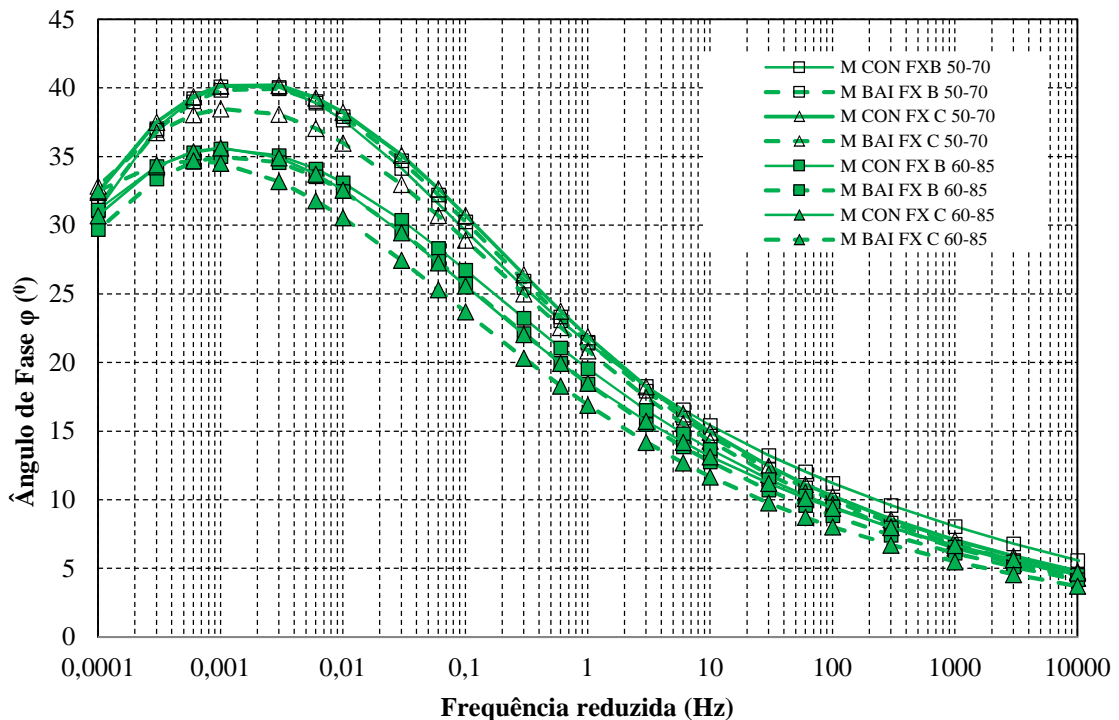
Próximo da frequência de 0,003 Hz estão os maiores valores de ângulo de fase das misturas, no qual verifica-se que para as misturas com ligante 50-70 os maiores valores de ângulo de fase são das granulometrias Faixa C em relação as Faixa B, sendo as BAI com os menores valores em relação ao convencional de mesma faixa granulométrica. Com ligante 60-85, nas misturas BAI o ângulo de fase também foi menor em relação às CON, tanto na Faixa B como na Faixa C, indicando maior rigidez e melhor comportamento frente à deformação permanente.

As misturas BAI apresentam um esqueleto mineral mais graúdo, pois a quantidade de Brita 1" e ¾" na Faixa B e ¾" na Faixa C é maior comparadas as misturas CON. Por isso, para as frequências abaixo de 0,003 Hz as misturas BAI, tanto Faixa C como Faixa B, apresentaram a maior elasticidade em relação as CON ao se analisar o ângulo de fase, ou seja, nas baixas frequências (altas temperaturas) o agregado tem grande influência para um mesmo tipo de ligante.

Na Figura 86 está a curva mestra das misturas Marshall. Os menores valores de ângulo de fase também foram verificados nas misturas com ligante 60-85, porém o comportamento se estendeu até em torno da frequência de 0,0001 Hz. Isso mostra que mesmo em teores de ligante elevado, as misturas com ligante 60-85 são mais elásticas que as misturas com ligante 50-70.



Figura 86 - Curvas mestras de ângulo de fase para misturas Marshall (@ 20°C)

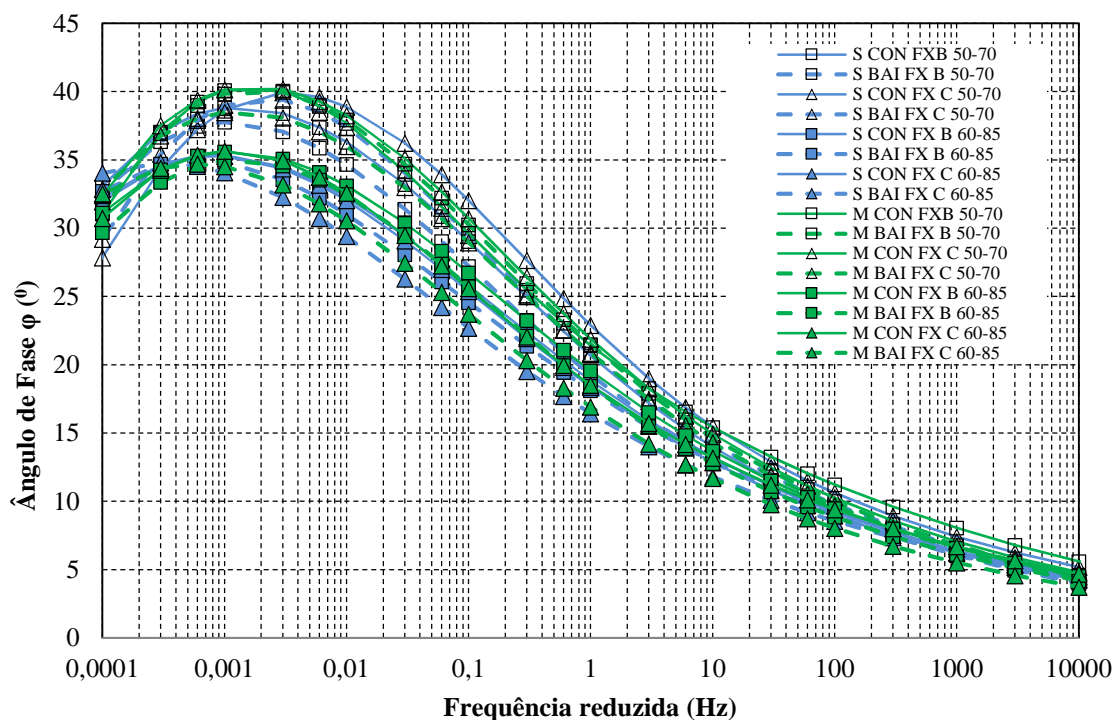


O bom comportamento das misturas BAI se repetiu como nas misturas Superpave, no qual em quase todas as misturas o valor de ângulo de fase foi inferior as CON, exceto na M BAI FXB 50-70 que apresentou valor superior a M CON FXB 50-70 na faixa de frequência 0,004 Hz a 1 Hz.

Por fim, ao se analisar as curvas mestras de ângulo de fase para as misturas Superpave e Marshall, Figura 87, há uma tendência de uma mesma mistura, com mesmo ligante e granulometria, de apresentar um menor valor de ângulo de fase para os teores Superpave em relação aos Marshall, repetindo-se a análise obtida nas curvas mestras de módulo dinâmico.

Esse comportamento permite inferir que as misturas Superpave, por apresentarem um teor de ligante inferior às misturas Marshall, são mais rígidas, logo transferem as tensões as camadas abaixo do revestimento de forma mais atenuada, e também apresentam um comportamento mais elástico.

Figura 87 - Curvas mestras de ângulo de fase para misturas Superpave e Marshall (@ 20°C)



#### 4.2.3.5 Inferência à fadiga e à deformação permanente

A correlação de variáveis de ângulo de fase e módulo dinâmico,  $E^* \cdot \text{sen} \phi$  e  $E^* / \text{sen} \phi$ , permite realizar uma inferência em relação à deformação permanente e a fadiga, respectivamente.

A Figura 88 mostra para a temperatura de 21°C a análise à fadiga das misturas Superpave. Essa verificação é realizada nas altas frequências, e quanto menor o valor  $E^* \cdot \text{sen} \phi$  melhor o comportamento da mistura frente a fadiga. Nota-se claramente que as misturas com ligante 60-85 apresentam valores mais baixos de  $E^* \cdot \text{sen} \phi$  indicando que essas misturas com esse tipo de ligante são mais resistentes ao dano por fadiga.

A literatura indica que a modificação por polímero de ligantes asfálticos melhora o comportamento a fadiga.

A Figura 89 mostra a inferência do comportamento à fadiga das misturas Marshall. Novamente há uma tendência das misturas com ligante 60-85 apresentarem maior resistência à fadiga. Entretanto, as duas misturas convencionais com ligante 50-70 apresentaram resultados semelhantes ao modificado, o que não era esperado. As misturas BAI foram as que apresentaram mais susceptíveis à fadiga.

Figura 88 - Inferência à fadiga a 21°C das misturas Superpave

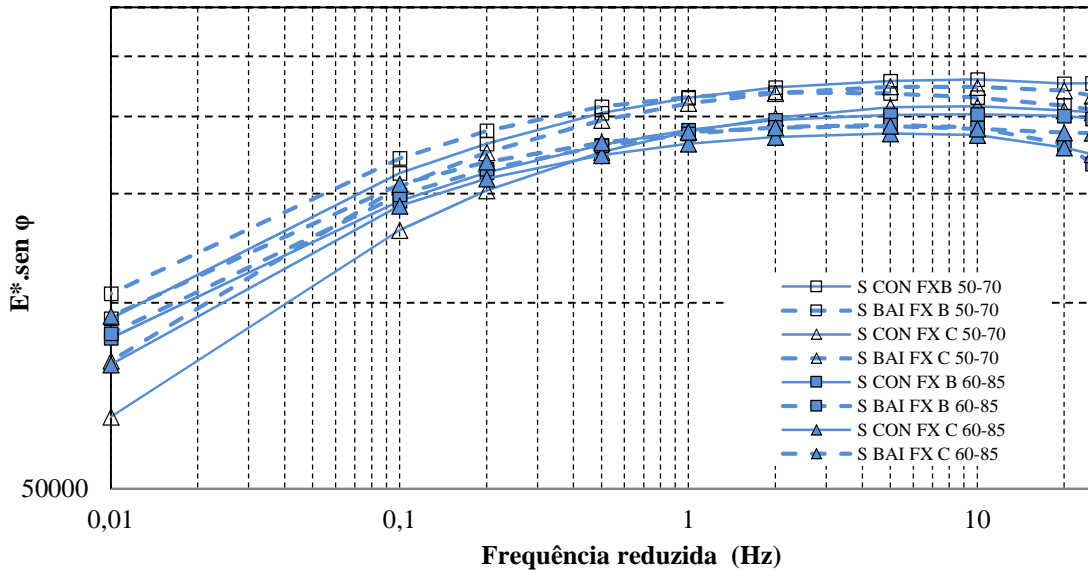
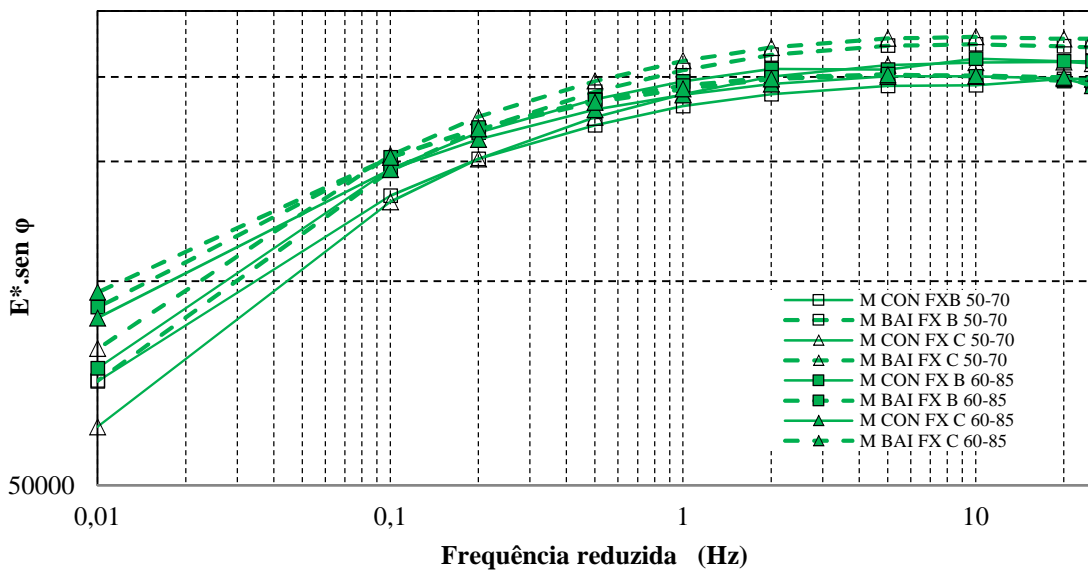
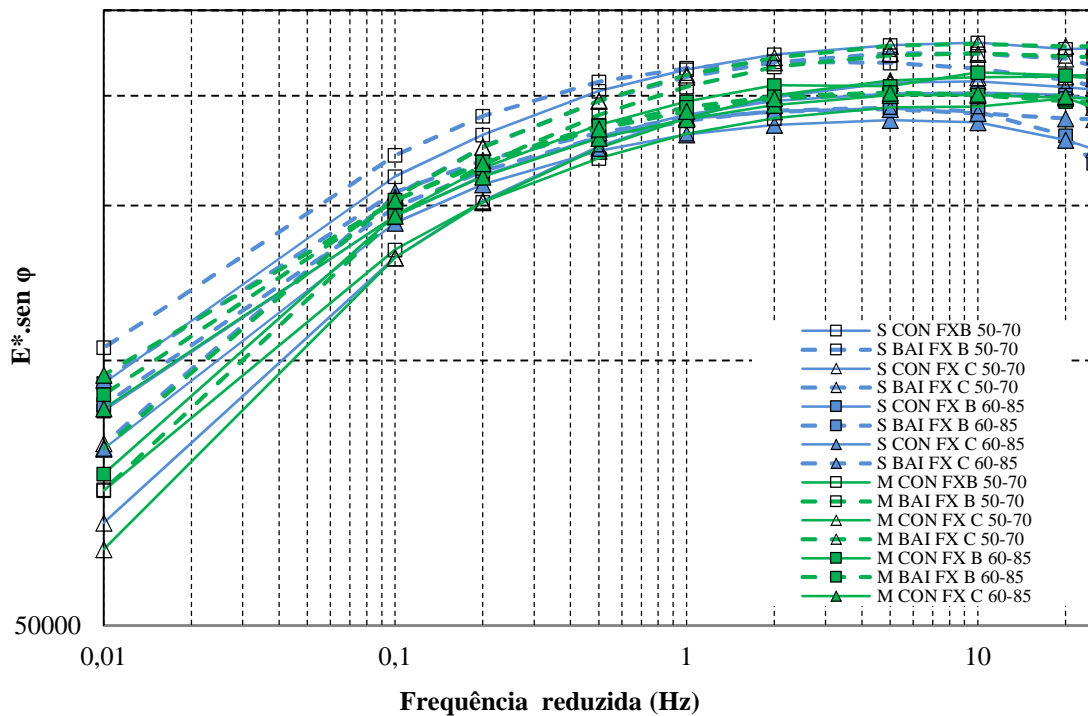


Figura 89 - Inferência à fadiga a 21°C das misturas Marshall



Por fim, a Figura 90 mostra o comparativo das misturas Superpave e Marshall. A inferência mostra uma tendência das misturas Superpave com maior resistência ao fenômeno de fadiga. As misturas Marshall apresentam teor de ligante superior às misturas Superpave, por isso esperava-se um melhor comportamento à fadiga quanto maior o teor de ligante. Entretanto, salienta-se que essas análises são apenas uma inferência, sendo que para avaliar as misturas quanto à fadiga é necessário realizar um ensaio de dano nas misturas.

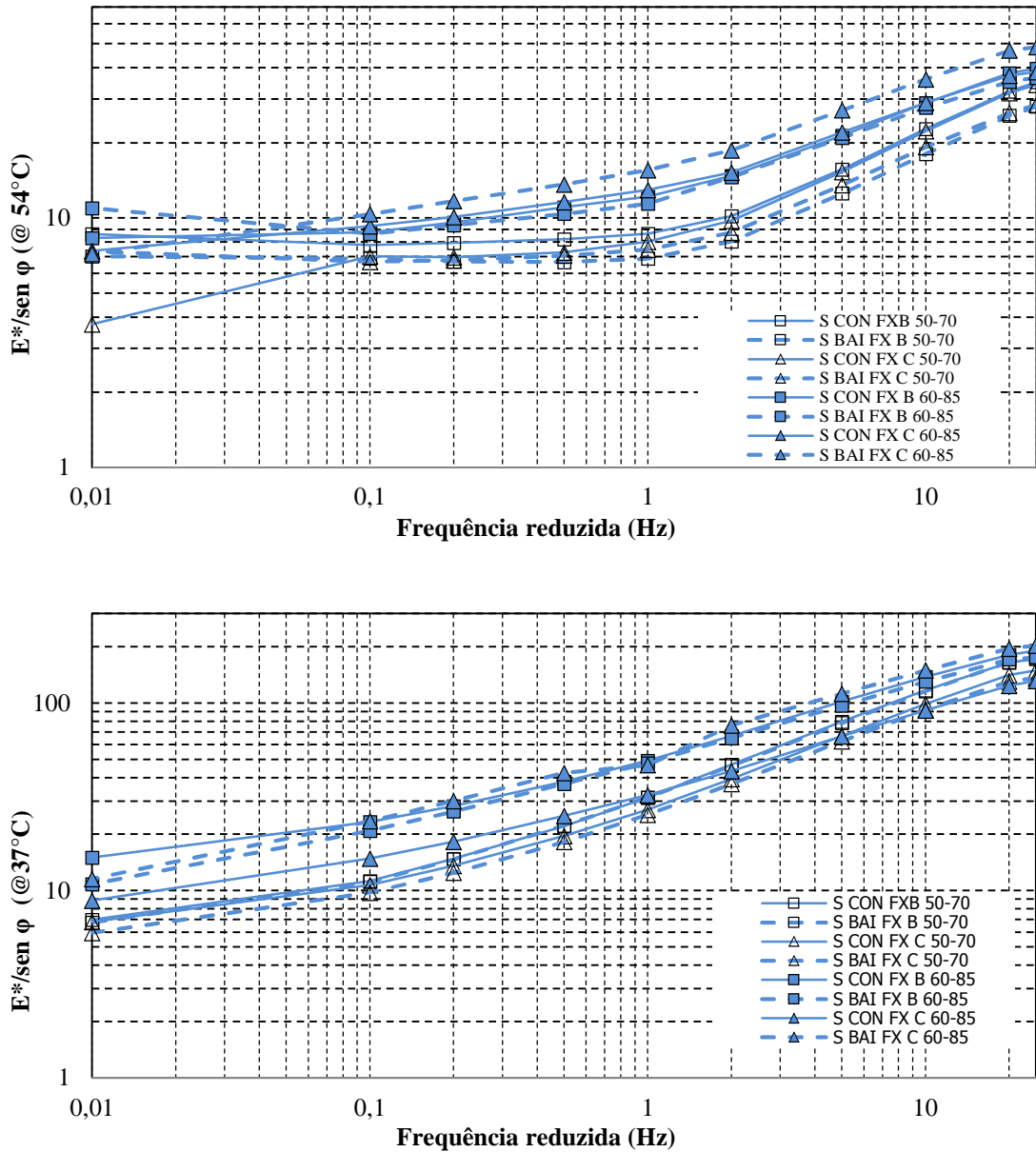
Figura 90 - Inferência à fadiga a 21°C das misturas Superpave e Marshall



Quanto à deformação permanente, a inferência pode ser validada, pois nesta pesquisa foi realizado ensaio de *Flow Number*, que ranqueia as misturas quanto a resistência a este tipo de dano. Como houve dificuldade de medir o ângulo de fase na temperatura de 54°C, é apresentada a inferência utilizando como base além de 54°C a temperatura de 37°C. A análise para este tipo de dano é nas baixas frequências, e quanto maior o valor de  $E^*/\text{sen}\phi$  melhor o comportamento a deformação permanente.

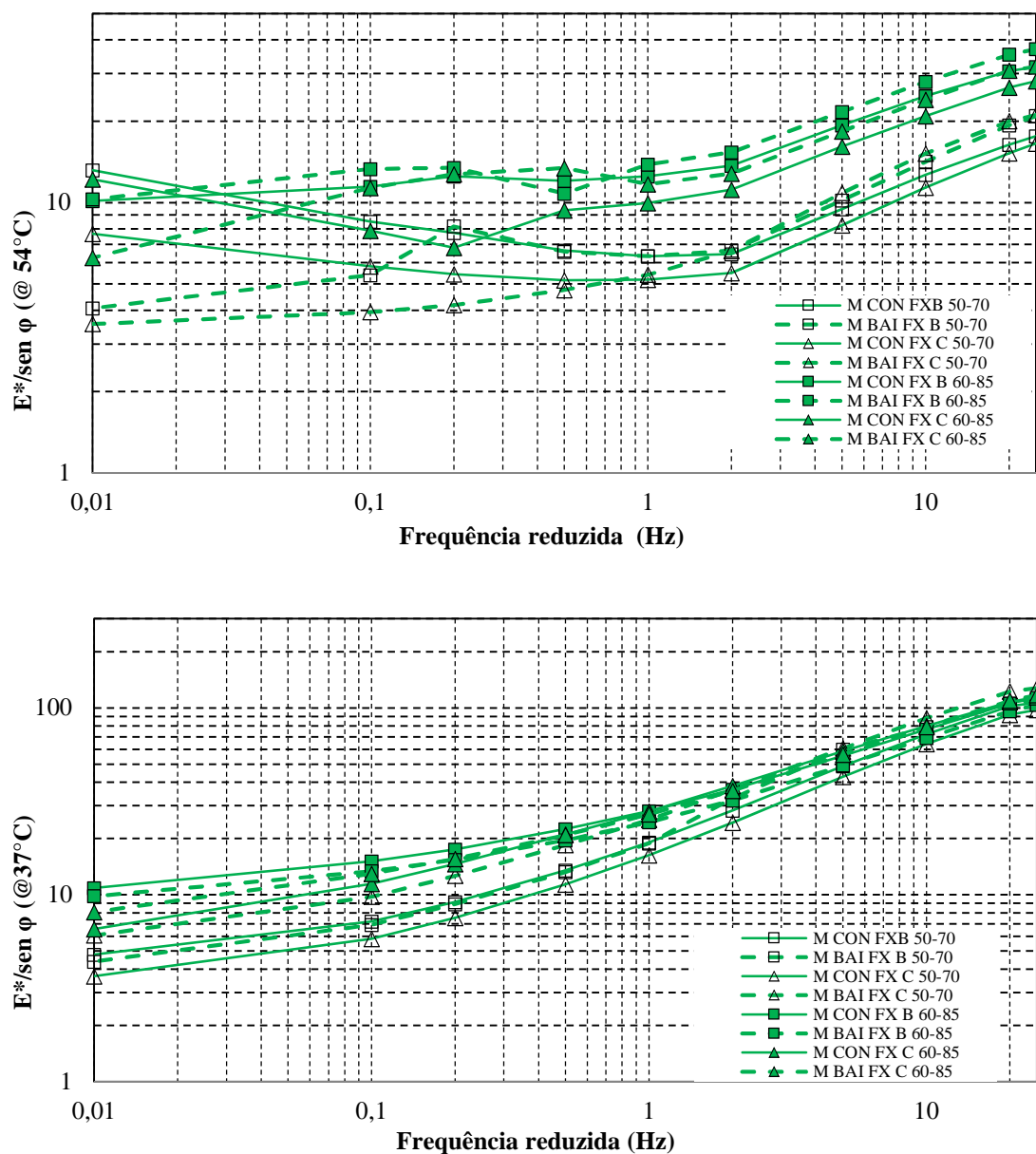
A Figura 91 mostra a inferência para as misturas Superpave nas duas temperaturas. Na temperatura de 54°C nota-se uma superposição de comportamento das misturas com ligante 50-70 e 60-85, resultado incoerente, pois misturas com ligante modificado são mais resistentes à deformação permanente, o que é mostrado nos resultados do ensaio de *Flow Number*. Na temperatura de 37°C, o resultado é mais coerente, pois os maiores valores de  $E^*/\text{sen}\phi$  são para as misturas com ligante 60-85, sendo o melhor comportamento da mistura S CON FXB 60-85, seguido pelas misturas BAI. Nas misturas com ligante 50-70 os valores foram muito próximos.

Figura 91 - Inferência à deformação permanente das misturas Superpave a 54°C e 37°C



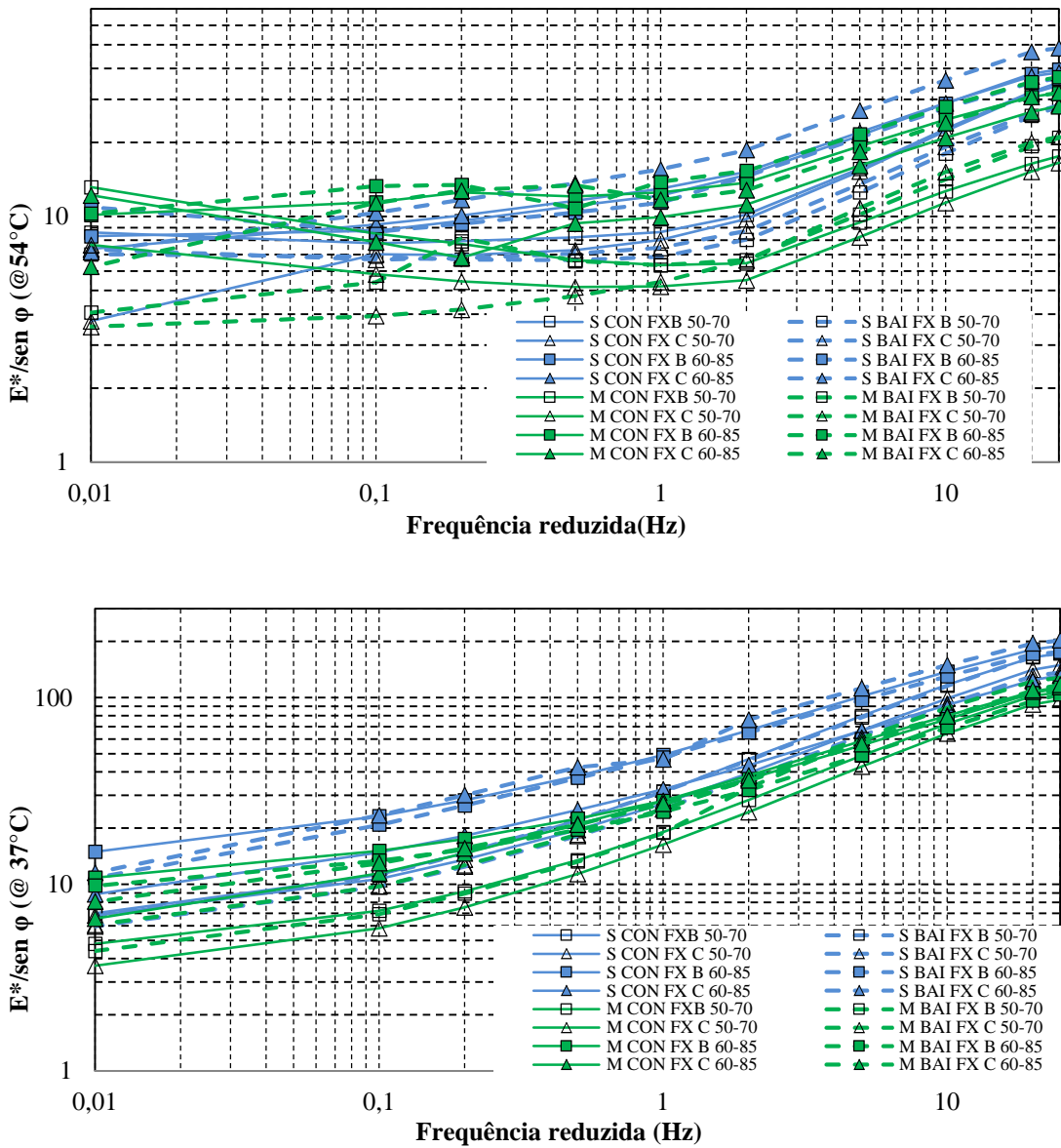
Na Figura 92 está a inferência para as misturas Marshall nas duas temperaturas. A mesma superposição identificada a 54°C ocorre novamente. Na temperatura de 37°C os resultados são coerentes, pois misturas com ligante 60-85 apresentaram os maiores valores da relação, inferindo-se que são mais resistentes à deformação permanente, com a granulometria Faixa B com melhor comportamento em relação à Faixa C.

Figura 92 - Inferência à deformação permanente das misturas Marshall a 54°C e 37°C



Analisando a inferência das misturas Superpave e Marshall nas duas temperaturas, Figura 93, não há uma boa correlação a 54°C, devido à superposição de comportamento do ligante 60-85 e 50-70. A 37°C ocorre uma melhor representatividade, pois no geral as misturas com ligante modificado apresentaram melhor comportamento que as misturas com ligante convencional. Além disso, as misturas Superpave tendem, através dos resultados, a serem mais resistentes ao afundamento em trilha de roda que as misturas Marshall, comparando separadamente por tipo de ligante.

Figura 93 - Inferência à deformação permanente das misturas Superpave a 54°C e 37°C



Após a apresentação dos resultados de *Flow Number*, item 4.2.4, é comentado a relação entre essa inferência à deformação permanente das misturas com os resultados obtidos no ensaio de dano nas misturas asfálticas.

#### 4.2.4 *Flow Number*

As amostras foram submetidas à aplicação de carregamento cíclico uniaxial repetido com frequência de 0,1s e repouso de 0,9s, com condicionamento mínimo de 12 horas para execução do ensaio a 60°C. A curva de deformação plástica vertical uniaxial de cada corpo de

prova foi ajustada ao modelo de Francken, que é uma combinação dos modelos de potência e exponencial. O modelo de Francken consta em um projeto de norma de *Flow Number* da ABNT. Os valores de *Flow Number* de cada corpo de prova, média e desvio padrão por mistura e os coeficientes A, B, C e D do modelo de Francken estão na Tabela 42.

Tabela 42 - *Flow Number* por corpo de prova e parâmetros do modelo de Francken

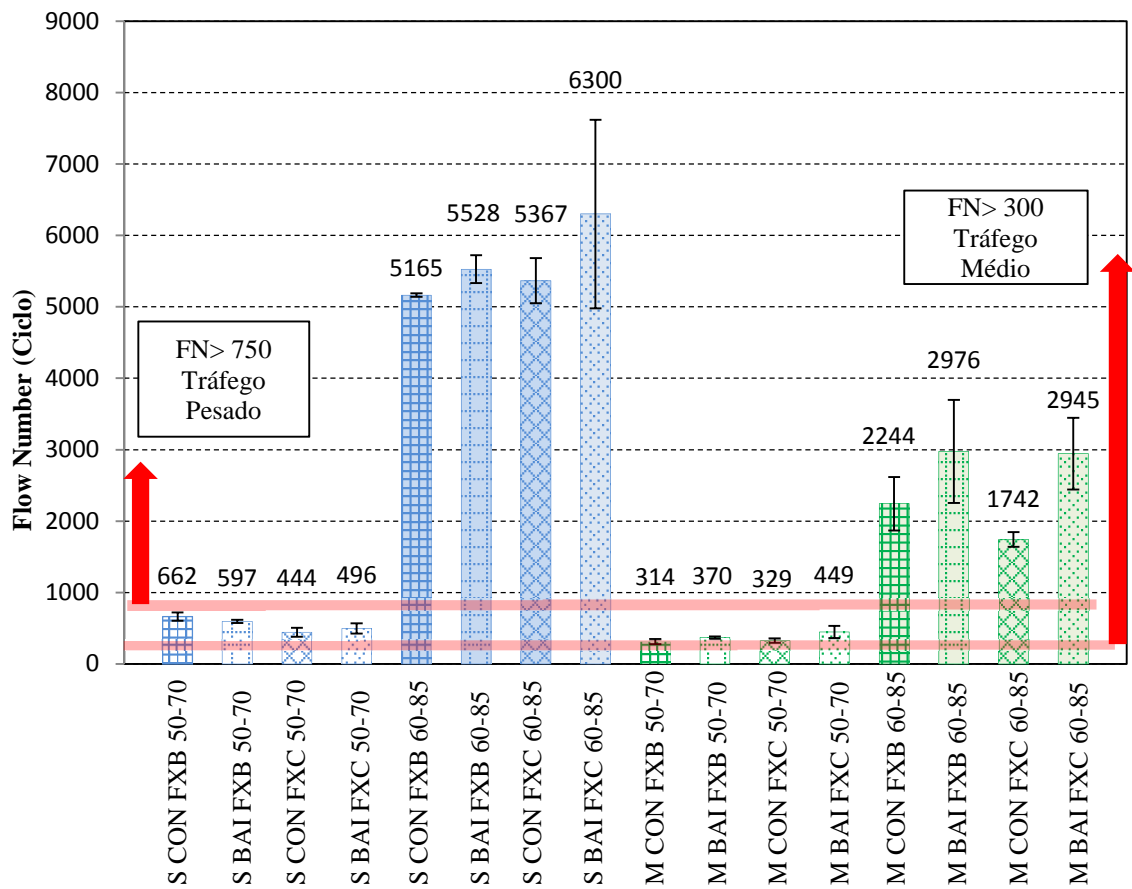
Misturas	FN	MD (Ciclo)	DP (Ciclo)	CV (%)	Parâmetros modelo Francken			
					A	B	C	D
S CON FXB 50-70	620	662	59	9	718,63	0,50	177,62	0,003
	703				836,02	0,48	149,17	0,003
S BAI FXB 50-70	612	597	22	4	1196,55	0,43	251,57	0,003
	581				712,95	0,51	324,40	0,003
S CON FXC 50-70	399	444	63	14	893,14	0,50	317,55	0,004
	488				741,87	0,51	350,84	0,003
S BAI FXC 50-70	546	496	71	14	1081,56	0,45	314,17	0,003
	445				904,62	0,50	339,66	0,004
S CON FXB 60-85	5183	5165	25	0	1223,32	0,29	2630,62	0,000
	5147				1339,64	0,28	2185,22	0,000
S BAI FXB 60-85	5389	5528	197	4	1245,34	0,28	2202,52	0,000
	5667				1440,14	0,28	1799,45	0,000
S CON FXC 60-85	5592	5367	318	6	1220,58	0,28	2116,07	0,000
	5142				1545,56	0,26	2298,72	0,000
S BAI FXC 60-85	5367	6300	1319	21	1293,03	0,29	1764,37	0,000
	7233				1169,10	0,28	1610,67	0,000
M CON FXB 50-70	338	314	35	11	1693,96	0,44	1850,45	0,003
	289				1172,32	0,51	1162,71	0,004
M BAI FXB 50-70	381	370	16	4	1213,08	0,47	1100,31	0,003
	358				1135,09	0,48	1095,90	0,003
M CON FXC 50-70	309	329	28	9	1675,48	0,46	1443,78	0,004
	349				1326,53	0,47	1168,76	0,003
M BAI FXC 50-70	388	449	86	19	1026,26	0,50	1256,22	0,003
	509				1096,87	0,48	590,00	0,003
M CON FXB 60-85	2509	2244	375	17	1212,88	0,38	926,81	0,001
	1979				1995,39	0,32	3455,02	0,000
M BAI FXB 60-85	3486	2976	722	24	1293,15	0,36	1362,27	0,000
	2465				1697,29	0,31	3523,08	0,000
M CON FXC 60-85	1668	1742	105	6	1620,51	0,35	1855,55	0,001
	1816				1348,11	0,38	1168,93	0,001
M BAI FXC 60-85	2590	2945	502	17	984,29	0,41	261,62	0,000
	3300				1056,19	0,38	390,96	0,000



Analisando os resultados nota-se que o coeficiente de variação de algumas misturas ficaram acima do que estabelece a norma da AASHTO T 79. Tais variações podem ser decorrentes do processo de mistura no misturador e também da disposição da estrutura do agregado mineral no corpo de prova, entretanto, não é um fato preponderante nesta pesquisa. Onofre (2012) encontrou valores de CV de 13% a 26% e Nascimento (2008) valores de 2,5% a 42,9%, indicando que a variabilidade no ensaio é alta.

A Figura 94 mostra os resultados em gráfico de barras para permitir uma análise detalhada da resistência à deformação permanente das misturas. Nas misturas Superpave e Marshall, as que apresentaram os maiores valores de *Flow Number* foram às com ligante 60-85, corroborando com os resultados de RT, MR e módulo complexo no qual as misturas com este tipo de ligante apresentaram um melhor comportamento à deformação permanente.

Figura 94 - *Flow Number* das 16 misturas asfálticas e os limites propostos por Nascimento (2008)



Todas as misturas com ligante 60-85 apresentaram *Flow Number* superior a 750, ou seja, sendo recomendadas para tráfego pesado, enquanto que todas as misturas com ligante

50-70 também apresentaram bons valores, entretanto adequadas para tráfego médio ( $300 < FN < 750$ ). Nenhuma das oito misturas com o ligante convencional seriam recomendadas para um tráfego pesado.

A análise com foco na granulometria indica que as misturas BAI aumentaram o FN médio em quase todas as misturas correspondentes, exceto a mistura S CON FXB 50-70 com valor médio de 662, superior ao 597 obtido com a mistura S BAI FXB 50-70. Entretanto, considerando o desvio padrão das amostras há uma superposição estatística. Nas misturas Marshall com ligante 60-85, o método Bailey apresentou o maior ganho de resistência à deformação permanente comparado as misturas CON. Tal ganho era esperado, pois em teores de ligante mais elevado a mistura é mais susceptível a deformar-se, sendo que a resistência aumenta à medida que o esqueleto mineral forneça capacidade de suporte à mistura. O método Bailey compõe granulometrias com intertravamento adequado de forma a melhorar a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas, o que vai ao encontro dos resultados obtidos.

Nas faixas granulométricas não se obteve uma tendência de comportamento. Esperava-se que as misturas Faixa B, por serem mais grossas, forneceria um ganho de resistência a este tipo de dano. Isso ocorreu apenas nas misturas Superpave com ligante 50-70 no qual granulometria Faixa B aumentou o FN em relação às misturas Faixa C. Com o ligante 60-85, o melhor comportamento foi das misturas BAI Faixa C e B, respectivamente, com valor médio de 6300 e 5528.

Nas misturas Marshall, os melhores comportamentos foram as misturas BAI FX C e B. Essas duas faixas granulométricas apresentaram valores iguais estatisticamente, com superioridade no valor médio para Faixa B com ligante 60-85 e Faixa C com ligante 50-70.

Em relação aos dois tipos de dosagem, por amassamento e por impacto, verifica-se que nas misturas com menor teor, dosagem Superpave, os valores de FN foram todos superiores em comparação as mesmas misturas dosadas no compactador Marshall. Esse aumento é expressivamente maior para as misturas com ligante 60-85 do que para as misturas com ligante convencional.

Esse menor FN para as misturas Marshall é decorrente do maior teor de ligante que possui em relação às misturas Superpave, pois o elevado teor de asfalto aumenta a espessura do filme asfáltico no entorno do agregado provocando redução no atrito entre os grãos, aumentando a mobilidade e lubrificando mais intensamente o contato agregado-agregado. Com isso reduz-se a resistência ao cisalhamento que o atrito entre os agregados produz na mistura.

A Tabela 43 mostra o que cada variável alterou no valor médio do FN das misturas asfálticas (método Bailey em relação ao convencional, ligante 60-85 em relação ao ligante 50-70 e método Superpave em relação ao Marshall). O maior aumento obtido no método Bailey em relação ao convencional foi de 69%, enquanto que o ligante 60-85 em relação ao ligante 50-70 foi de 1171% e o método Superpave de 208% em relação ao Marshall. Fica claro, que para este tipo de agregado o fator que mais alterou a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas é o tipo de ligante, seguido pelo método de dosagem e pelo método Bailey. Salienta-se que o método de dosagem alterou unicamente o teor de ligante nas misturas, dando maior importância ao ligante em relação a este tipo de dano.

Tabela 43 - Influência dos fatores no FN das misturas

Mistura	FN (%)		
	Método Bailey	Ligante Modificado 60-85	Método Superpave
S CON FXB 50-70	-10	681	x
S BAI FXB 50-70	x	827	x
S CON FXC 50-70	12	1110	x
S BAI FXC 50-70	x	1171	x
S CON FXB 60-85	7	x	x
S BAI FXB 60-85	x	x	x
S CON FXC 60-85	17	x	x
S BAI FXC 60-85	x	x	x
M CON FXB 50-70	18	616	111
M BAI FXB 50-70	x	705	61
M CON FXC 50-70	36	429	35
M BAI FXC 50-70	x	557	10
M CON FXB 60-85	33	x	130
M BAI FXB 60-85	x	x	86
M CON FXC 60-85	69	x	208
M BAI FXC 60-85	x	x	114

Alguns autores buscam correlacionar alguns fatores com os resultados obtidos com o *Flow Number*. Pode-se citar o teor de ligante, CDI, TDI e proporção AG. As Figuras 95 e 96 mostram a relação entre o *Flow Number* com o teor de ligante obtido nas misturas com ligante 50-70 e 60-85, respectivamente. Nota-se que para o ligante convencional à medida que aumenta o teor de ligante reduz o valor do FN, sendo que para cada 0,1% de aumento no teor

resulta numa redução aproximada de 35 ciclos. Com o ligante modificado ocorre a mesma redução, porém o número de ciclos é de aproximadamente 412 ciclos.

Figura 95 - Relação FN e ligante 50-70

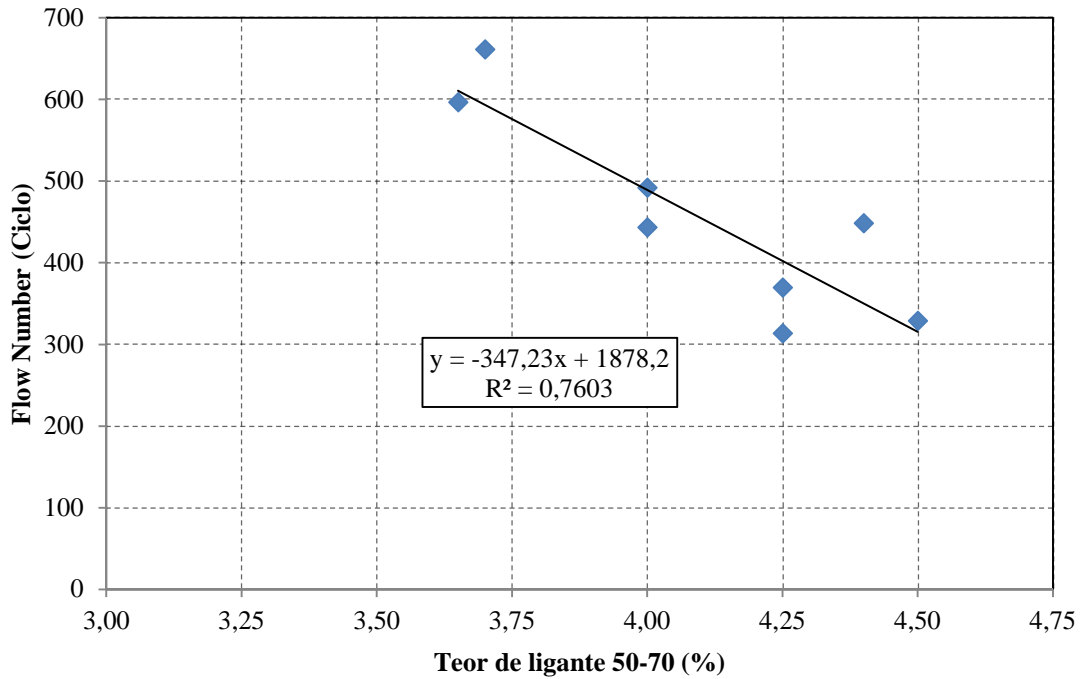
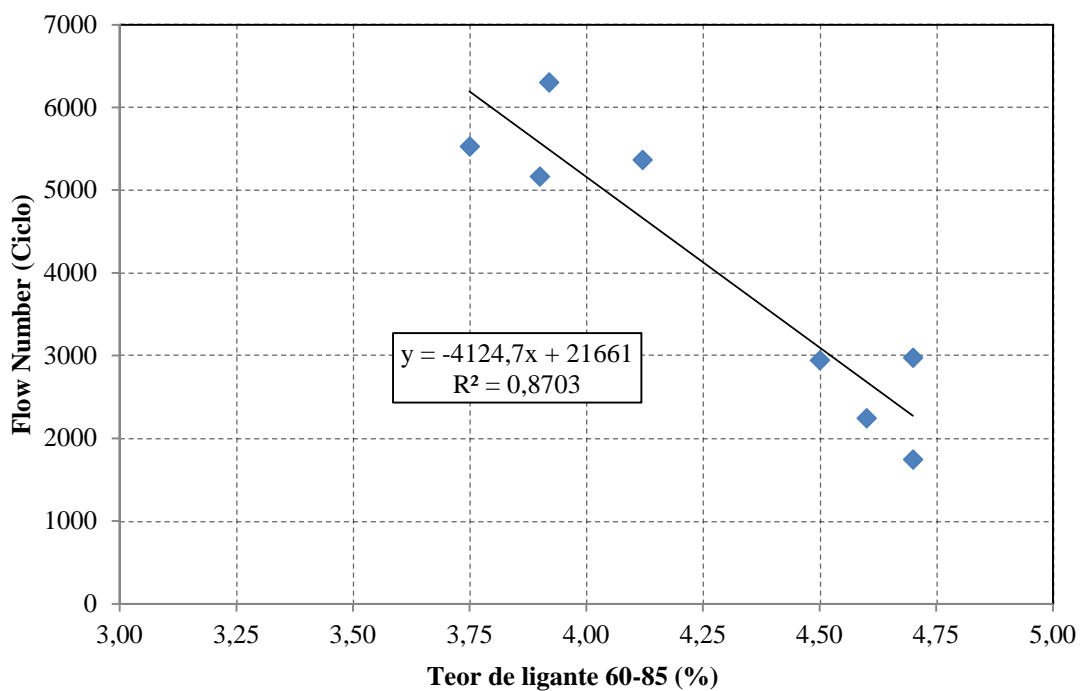


Figura 96 - Relação FN e ligante 60-85



Se utilizar o limite de variação no teor de ligante de 0,3% estabelecido pela norma do DNIT 031/2004-ES ter-se-ia em média 105 ciclos no aumento (-0,3%) ou redução (+0,3%) do FN para as misturas com ligante 50-70 e de 1236 para as misturas com ligante 60-85.

Para a mistura S CON FXB 50-70, por exemplo, o FN subiria para 767 com a redução de 0,3% no teor de ligante de projeto, tornando-a dentro da classificação para um tráfego pesado (FN >750). Entretanto, o teor de ligante seria de 3,4%, muito baixo para os padrões das rodovias do país. Melhora-se o comportamento à deformação permanente, mas torna a mistura mais susceptível à fadiga.

Nas misturas com ligante 60-85, o aumento de 0,3% no teor de ligante manteria quase todas as misturas ainda adequadas para um tráfego pesado, com exceção a mistura M CON FXC 60-85, que passaria para um FN de 506, indicado para um tráfego médio. Para as demais misturas, caso apresentem alguma susceptibilidade à fadiga, o aumento em 0,3% no teor de ligante pode vir a balancear o desempenho em campo ao se analisar esses dois tipos de dano. Entretanto, só é possível ter uma análise à fadiga das misturas de forma mais concreta com um ensaio de dano.

As Figuras 97 e 98 mostram as correlações com o CDI e TDI respectivamente. Para ambos os tipos de ligante, à medida que aumenta o CDI reduz-se o FN, sendo essa redução maior para o ligante 60-85 visto que apresenta a maior inclinação na reta de tendência. O aumento de 10 no CDI resulta em redução de 60 e 212 ciclos para o ligante 50-70 e 60-85, respectivamente.

No TDI os ligantes apresentaram comportamentos distintos, com redução do FN para o ligante 50-70 e aumento do FN para o ligante 60-85 à medida que se aumenta o TDI. Essas divergências mostram que o TDI, parâmetro oriundo da CGS, não mostrou boa correlação com o FN.

Nascimento (2008) encontrou boas correlações do FN com o CDI e TDI, valores de  $R^2$  de 0,8216 e 0,8933, respectivamente. Já para Onofre (2012) constatou que o CDI e TDI podem não ser bons parâmetros para a previsão de resistência à deformação permanente, pois os valores de  $R^2$  encontrados foram 0,50 e 0,52, respectivamente.

Figura 97 - Correlação FN e CDI

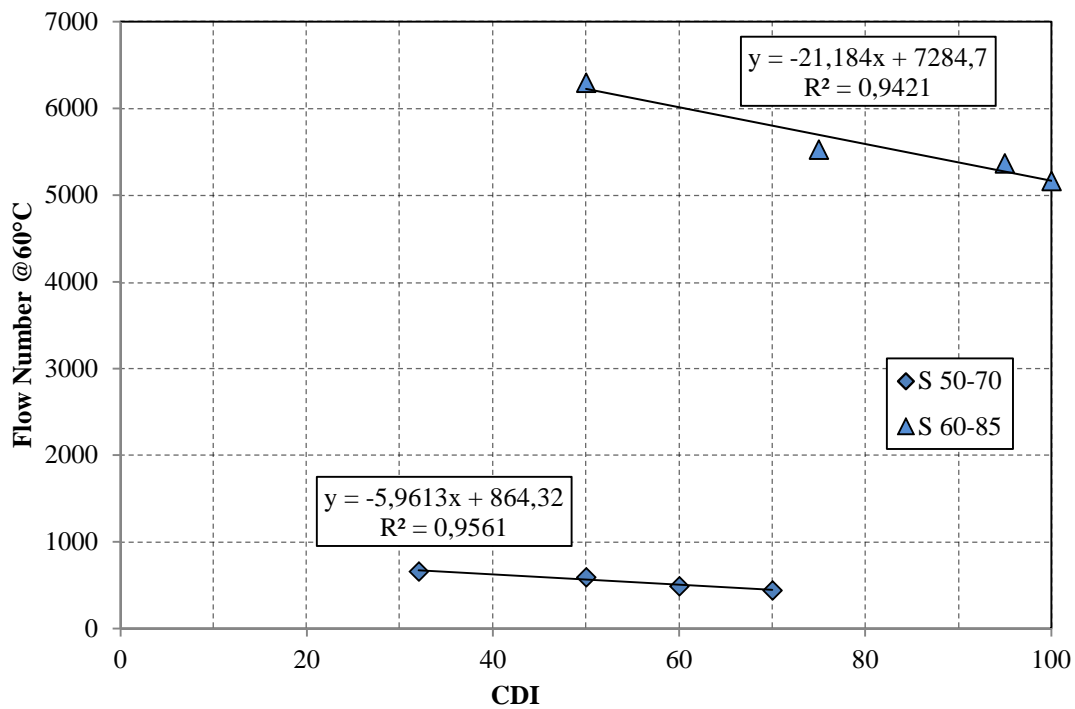
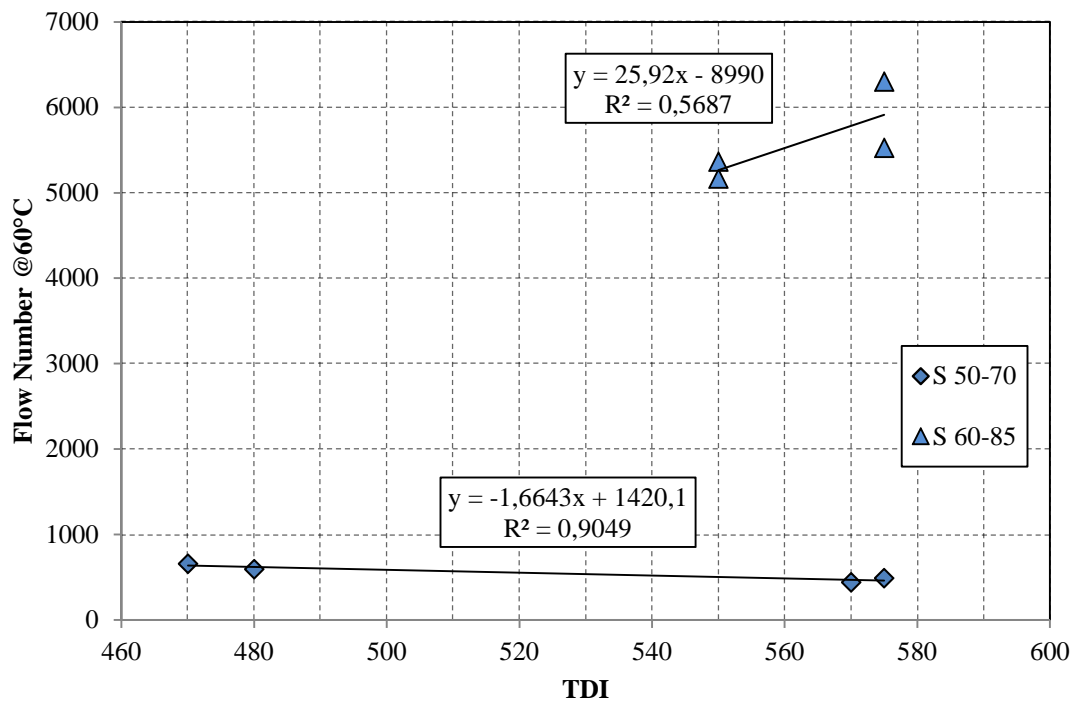
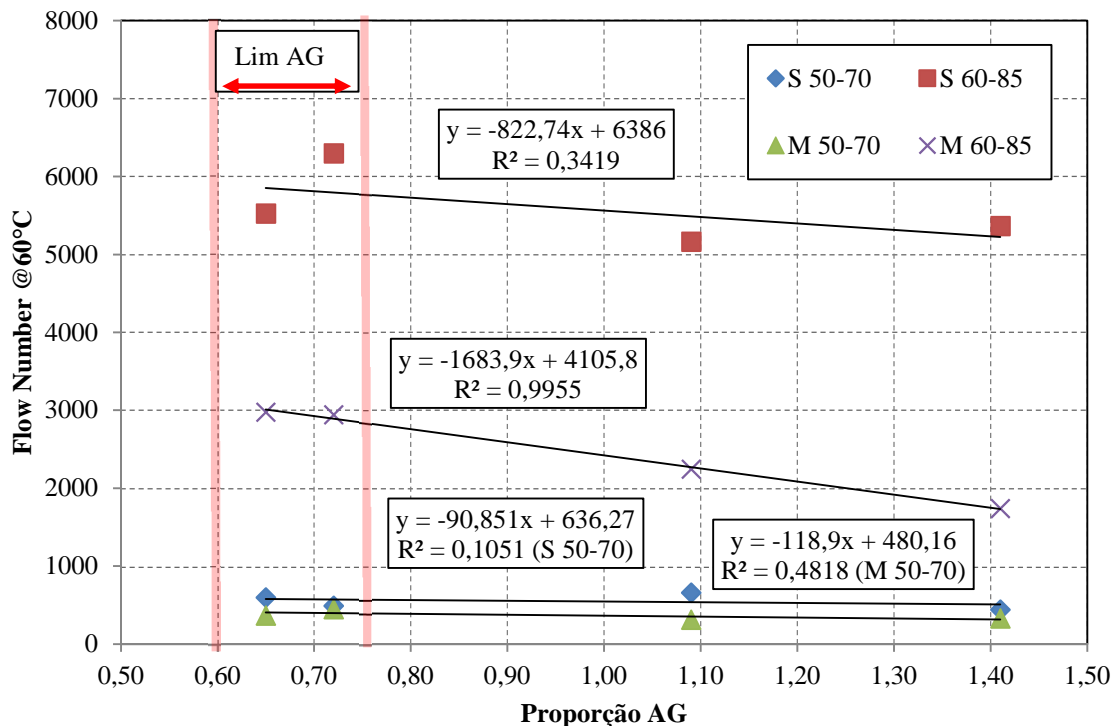


Figura 98 - Correlação FN com TDI



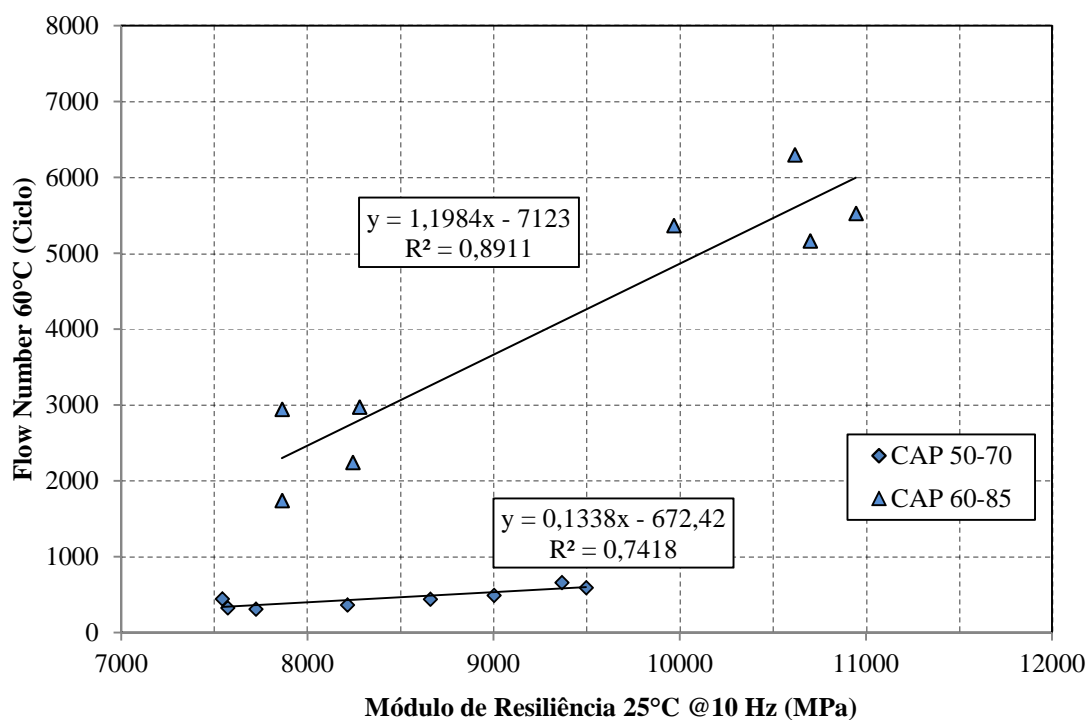
A Figura 99 apresenta a correlação com a proporção AG, separadas por tipo de dosagem e ligante asfáltico. Nota-se que as quatro curvas de tendência apresentam o coeficiente angular da reta negativo, indicando que o aumento da proporção AG reduz o valor do FN. Essa redução fica mais acentuada para as misturas com ligante 60-85. Para o ligante 50-70, a redução é muito pequena, além de as equações apresentarem  $R^2$  muito baixo.

Figura 99 - Correlação FN com proporção AG



Na tentativa de correlacionar os resultados de *Flow Number* com os valores de módulo de resiliência a 25°C e 10Hz, nota-se que há correlação dos resultados se analisados por diferentes tipos de ligante. Com o aumento do valor de módulo de resiliência aumenta-se o valor do *Flow Number*, conforme mostra a Figura 100, independente do tipo de ligante.

Um aumento no MR de 1000 MPa, pela correlação, aumenta em 1198 ciclos o *Flow Number* das misturas com ligante 60-85 e 133 ciclos o *Flow Number* das misturas com ligante 50-70. Esse aumento de 1000 MPa na rigidez das misturas representa um aumento no FN de 895% das misturas com ligante modificado em relação as misturas com ligante convencional.

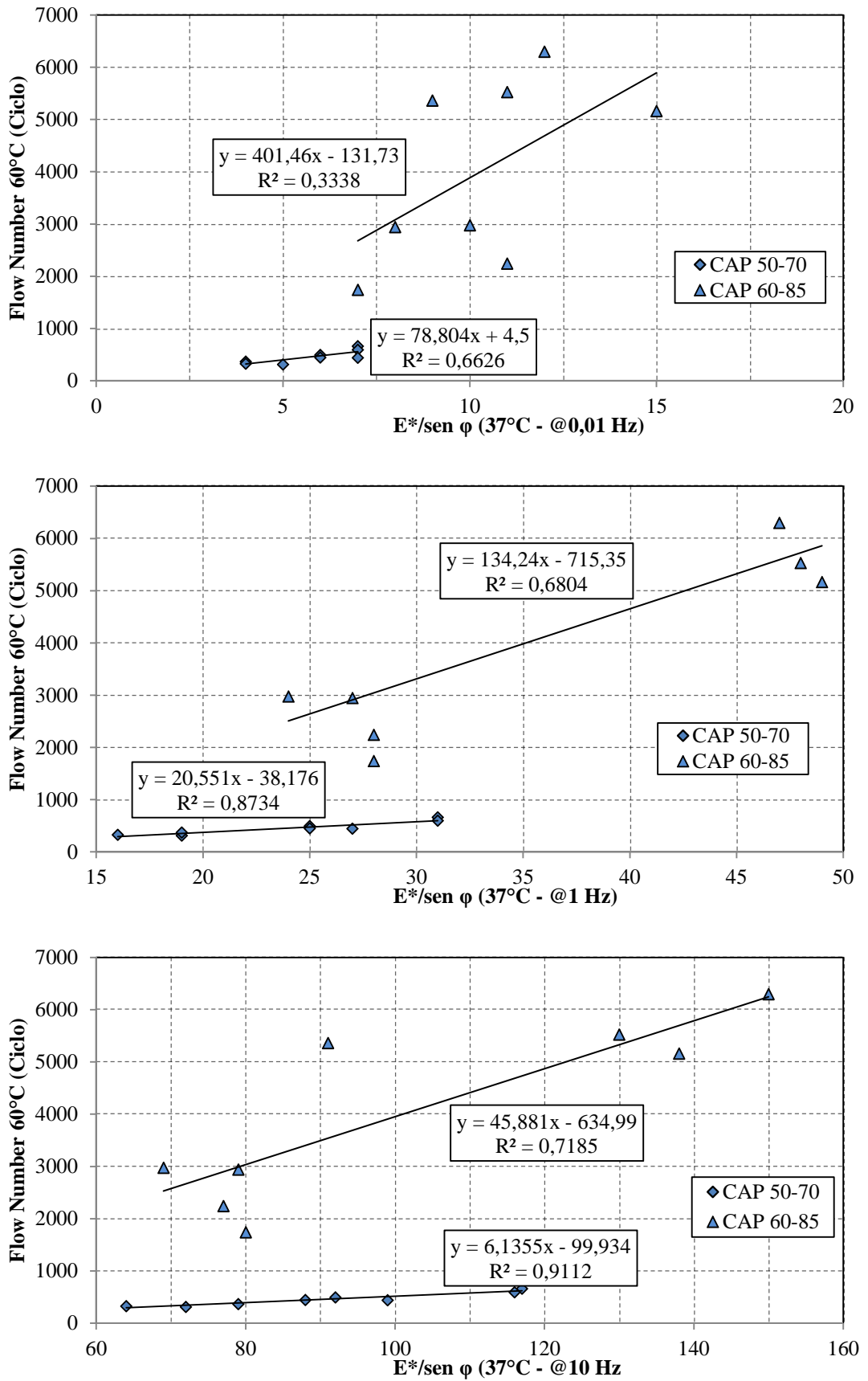
Figura 100 - Correlação do *Flow Number* com resultados de MR a 25°C e frequência 10 Hz

Por fim, correlacionando os resultados de *Flow Number* com a relação  $E^*/\text{Sen}(\varphi)$ , Figura 101, na temperatura de 37°C e três frequências 0,01 Hz, 1 Hz e 10 Hz, obtidas no ensaio de módulo complexo, verifica-se que a análise da correlação melhora o  $R^2$  à medida que aumenta a frequência do ensaio de módulo complexo. Para as três frequências, com o aumento da relação  $E^*/\text{Sen } \varphi$  aumenta-se o valor do *Flow Number* das misturas para uma análise dos dois tipos de ligante em separado.

Comprovou-se que a inferência à deformação permanente na temperatura de 37°C se mostrou positiva ao se analisar apenas os dois tipos de ligante asfáltico e métodos de dosagem em separado, pois no ensaio de *Flow Number* a resistência foi superior para misturas com ligante 60-85 em relação às misturas com ligante 50-70. Entretanto, considerando todas as variáveis- granulometria, tipo de ligante e método de dosagem, a inferência não mostrou satisfatória, pois o ranqueamento indicado pela inferência não seguiu o mesmo indicado pelo ensaio de *Flow Number*.

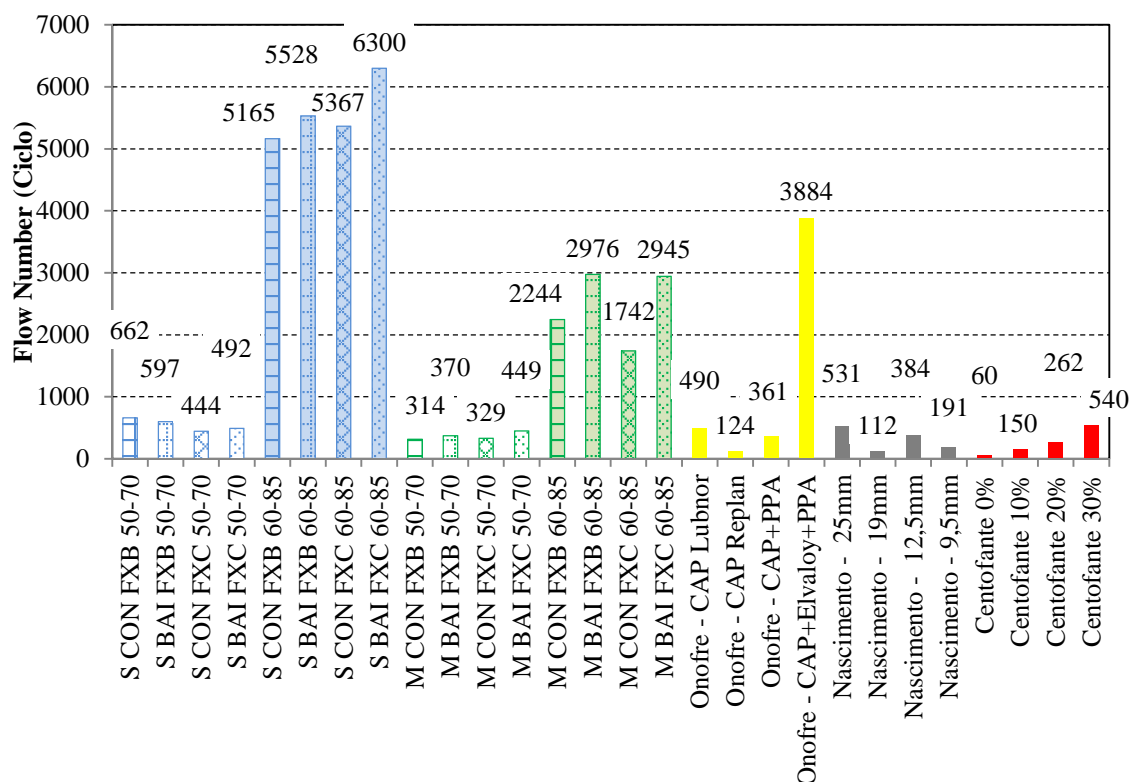


Figura 101 - Correlação *Flow Number* com relação  $E^*/\text{sen } \phi$  (0,01 Hz, 1 Hz e 10 Hz)



Para comparar estas pesquisas com outros estudos, selecionaram-se três autores, Onofre (2012), Nascimento (2008) e Centofante (2016), apresentados na Figura 102.

Figura 102 - Comparativo de FN com outros autores



Na pesquisa de Onofre (2012), o autor estudou diferentes tipos de modificações de ligante asfáltico com diferentes agregados com a mesma granulometria, entretanto, apresenta-se apenas os resultados com agregados graníticos. Utilizou-se o ligante CAP Lubnor 50-70 (PG 70-18), CAP Replan 50-70 (PG 64-22), CAP PPA (ácido polifosfórico) e CAP Elvaloy+PPA, sendo que esses dois últimos utilizaram o CAP Replan 50-70 como ligante de base para modificação. A mistura com CAP Evaloy+PPA apresentou a melhor resistência à deformação permanente e o ligante CAP Replan 50-70, de menor PG, o pior comportamento. Além disso, as modificações no CAP Replan 50-70 melhoraram o comportamento ao ATR das misturas, aumentando o FN para 361 com o PPA e 3884 com o Elvaloy+PPA, corroborando que o ligante tem influência importante na resistência de misturas asfálticas à deformação permanente.

Além disso, os FN apresentados pelas misturas dessas pesquisas com ligante 50-70 foram próximos ou superiores aos valores encontrados por Onofre (2012) nas misturas com ligante CAP Lubnor, CAP Replan e CAP PPA. As misturas Superpave com ligante 60-85

apresentaram FN superior ao CAP Evaloy+PPA e as misturas Marshall com ligante 60-85 valores inferiores.

Nascimento (2008) avaliou misturas asfálticas com quatro TMN e ligante CAP 20 REVAP no ensaio uniaxial de carga repetida. Nota-se que o autor não encontrou uma relação do TMN das misturas com o FN, pois o melhor comportamento foi da mistura com TMN de 25 e o pior do TMN 19 mm. Novamente como constatado na comparação com Onofre (2012), as misturas com ligante 50-70 apresentaram FN próximos e superiores às misturas de Nascimento (2008), e as misturas com ligante 60-85 os valores foram muito superiores.

Por fim, Centofante (2016) que utilizou agregado basáltico de Itaara-RS, com granulometria Faixa C ajustada pelo método Bailey e o mesmo ligante 50-70 desta pesquisa, obteve FN muito aquém aos obtidos pelas misturas desta pesquisa com o mesmo ligante asfáltico. Na mistura com 0% de fresado, a autora obteve FN de 60, indicando que o agregado de Sarandi- RS apresenta um melhor comportamento à deformação permanente, pois todas as 16 misturas apresentaram FN muito superior ao da autora. Novamente há a possibilidade da cal, presente nas 16 misturas desta pesquisa, também ter influenciado nos valores de FN, pois a autora não utilizou o material em sua pesquisa.

Além disso, nota-se que a mesma autora só obteve um aumento da resistência à deformação permanente ao aumentar o teor de substituição de fresado. O material fresado apresenta em sua composição ligante envelhecido, com excesso de asfaltenos em sua composição, aumentando assim a rigidez das misturas. Por isso a autora constatou que conforme aumenta o teor de substituição aumenta o FN, sendo que apenas a mistura com 30% de material fresado apresentou FN superior as 8 misturas com o mesmo ligante CAP 50-70 desta pesquisa, e valor superior ao recomendado por Nascimento (2008) para tráfego médio.

Esse aumento no FN com o aumento do teor de substituição encontrado por Centofante (2016) corrobora os resultados desta pesquisa, que o fator ligante asfáltico tem influência fundamental na resistência ao ATR de misturas asfálticas.

De modo geral, avaliando o ligante das misturas de Onofre (2012) -CAP Lubnor 50-70 (PG 70-18), CAP Replan 50-70 (PG 64-22), CAP PPA (ácido polifosfórico), Nascimento (2008) - CAP 20 REVAP (PG 64-22), Centofante (2016) -CAP 50-70, e o CAP 50-70 desta pesquisa, juntamente com os diferentes tipos de agregados e faixas granulométricas dessas quatro pesquisas, nenhuma apresentou valores de FN superior a 750 recomendado por Nascimento (2008) para tráfego pesado. Apenas as misturas com ligante modificado 60-85 desta pesquisa e o CAP Elvaloy+PPA de Onofre (2012) seriam recomendadas para o tráfego pesado.

Tal constatação reforça que o tipo de ligante é o fator que mais alterou a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas.

Na literatura internacional, Santagata *et al.* (2015) encontraram valor de FN superior para a mistura com ligante modificado por SBS em relação as duas misturas sem modificação no ligante, também indicando a importância do ligante asfáltico na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas.

A literatura ainda carece de correlações, laboratório-campo, do FN com a vida útil de um revestimento asfáltico em relação à deformação permanente. Buscando avaliar essa correlação, Bastos *et al.* (2015) compararam o afundamento em trilha de roda em dois trechos monitorados, BR-222 no Ceará e BR-116 em São Paulo, com os resultados de *Flow Number* em laboratório, através do ensaio uniaxial de carga repetida e *Triaxial Stress Sweep* (TSS). A mistura do cearense utilizou o CAP 50-70 da Lubnor e a paulista o CAP 30-45 da Replan. Ambas as misturas utilizaram agregados Gnáissicos provenientes de cada estado e os TMN das misturas foram de 12,5 mm. O teor de ligante foi de 5,8% para a mistura do Ceará e de 4,7% para a mistura de São Paulo.

A Tabela 44 mostra os resultados de FN para as duas misturas dos autores e o afundamento. Nota-se que a mistura do Ceará com FN de 46 e 30 apresentou valores de ATR superior a 12,5mm, valor este adotado como critério máximo por grupos de pesquisa norte-americanos (NCSU) e nacionais (Petrobras/Cenpes) em suas pistas experimentais, no quarto mês de serviço. Já a mistura de São Paulo, com FN de 1217 pelo ensaio uniaxial de carga repetida (acima do limite de 750 para tráfego pesado) e FN de 195 pelo ensaio TSS, apresentou ATR inexpressivo até os 3,5 anos de serviço. O tráfego calculado em projeto para pista cearense foi de  $1,2 \times 10^6$  e o tráfego aproximado na pista paulista foi de  $1,7 \times 10^7$ .

Tabela 44 - Resultados de FN e flecha máxima de Bastos *et al.* (2015)

Origem	<i>Flow Number</i>		Flecha máxima dentre 15 estacas (mm)	
	Ensaio uniaxial de carga repetida	TSS		
Ceará	46	30	16 (4° mês)	21 (7° mês)
São Paulo	1217	195	ATR inexpressivo (3,5 anos)	

A correlação FN e flecha em campo se correlacionaram melhor com o ensaio uniaxial de carga repetida, e os autores sugeriram alteração nas condições de ensaio do TSS.

É possível realizar uma simples comparação dos FN desta dissertação com a correlação campo-laboratório de Bastos *et al.* (2015). O valor médio do FN 457 das oito misturas com ligante 50-70 e de 4033 das oito misturas com ligante 60-85 são muito superiores às misturas cearense e paulista, respectivamente, dos autores.

Com isso, de forma empírica deduz-se que as misturas com ligante 50-70 desta dissertação apresentariam uma flecha máxima menor que os 21 mm da mistura cearense aos 7 meses. Mas o resultado mais expressivo é se com FN de 1217 da mistura paulista o ATR foi inexpressivo aos 3,5 anos de uso mesmo submetido a um tráfego de  $1,7 \times 10^7$ , para as misturas com ligante 60-85 a perspectiva de resistência à deformação permanente em campo seriam muito superiores aos 3,5 anos.

Apesar dessa simples dedução, são necessários mais estudos referentes à correlação FN laboratório com o ATR em campo, para prever de forma mais aproximada o tempo de vida útil de um pavimento submetido ao tráfego. Por exemplo, de posse do tipo de ligante, granulometria e do valor de FN, em quanto tempo um pavimento irá atingir a flecha de 12,5 mm, quando submetido a um tráfego N?

Entretanto, a pouca disponibilidade financeira dos centros de pesquisa na área de pavimentação no país limita a execução de trechos experimentais de forma a estudar paralelamente a mistura utilizada em campo no laboratório. É uma política incorreta, pois investir no estudo do pavimento significa pavimentos mais duráveis em campo, e consequentemente redução de gastos com manutenção e restauração em curto prazo.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões obtidas no decorrer da pesquisa com base nas considerações das dosagens e dos ensaios mecânicos, módulo de resiliência, resistência à tração por compressão axial, módulo complexo e *Flow Number*. Além disso, são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

### 5.1 CONCLUSÕES

A necessidade de se conhecer a influência da granulometria, do tipo e do teor de ligante no comportamento de misturas asfálticas quanto à rigidez e ao dano aumenta em virtude que o tráfego pelas vias está cada vez mais severo, seja pelo crescimento do volume de veículos, peso transportado e também pressão de inflação de pneus. Considerando as questões anteriores, este estudo buscou analisar a influência desses fatores em 16 misturas asfálticas através de ensaios laboratoriais.

Em relação à influência do método de dosagem no teor de ligante de projeto, a metodologia Superpave reduziu o teor de ligante das misturas quando comparada a metodologia Marshall. Tal redução pode ser atribuída a maior severidade na compactação por amassamento em relação à compactação por impacto. O método Bailey também reduziu o teor de ligante em relação às misturas CON correspondente. Já o ligante 60-85 aumentou o teor quando se compara com uma mesma mistura com ligante 50-70.

Em termos de variação no teor de ligante, dentre os três fatores, método de dosagem, granulometria e tipo de ligante, o que alterou foi o método de dosagem, no qual a variação foi de 0,40% a 0,75% de aumento para as misturas dosadas pelo método Marshall.

Através do ensaio de Módulo de Resiliência, constatou-se que nas três temperaturas o fator que mais alterou a rigidez das misturas foi o teor de ligante. Na temperatura de 10°C as misturas com maior teor apresentaram os maiores valores de módulo, no caso as misturas Marshall. Nas demais temperaturas, 25°C e 35°C, as misturas com menor teor de ligante, Superpave, apresentaram os maiores valores. O método Bailey e o ligante 60-85 também aumentaram a rigidez das misturas em relação as misturas CON e o ligante 50-70, respectivamente, dentro do mesmo método de dosagem. Neste caso, a granulometria e o tipo de ligante influenciaram em menor escala na rigidez das misturas.

No ensaio de resistência à tração, o tipo de ligante foi o fator que mais alterou esta propriedade nas misturas. O ligante 60-85 aumentou a resistência das misturas quando

comparado ao ligante 50-70, sendo o maior aumento na ordem de 60% e o menor na ordem de 10% na resistência. O método Bailey também aumentou o RT médio das misturas BAI quando comparadas às misturas COM.

A variação do teor de ligante devido aos diferentes métodos de dosagem provocou efeito contrário no RT das misturas conforme o tipo de ligante. Para o ligante 50-70, o aumento no teor devido ao método Marshall reduziu o valor médio do RT, já para o ligante 60-85 o aumento no teor aumentou o valor médio do RT para uma mesma mistura.

No ensaio de módulo complexo o tipo de ligante também foi o fator que mais modificou a rigidez das misturas. Em análise do espaço Cole Cole, concluiu-se que o ligante 60-85 conferiu às misturas uma maior capacidade de atenuação dos esforços, já que houve uma maior dissipação de energia interna nas misturas com ligante 50-70. Além disso, as misturas com menor teor de ligante (Superpave) também apresentaram uma maior capacidade de atenuação dos esforços.

Pelo diagrama de Black, o ligante 60-85 reduziu o ângulo de fase das misturas, indicando que a parcela elástica nessas misturas é mais atenuante que a parcela viscosa. Já as misturas com ligante 50-70 apresentaram o contrário e são mais propensas a apresentar deformação permanente em campo. Outra conclusão foi que a influência da granulometria ficou mais visível para as misturas com ligante 50-70, no qual se constatou os menores valores de ângulo de fase para as misturas BAI quando comparada as misturas CON correspondente.

Com base nos resultados das curvas mestras de módulo dinâmico, nas baixas frequências, o ligante 60-85, o método Bailey e o menor teor de ligante proporcionado pela dosagem Superpave aumentaram a rigidez das misturas asfálticas, em ordem decrescente de influência. Esse aumento da rigidez proporcionada por esses três fatores significa na prática uma melhor capacidade de distribuir as tensões recebidas do tráfego às camadas subjacentes ao pavimento, ou seja, atenua os esforços nas camadas de base.

Por fim, as curvas mestras de ângulo de fase reforçaram a maior capacidade de atenuar os esforços das misturas com ligante 60-85 e das misturas BAI. Além disso, ao se analisar uma mistura com mesmo tipo de ligante e granulometria, porém com diferentes métodos de dosagem, os maiores valores de ângulo de fase (parcela viscosa mais atuante que a parcela elástica) foram encontrados para as misturas Marshall.

Na análise a deformação permanente, através do ensaio *Flow Number*, confirmou-se o melhor comportamento das misturas com ligante 60-85 e seleção granulométrica Bailey, corroborando os resultados encontrados nos ensaios de MR, RT e E\*, tanto que as únicas

misturas indicadas para tráfego pesado seriam as com ligante 60-85. Já as misturas com ligante 50-70 apresentaram FN adequado ao tráfego médio.

O ligante 60-85 foi tão importante no FN obtido pelas misturas que aumentou de 429% a 1171% o valor do parâmetro nas misturas em relação ao ligante 50-70. Já o método Bailey também aumentou o FN, numa escala de influência menor, de 7% a 69% em relação às misturas CON.

Outra conclusão foi que o aumento no teor de ligante nas misturas, devido ao método Marshall, reduziu significativamente o FN apenas nas misturas com ligante 60-85, entretanto, mesmo assim os valores se mantiveram satisfatórios.

O fato mais interessante foi que ao comparar as dezesseis misturas com outros autores, as únicas que apresentaram FN adequado ao tráfego pesado foram as misturas com alguma modificação no ligante asfáltico. Com isso, foi possível reafirmar a importância desse material na resistência a esse tipo de dano.

As correlações CDI, módulo de resiliência a 25°C e 10 Hz com os resultados de FN apresentaram bons valores de  $R^2$ , indicando que há uma relação entre ambos os valores. No caso do MR, um aumento na rigidez aumenta o valor do FN das misturas. Já as correlações com o TDI, proporção AG e a inferência à deformação permanente não foram satisfatórios.

As misturas dessa pesquisa apresentaram um melhor comportamento em relação às outras pesquisas, Centofante (2016), Bruxel (2015) e Boeira (2014), em especial nos ensaios de MR, RT,  $E^*$  e FN. O melhor comportamento pode ser atribuído ao tipo de agregado mineral, ao menor teor de ligante das dezesseis misturas desta pesquisa. Além disso, salienta-se que a cal possa ter influenciado no melhor comportamento, pois Centofante (2016) e Bruxel (2015) não utilizaram o material em suas misturas.

De modo geral, este trabalho contribuiu para uma melhor compreensão dos fatores que mais afetam a rigidez e a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. O fator que mais influenciou nos resultados foi o tipo de ligante, com uma melhora no comportamento das misturas, tanto na rigidez como no dano, com ligante 60-85. Além disso, o método Bailey também contribuiu, em um menor nível de influência, em aumentar a rigidez das misturas. Já o método Superpave resultou em redução no teor de ligante de projeto das misturas ao se comparar com o método Marshall, o que melhorou a rigidez e o FN das misturas, entretanto, devido aos baixos teores de ligante, pode apresentar alguma susceptibilidade em desenvolver o fenômeno de fadiga.



## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Em função das análises realizadas ao longo da pesquisa, sugere-se:

- Estudar o comportamento à fadiga das misturas, de forma a analisar o impacto do baixo teor de ligante encontrado principalmente nas misturas dosadas pela metodologia Superpave;
- Utilizar outros agregados minerais com diferentes formações geológicas com os mesmos tipos de ligante para verificar se o fator que mais altera o comportamento mecânico das misturas continua sendo o tipo de ligante asfáltico;
- Utilizar outros tipos de ligante modificado de forma a comparar a influência da modificação no comportamento mecânico das misturas;
- Moldar as mesmas misturas asfálticas sem a presença da cal para analisar a influência desse componente nos ensaios de  $E^*$  e FN;
- Estudar outras metodologias de seleção granulométrica, em especial o FAD.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO, 2001, **Standard Specifications for SUPERPAVE Volumetric Mix Design**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO MP2, Washington, D. C.

AASHTO, 2002, **Mixture Conditioning of Hot-Mix Asphalt**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO R 30, Washington, D. C.

AASHTO, 2005. **Bulk Specific Gravity of Compacted Bituminous Mixtures Using Saturated Surface – Dry Specimens**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 166, Washington, D. C.

AASHTO, 2005, **Standard Method of Test for Maximum Specific Gravity of Bituminous Paving Mixtures**, American Association of State Highway and Transportation, AASHTO T 209, Washington, D. C.

AASHTO, 2005. **Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Hot-Mix Asphalt Paving Mixtures**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 209, Washington, D. C.

AASHTO, 2011, **Determining Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt (HMA)**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 342- 11, Washington, D.C.

AASHTO, 2012. **Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Hot Mix Asphalt (HMA) Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT)**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 79, Washington, D. C.

AASHTO, 2013, **Superpave Volumetric Mix Design**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO M 323 13, Washington, D. C.

ABNT, 2012. NBR 15619: **Misturas asfálticas - Determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2012.

ALSHAMSI, K., S. **Development of a Mix Design Methodology for Asphalt Mixtures with Analytically Formulated Aggregate Structures**. Tese submetida ao corpo docente da Louisiana State University em cumprimento parcial aos requisitos para o grau de Doutor. University of Birmingham, United Kingdom. Maio,2006.

ASPHALT INSTITUTE. **The Asphalt Handbook**. Lexington, Manual Series N°4 (MS-4), 599p. 1989.

ASPHALT INSTITUTE, 2011, **The Bailey Method. Achieving Volumetrics and HMA Compactability**. Asphalt Institute. Instructor Bill Pine, Heritage Research Group. Lexington, KY, January.

ASTM, 1982, **Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures**. American Society for Testing and Materials, ASTM D 4123-82, USA.

ASTM, 2003. **Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures**. American Society for Testing and Materials, ASTM D 3497-03, USA.

ASTM, 2004. **Standard Practice Preparation of Bituminous Specimens Using Marshall Apparatus**. American Society for Testing and Materials, D 2926-04, USA.

BASTOS, J. B. D.; 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. Vol.22 – No. 2, 2014.

BERNUCCI, L. B.; CAMPOS, O. S.; DOMINGUES, F. A. A.; CASTRO NETO, A. M.; RABAÇA, S. R.; FELTRIN, C. (1996). **Estudo para a formulação de CBUQ considerando a deformação permanente para as rodovias da rede DERSA**. 30ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador, BA, 1996. ABPv: v.1,p 18-34.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2010. 504 p. Incluindo Bibliografia. Patrocínio Petrobrás.

BOCK. A. L. **Desempenho à fadiga de misturas em concreto asfáltico com diferentes formas de incorporação de cal**. 2009. Trabalho de conclusão de curso, UNIJUI – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, RS, 2009.

BOEIRA, F. D. **Estudo do comportamento de concretos asfálticos com diferentes tipos de agregados e cales**. 2014. 148 p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, RS, 2014.

BORGES, R. L. **Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do Shift Model viscoplástico e ensaios triaxiais de carga repetida**. 2014. 195 p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, CE, 2014.

BROUSSEAUD, Y.; DELORME, J. L.; HIERNAUX, T. **Study of permanente deformations in asphalt with help of the Icc whell tracking rutting tester: evaluation and future prospects**. In 72ª Annual Meeting of Transportations Research Board, USA. 1993.

BRUXEL, D. F. **Estudo do comportamento viscoelástico de concretos asfálticos convencionais e modificados através de ensaios laboratoriais e de análise de desempenho**. 2015. 129 p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, RS, 2015.

BUDNY, J. **Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas**. 2012. 155 p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

CARDONA, D. A. R.; POUGET, S.; DI BENEDETTO, H.; OLARD, F. **Viscoelastic behavior characterization of a Gap-graded asphalt mixture with SBS polymer modified bitumen**. Materials Research, Vol. 18 (2), p. 373-381, 2015.

CARNEIRO, F. L. (1943) **Um Novo Método para Determinação da Resistência à Tração dos Concretos**. Comunicação, 5. Reunião Associação Brasileira de Normas Técnicas, Publ. Inst. Nac. Tecnol., Rio De Janeiro

CAVALCANTI, L. S. **Efeito de alguns modificadores de ligante na vida de fadiga e deformação permanente de misturas asfálticas**. 2010. 222 f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

CENTOFANTE, R. **Estudo laboratorial da utilização de material fresado em misturas asfálticas recicladas a quente**. 2016. 152 p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, RS, 2016.

CHOI, Y. T. **Development of a mechanistic prediction model and test protocol for the permanent deformation of asphalt concrete**. Dissertation (Doctor of Philosophy). North Carolina State University at Raleigh, 2013.

CHRISTENSEN, R.M. **Theory of viscoelasticity**. 2. Ed. New York: Academic, 1982.

COLPO, G. B. **Análise de fadiga de misturas asfálticas através do ensaio de flexão em viga quatro pontos**. 2014. 154 p. Dissertação de mestrado – 154 f. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 2014.

CUNHA, M. B. **Avaliação do Método de Bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas**. 2004. 105 p. Dissertação de M.Sc., Universidade de São Paulo - EESC, São Carlos, SP, 2004.

DAVIS, R. L., 1988, **Large stone mixes: A Historical Insight, National Asphalt Pavement**. Association Report IS 103/88, Lanham, Maryland, EUA.

DE LA ROCHE, C. **Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux: Expérimentations et Nouvelles Perspectives d'Analyse**. 1996. 185 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Ecole Centrale de Paris, Paris, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA E RODAGEM. **DNER-ME 035/98: Agregados – Determinação da abrasão Los Angeles**. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 043/95: Misturas Betuminosas a Quente – Ensaio Marshall**. Rio de Janeiro, 1995, 11p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 054/97: Equivalente de areia**. Rio de Janeiro, 1997.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 78/94: Adesividade de agregado graúdo e ligante betuminoso**. Rio de Janeiro, 1994, 2p.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 081/98**: Determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 089/94**: Agregados - Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio. Rio de Janeiro, 1994

\_\_\_\_\_. **DNER-PRO 120/97**: Coleta de Amostras de Agregados. Rio de Janeiro, 1997

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES - DNIT.  
**DNIT 031/2006 - ES: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço**. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **DNIT – ME 135/2010**: Pavimentação asfáltica – Mistura asfálticas - Determinação do módulo de resiliência - Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2010, 6p. Origem: DNER-ME 133/1994.

\_\_\_\_\_. **DNIT – ME 136/2010**: Pavimentação asfáltica – Mistura asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral - Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2010, 6p.

DI BENEDETTO, H.; CORTÉ, J. F. **Matériaux routiers**. Tome 2. 2005. 283p.

EISENMANN, J.; HILMER, A., 1987. **Influence of wheel load and inflation pressure on the rutting effect of asphalt-pavements – experiments and theoretical investigations**. In: 6th international conference on the structural design of asphalt pavements. Ann Arbor: The University of Michigan, 392–403.

EULA – European Lime Association. **Hydrated lime: a proven additive for durable asphalt pavements. Critical literature review**. Report to the European Lime Association/ Asphalt Task Force. September, 2010.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV**. 2007. 315 f. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2007.

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

GOUVEIA, L. T. **Contribuições ao estudo da influência de propriedades de agregados no comportamento de misturas asfálticas densas**. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Carlos, São Carlos, SP, 2006.

JACKSON, N.M.; CZOR, L.J. **100-mm-diameter mold used with Superpave gyratory compactor**. Journal of Materials in Civil Engineering, 2003

JOLIET, Y.; MALLOT, M. **Precautions when interpreting rutting results from the LCPC traffic simulator**. 2º Eurasphalt & Eurobitume Congress Barcelona, 2000.

- HUNTER, R. N. **Asphalts in road construction**. London: Thomas Telford Ed., 2000.
- KALOUSH, K. E.; WITCZAK, M. W. **Tertiary flow characteristics of asphalt mixtures**. **Journal of the Association of Asphalt Pavement Technologist**, V.71, 2002, pp. 248-280.
- LEITE, L. F. M. **Estudos de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímero**. 1999. Tese (Doutorado em Ciência e Tecnologia de Polímeros) – Instituto de Macromoléculas Professora Eloisa Mano, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- LITTLE, D. N.; EPPS, J. A.; SEBAALY, P. E. **The benefits of hydrated Lime in hot mix asphalt**. **Report for National Lime Association**, 80 p., 2006.
- LITTLE, D. N.; PETERSEN, J. O.; JACKSON, N. C. **Analysis of the influence of low density polyethylene modification (novophalt) of asphalt concrete on mixture shear strength and creep deformation potential**. Polymer Modified Asphalt Bindersm American Society for testing and materials, ASTM STP 1108, p. 186-202
- MAHBOUB, K.; LITTLE. D. N (1988). **Improved Asphalt Concrete Design Procedure**, Research Report 474- 1F, Texas Transportation Institute.
- MAHMOUD, A.F.F.; BAHIA, H. (2004) **Using the Gyratory Compactor to Measure Mechanical Stability of Asphalt Mixtures**, Wisconsin Highway Research Program. Projeto Número 0092-01-02.
- MEDINA, J.; MOTTA L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 2ª Edição, Rio de Janeiro-RJ, Editora UFRJ, 2005.
- MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3º ed. – Rio de Janeiro: interciência, 2015, 638 p.
- MENDES, L. O. **Utilização do método Bailey para a seleção de agregados em dosagem de misturas asfálticas**. 2011. 130 p. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, RJ, 2011.
- MERIGHI, J. V. **Estudo da deformação permanente de misturas asfálticas em laboratório**. 1999. 275 p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.
- MOMM, L. **Estudo dos Efeitos da Granulometria sobre a Macrotextura Superficial do Concreto e seu Comportamento Mecânico**, Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), São Paulo, SP, 1998.
- MOURA, E. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. 2010. 299 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, 2010.
- MOURÃO, F.A.L. **Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA**. 2003. 131 p. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2003.

NASCIMENTO, L.A. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente.** Rio de Janeiro, 2008, 204 p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

OLARD, F.; DI BENEDETTO, H. **General “2S2P1D” Model and Relation Between the Linear Viscoelastic Behaviours of Bituminous Binders and Mixes.** Road Materials and Pavement Design, 4:2, 185-224, 2003.

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

OTTO, G. G. **Misturas Asfálticas Mornas - Verificação da Fadiga e do Módulo Complexo.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

PAPAZIAN, H. S. **The Response of Linear Viscoelastic Materials in the Frequency Domain with Emphasis on Asphaltic Concrete,** (1st) International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 454-463, 1962.

PEREIRA, M. M. L. **Estudo de mistura asfáltica de módulo elevado para camadas de base de pavimento.** 2012. 143 p. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2012.

PERRET, J. **Déformations des Couches Bitumineuses au Passage D'une Charge de Traffic.** 2003. 263 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2003.

PONTE, R. S.; BRANCO, V. T. F. C.; HOLANDA, A. S.; SOARES, J. B. **Avaliação de diferentes metodologias para obtenção do Módulo de Resiliência de misturas asfálticas.** Revista Transportes. Vol.22 – No. 2, 2014.

RIVIERE, N. **Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux.** 1996. 200 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Université de Bordeaux I, Bordeaux, 1996.

ROBERTS, F. L. *et al.* **Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction.** NAPA Research and Education Foundation, Lanham, Maryland, 1996, 2<sup>a</sup> edição. NCAT

ROBERTS, F.L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R.; LEE, D.Y.; KENNEDY, T.W. (1991). **Hot mix asphalt materials, mixture design, and construction.** 1<sup>a</sup> ed. Napa Education Foundation. Lanham, Maryland, 1991.

ROSSATO, F. P. **Avaliação do fenômeno de fadiga e das propriedades elásticas de misturas asfálticas com diferentes ligantes em variadas temperaturas.** 2015. 219 p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Santa Maria, RS, 2015.

SANTAGATA, E.; BAGLIERI, O.; ALAM, M.; RIVIERA, P. P. **Evolution of rutting properties of bituminous binders by means of single shear creep-recovery (SSCR) tests and correlation with mixture performance**, 8<sup>th</sup> RILEM international Symposium Testing and Characterization of Sustainable and Innovative Bituminous Materials, Volume 11, p. 745-756. RILEM, 2015.

SPECHT, L. P. **Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus**. 2004. 279 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, RS, 2004.

SUBRAMANIAN, V. A. **Viscoplastic model with rate-dependent hardening for asphalt concrete in compression**. Dissertation (Doctor of Philosophy). North Carolina State University, NC, 2011.

UGE, P.; VAN DE LOO, P. J. **Permanent deformation of asphalt mixes**. Koninklijke/Shell-Laboratorium, Amsterdã, Holanda. Novembro, 1974.

VALKERING, C. P. *et al.* **Rutting resistance of asphalt mixes containing nonconventional and polimer-modified binders**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v.59, p.590-609, 1990.

VALKERING, C. P. (1990). **Thermoplastic rubbers for the modification of bitumens. Improved elastic recovery for high deformation resistance of asphalt mixes**. Proceeding; 8, 15' ARRB conference, Part 2, | -19.

VASCONCELOS, K. L. **Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes granulometria**. 2004. 149 p. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2004.

VAVRIK, W. R.; HUBER, G.; PINE, W. J. **Bailey method for gradation selection in HMA mixture design**, Transportation Research Board: Transportation Research Circular Number E-C044, Washington, D. C., EUA. Outubro. 2002a.

VAVRIK, W. R.; PINE, W. J.; CARPENTER, S. H. **Aggregate blending for asphalt mix design – Bailey Method**. Transportation Research Record, n°. 1789 – Paper n° 02-3629, p°. 146-153. (2002b).

VAVRIK, W. R.; PINE, W. J.; HUBER, G. A.; *et al.*, 2001, **“The Bailey Method of Gradation Evaluation: The influence of aggregate gradation and packing characteristics on voids in mineral aggregate”**, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 70.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K. E; PELLINEN, T. K.; EL-BASYOUNY, M.; VON *et al.*, 2002, **Simple performance test for Superpave mix design**, National Cooperative Highway Research Program –NCHRP Report 465, Washington, D. C., EUA.

WITCZAK, M. W. **Specification criteria for simple performance test for rutting**, NCHRP Report 580, Transportation Research Board, Washington, D. C., 2007.



## APÊNDICE A

### Apêndice A<sub>1</sub> –Módulo de resiliência na frequência de 25 Hz

(Continua)

Temperatura (°C)	Mistura	MD (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	CV (%)
10°C	S CON FXB 50-70	15932	771	4,85
	S BAI FXB 50-70	17881	1358	7,80
	S CON FXC 50-70	16479	1102	6,78
	S BAI FXC 50-70	17540	1312	7,51
	S CON FXB 60-85	17784	1179	6,65
	S BAI FXB 60-85	18261	1336	7,34
	S CON FXC 60-85	16255	1248	7,68
	S BAI FXC 60-85	17805	1212	6,78
	M CON FXB 50-70	18068	1074	5,94
	M BAI FXB 50-70	18503	1265	6,94
	M CON FXC 50-70	17686	1152	6,59
	M BAI FXC 50-70	18368	1032	5,66
	M CON FXB 60-85	17231	1400	8,16
	M BAI FXB 60-85	18570	1029	5,52
	M CON FXC 60-85	18009	1222	6,79
	M BAI FXC 60-85	18969	1444	7,61
25°C	S CON FXB 50-70	10913	360	3,30
	S BAI FXB 50-70	11005	433	3,92
	S CON FXC 50-70	9884	338	3,41
	S BAI FXC 50-70	10014	445	4,26
	S CON FXB 60-85	12225	436	3,58
	S BAI FXB 60-85	12824	585	4,59
	S CON FXC 60-85	11400	429	3,71
	S BAI FXC 60-85	12124	528	4,30
	M CON FXB 50-70	8957	328	3,67
	M BAI FXB 50-70	9146	419	4,65
	M CON FXC 50-70	8794	341	3,89
	M BAI FXC 50-70	8782	356	4,05
	M CON FXB 60-85	9212	455	4,88
	M BAI FXB 60-85	9430	411	4,32
	M CON FXC 60-85	9037	461	4,78
	M BAI FXC 60-85	9037	461	4,78

(Conclusão)

Temperatura (°C)	Mistura	MR (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	CV (%)
35°C	S CON FXB 50-70	4970	516	9,12
	S BAI FXB 50-70	4888	484	9,80
	S CON FXC 50-70	3478	227	6,44
	S BAI FXC 50-70	4702	378	8,72
	S CON FXB 60-85	5046	311	6,26
	S BAI FXB 60-85	5124	287	5,89
	S CON FXC 60-85	5132	254	4,90
	S BAI FXC 60-85	5811	321	5,46
	M CON FXB 50-70	3312	196	5,88
	M BAI FXB 50-70	2734	147	5,14
	M CON FXC 50-70	3040	172	5,69
	M BAI FXC 50-70	3454	248	7,11
	M CON FXB 60-85	3564	144	4,06
	M BAI FXB 60-85	3521	124	3,83
	M CON FXC 60-85	3761	148	3,84
	M BAI FXC 60-85	3942	171	4,35

### Apêndice A2 – Módulo de resiliência na frequência de 10 Hz

(Continua)

Temperatura (°C)	Mistura	MR (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	CV (%)
10°C	S CON FXB 50-70	15083	725	4,67
	S BAI FXB 50-70	16462	1154	7,06
	S CON FXC 50-70	15528	665	6,13
	S BAI FXC 50-70	15961	1142	6,48
	S CON FXB 60-85	16288	870	5,36
	S BAI FXB 60-85	16539	1069	6,47
	S CON FXC 60-85	15328	994	6,45
	S BAI FXC 60-85	16112	908	5,68
	M CON FXB 50-70	17048	1002	5,91
	M BAI FXB 50-70	17491	1035	5,90
	M CON FXC 50-70	16865	17173	6,66
	M BAI FXC 50-70	17231	1012	5,99
	M CON FXB 60-85	15855	876	6,79

(Conclusão)

Temperatura (°C)	Mistura	MR (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	CV (%)
10°C	M BAI FXB 60-85	17535	1186	6,77
	M CON FXC 60-85	16905	1107	6,54
	M BAI FXC 60-85	17592	1442	8,23
25°C	S CON FXB 50-70	9366	225	2,40
	S BAI FXB 50-70	9496	315	3,31
	S CON FXC 50-70	8658	332	3,86
	S BAI FXC 50-70	9001	337	3,74
	S CON FXB 60-85	10700	411	3,87
	S BAI FXB 60-85	10946	383	3,47
	S CON FXC 60-85	9968	252	2,52
	S BAI FXC 60-85	10618	389	3,71
	M CON FXB 50-70	7722	321	4,17
	M BAI FXB 50-70	8214	401	4,71
	M CON FXC 50-70	7570	300	4,00
	M BAI FXC 50-70	7541	288	3,80
	M CON FXB 60-85	8242	327	3,93
	M BAI FXB 60-85	8278	310	3,70
	M CON FXC 60-85	7863	303	4,08
	M BAI FXC 60-85	7863	303	4,08
35°C	S CON FXB 50-70	3394	174	5,12
	S BAI FXB 50-70	3128	220	7,01
	S CON FXC 50-70	2348	87	3,71
	S BAI FXC 50-70	2794	294	4,72
	S CON FXB 60-85	3603	157	5,01
	S BAI FXB 60-85	3711	183	4,94
	S CON FXC 60-85	3759	175	4,89
	S BAI FXC 60-85	4222	234	5,56
	M CON FXB 50-70	2269	80	3,56
	M BAI FXB 50-70	1859	70	3,79
	M CON FXC 50-70	2198	97	4,42
	M BAI FXC 50-70	2311	94	4,00
	M CON FXB 60-85	2562	70	2,68
	M BAI FXB 60-85	2372	52	2,66
	M CON FXC 60-85	2784	759	3,08
	M BAI FXC 60-85	2938	82	2,82

## Apêndice A3 – Módulo de resiliência na frequência de 5 Hz

(Continua)

Temperatura (°C)	Mistura	MR (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	CV (%)
10°C	S CON FXB 50-70	14216	815	5,69
	S BAI FXB 50-70	15454	702	4,56
	S CON FXC 50-70	14452	993	6,48
	S BAI FXC 50-70	14656	895	6,12
	S CON FXB 60-85	15251	751	4,96
	S BAI FXB 60-85	15398	967	6,31
	S CON FXC 60-85	14316	922	6,43
	S BAI FXC 60-85	14708	586	4,11
	M CON FXB 50-70	15842	1005	6,46
	M BAI FXB 50-70	16056	1082	6,73
	M CON FXC 50-70	15564	1035	6,60
	M BAI FXC 50-70	16057	859	6,49
	M CON FXB 60-85	14683	1025	7,17
	M BAI FXB 60-85	16146	942	5,82
	M CON FXC 60-85	15812	1019	6,40
M BAI FXC 60-85	16334	863	5,31	
25°C	S CON FXB 50-70	7976	203	2,51
	S BAI FXB 50-70	8056	278	3,47
	S CON FXC 50-70	7284	242	3,32
	S BAI FXC 50-70	7825	279	3,60
	S CON FXB 60-85	9266	265	2,85
	S BAI FXB 60-85	9762	259	2,45
	S CON FXC 60-85	8707	278	3,15
	S BAI FXC 60-85	9139	211	2,39
	M CON FXB 50-70	6850	272	3,96
	M BAI FXB 50-70	7111	304	4,29
	M CON FXC 50-70	6418	285	4,43
	M BAI FXC 50-70	6455	239	3,76
	M CON FXB 60-85	7210	218	2,97
	M BAI FXB 60-85	7326	248	3,34
	M CON FXC 60-85	6960	275	4,10
M BAI FXC 60-85	6960	275	4,10	
35°C	S CON FXB 50-70	2570	109	4,31
	S BAI FXB 50-70	2307	124	4,98
	S CON FXC 50-70	1780	74	4,21

(Conclusão)

Temperatura (°C)	Mistura	MR (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	CV (%)
35°C	S BAI FXC 50-70	2098	92	4,27
	S CON FXB 60-85	2945	96	3,25
	S BAI FXB 60-85	3066	134	4,38
	S CON FXC 60-85	3110	88	2,85
	S BAI FXC 60-85	3317	165	4,89
	M CON FXB 50-70	1694	73	3,86
	M BAI FXB 50-70	1437	54	3,75
	M CON FXC 50-70	1638	64	3,84
	M BAI FXC 50-70	1743	77	4,36
	M CON FXB 60-85	2056	61	2,91
	M BAI FXB 60-85	1858	57	3,08
	M CON FXC 60-85	2232	70	3,14
	M BAI FXC 60-85	2385	70	2,96

## APÊNDICE B

### Apêndice B – Dados gerais dos ensaios de módulo complexo

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
S CON FXB 50-70	-10	25	34475	707	2	1,61	0,18	11
	-10	20	34362	654	2	1,7	0,12	7
	-10	10	33948	634	2	1,88	0,17	9
	-10	5	33436	621	2	2,08	0,21	10
	-10	2	32690	578	2	2,43	0,16	7
	-10	1	32080	564	2	2,72	0,18	7
	-10	0,5	31718	47	0	3,06	0,19	6
	-10	0,2	30876	160	1	3,54	0,21	6
	-10	0,1	29542	470	2	3,99	0,28	7
	-10	0,01	26630	85	0	5,33	0,33	6
	4	25	27621	1145	4	4,87	0,07	1
	4	20	27311	1127	4	5,04	0,06	1
	4	10	26337	1117	4	5,61	0,09	2
	4	5	25263	1101	4	6,25	0,06	1
	4	2	23701	1055	5	7,2	0,10	1
	4	1	22435	1003	5	8,02	0,13	2
	4	0,5	21114	964	5	8,91	0,23	2
	4	0,2	19297	892	5	10,29	0,23	2
	4	0,1	17903	768	4	11,44	0,27	2
	4	0,01	13491	457	3	15,95	0,30	2
	21	25	18129	2002	10	12,48	0,80	7
	21	20	17620	1936	10	12,82	0,71	6
	21	10	15981	1841	11	14,37	0,80	6
	21	5	14335	1715	11	15,92	0,81	5
	21	2	12178	1593	12	18,29	0,95	5
	21	1	10607	1459	13	20,19	1,03	5
	21	0,5	9109	1330	13	22,23	1,14	5
	21	0,2	7217	946	12	25,02	1,17	5
	21	0,1	5954	1008	15	27,19	1,25	5
	21	0,01	2866	445	14	32,89	0,49	1
	37	25	6011	468	8	32,75	0,39	1
	37	20	5633	431	8	31,97	0,68	2
	37	10	4282	327	8	34,02	0,80	2
37	5	3098	242	8	36,16	0,86	2	
37	2	1936	159	8	38,3	0,80	2	
37	1	1317	105	8	39,14	0,75	2	

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> φ (°)	<i>DP</i> φ (°)	<i>CV (%)</i> φ (°)
S CON FXB 50-70	37	0,5	918	81	9	38,42	0,85	2
	37	0,2	582	49	8	36,72	0,62	2
	37	0,1	418	33	8	34,75	0,54	2
	37	0,01	189	10	5	26,37	0,43	2
	54	25	1330	1	0	38,8	1,21	3
	54	20	1172	14	1	37,64	1,18	3
	54	10	794	25	3	36,31	0,81	2
	54	5	532	18	3	35,3	0,69	2
	54	2	319	22	7	33,41	0,78	2
	54	1	238	24	10	30,22	0,91	3
	54	0,5	194	22	11	26,42	1,33	5
	54	0,2	157	21	13	22,31	1,00	5
	54	0,1	139	25	18	20,25	0,20	1
	54	0,01	108	33	31	16,47	1,61	10

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> φ (°)	<i>DP</i> φ (°)	<i>CV (%)</i> φ (°)
S BAI FX B 50-70	-10	25	32656	1401	4	1,76	0,25	14,46
	-10	20	32540	1295	4	1,90	0,16	8,19
	-10	10	32074	1239	4	2,15	0,06	2,63
	-10	5	31569	1184	4	2,38	0,09	3,87
	-10	2	30797	1230	4	2,78	0,09	3,31
	-10	1	30169	1204	4	3,10	0,12	3,88
	-10	0,5	29456	1196	4	3,46	0,08	2,25
	-10	0,2	28432	1161	4	3,96	0,04	1,07
	-10	0,1	27623	1119	4	4,38	0,02	0,48
	-10	0,01	24772	1204	5	5,96	0,02	0,36
	4	25	27621	1574	6	4,50	0,52	11,63
	4	20	27311	1567	6	4,66	0,54	11,53
	4	10	26337	1507	6	5,26	0,50	9,55
	4	5	25263	1432	6	5,86	0,56	9,54
	4	2	23701	1278	6	6,76	0,62	9,20
	4	1	22435	1154	5	7,53	0,70	9,30
	4	0,5	21114	1047	5	8,41	0,71	8,41
	4	0,2	19297	921	5	9,79	0,71	7,30
	4	0,1	17903	846	5	10,82	0,88	8,10

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> <i>°C</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Média</i> <i>(MPa)</i> <i> E* </i>	<i>DP</i> <i>(MPa)</i> <i> E* </i>	<i>CV (%)</i> <i> E* </i>	<i>Média</i> <i>φ (°)</i>	<i>DP</i> <i>φ (°)</i>	<i>CV (%)</i> <i>φ (°)</i>
S BAI FX B 50-70	4	0,01	13491	585	4	15,87	0,11	0,71
	21	25	19687	185	1	10,42	0,06	0,54
	21	20	19098	170	1	10,91	0,17	1,56
	21	10	17421	141	1	12,33	0,25	2,01
	21	5	15730	80	1	13,86	0,27	1,94
	21	2	13538	29	0	16,16	0,59	3,63
	21	1	11921	33	0	18,04	0,69	3,80
	21	0,5	10330	95	1	20,09	0,67	3,34
	21	0,2	8313	91	1	22,82	0,71	3,13
	21	0,1	6877	99	1	24,89	0,75	3,01
	21	0,01	3233	110	3	32,02	0,49	1,55
	37	25	5944	154	3	33,06	0,52	1,56
	37	20	5564	162	3	32,58	0,48	1,48
	37	10	4218	182	4	34,85	0,67	1,93
	37	5	3057	175	6	36,96	0,73	1,97
	37	2	1915	139	7	38,81	0,64	1,64
	37	1	1316	107	8	39,18	0,47	1,19
	37	0,5	918	79	9	38,51	0,40	1,03
	37	0,2	584	57	10	36,75	0,42	1,15
	37	0,1	423	42	10	34,87	0,49	1,40
	37	0,01	192	18	9	27,01	0,72	2,67
	54	25	1141	151	13	40,75	0,57	1,39
	54	20	1013	131	13	39,35	1,23	3,13
	54	10	687	97	14	37,97	1,39	3,65
	54	5	461	85	18	36,72	0,37	1,02
	54	2	278	74	26	34,48	0,59	1,70
	54	1	208	59	29	30,22	0,83	2,76
	54	0,5	172	44	25	25,88	0,55	2,13
54	0,2	142	33	23	21,20	0,00	0,00	
54	0,1	127	28	22	18,46	0,28	1,53	
54	0,01	102	25	24	14,47	1,68	11,59	



(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> •C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> φ (°)	<i>DP</i> φ (°)	<i>CV (%)</i> φ (°)
S CON FX C 50-70	-10	25	32583	688	2	1,98	0,06	3
	-10	20	32472	724	2	2,07	0,05	2
	-10	10	32040	825	3	2,22	0,06	3
	-10	5	31522	849	3	2,45	0,17	7
	-10	2	30767	967	3	2,83	0,21	7
	-10	1	30111	1045	3	3,14	0,30	9
	-10	0,5	29411	1109	4	3,60	0,30	8
	-10	0,2	28345	1197	4	4,08	0,39	10
	-10	0,1	27456	1334	5	4,50	0,42	9
	-10	0,01	24318	1246	5	6,30	0,52	8
	4	25	25893	1167	5	4,86	0,13	3
	4	20	25624	1206	5	5,08	0,09	2
	4	10	24656	1148	5	5,67	0,04	1
	4	5	23564	1095	5	6,32	0,06	1
	4	2	22010	984	4	7,24	0,13	2
	4	1	20761	872	4	8,09	0,19	2
	4	0,5	19452	765	4	9,02	0,27	3
	4	0,2	17690	608	3	10,39	0,42	4
	4	0,1	16337	480	3	11,60	0,52	4
	4	0,01	11993	455	4	16,58	0,72	4
	21	25	15096	132	1	13,46	0,78	6
	21	20	14693	55	0	13,92	0,71	5
	21	10	13259	88	1	15,66	0,74	5
	21	5	11765	87	1	17,58	0,75	4
	21	2	9837	82	1	20,24	0,80	4
	21	1	8468	71	1	22,33	0,83	4
	21	0,5	7143	71	1	24,53	0,86	4
	21	0,2	5529	84	2	27,46	0,95	3
	21	0,1	4438	93	2	29,52	0,98	3
	21	0,01	1865	175	9	35,08	1,27	4
	37	25	5414	385	7	34,09	0,50	1
	37	20	5019	324	6	33,82	0,25	1
	37	10	3770	296	8	35,98	0,05	0
	37	5	2718	253	9	38,08	0,06	0
	37	2	1699	190	11	39,86	0,16	0
	37	1	1176	146	12	39,98	0,45	1
37	0,5	837	120	14	38,70	0,39	1	
37	0,2	550	89	16	36,02	0,16	0	
37	0,1	413	76	18	33,54	0,03	0	

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> •C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
S CON FX C 50-70	37	0,01	210	55	26	24,49	0,84	3
	54	25	1397	260	19	43,45	3,66	9
	54	20	1244	241	19	41,09	2,60	7
	54	10	849	164	19	39,56	2,09	5
	54	5	569	98	17	38,27	1,53	4
	54	2	345	59	17	36,4	1,51	4
	54	1	256	42	16	32,38	0,83	3
	54	0,5	205	29	14	28,29	0,40	1
	54	0,2	161	21	13	23,51	0,74	3
	54	0,1	140	21	15	20,75	1,29	6
	54	0,01	94	51	54	38,93	19,73	79

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> •C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
S BAI FX C 50-70	-10	25	33253	595	2	1,63	0,15	9
	-10	20	32977	679	2	1,71	0,21	12
	-10	10	32531	629	2	1,95	0,22	11
	-10	5	31996	552	2	2,20	0,25	12
	-10	2	31250	469	2	2,55	0,33	13
	-10	1	30594	354	1	2,88	0,28	10
	-10	0,5	29905	286	1	3,22	0,34	11
	-10	0,2	28840	149	1	3,77	0,45	12
	-10	0,1	27996	59	0	4,22	0,42	10
	-10	0,01	25174	78	0	5,92	0,64	11
	4	25	26112	151	1	4,31	0,98	23
	4	20	26264	568	2	5,26	0,23	4
	4	10	25217	641	3	6,12	0,13	2
	4	5	24023	665	3	6,82	0,14	2
	4	2	22312	672	3	7,92	0,19	2
	4	1	20920	697	3	8,89	0,21	2
	4	0,5	19477	682	4	9,94	0,21	2
	4	0,2	17508	664	4	11,43	0,08	1
	4	0,1	16030	554	3	12,76	0,43	3
	4	0,01	11685	39	0	17,50	0,04	0
	21	25	17402	563	3	12,42	0,82	7
	21	20	16897	587	3	13,04	0,57	4
	21	10	15249	602	4	14,64	0,63	4

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> <i>•C</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Média</i> <i>(MPa)</i> <i>/E*/</i>	<i>DP</i> <i>(MPa)</i> <i>/E*/</i>	<i>CV (%)</i> <i>/E*/</i>	<i>Média</i> <i>φ (°)</i>	<i>DP</i> <i>φ (°)</i>	<i>CV (%)</i> <i>φ (°)</i>
S BAI FX C 50-70	21	5	13604	585	4	16,43	0,68	4
	21	2	11479	581	5	19,01	0,70	4
	21	1	9964	590	6	21,09	0,70	3
	21	0,5	8497	554	7	23,21	0,75	3
	21	0,2	6690	481	7	26,17	0,80	3
	21	0,1	5451	402	7	28,26	0,69	2
	21	0,01	2365	183	8	34,06	0,43	1
	37	25	4907	216	4	34,81	0,08	0
	37	20	4337	156	4	34,36	0,43	1
	37	10	3444	184	5	36,52	0,79	2
	37	5	2483	161	6	38,66	1,18	3
	37	2	1538	109	7	40,83	2,00	5
	37	1	1049	62	6	41,47	2,72	7
	37	0,5	730	41	6	40,75	3,09	8
	37	0,2	463	13	3	38,69	3,25	8
	37	0,1	332	4	1	36,43	3,14	9
	37	0,01	193	53	28	34,26	11,77	34
	54	25	1156	142	12	40,55	3,31	8
	54	20	1031	127	12	39,06	3,02	8
	54	10	708	74	10	36,79	2,77	8
	54	5	478	42	9	35,24	2,92	8
	54	2	290	16	6	33,07	3,03	9
	54	1	220	6	3	29,37	3,03	10
	54	0,5	181	1	0	25,50	2,92	11
54	0,2	146	1	1	21,57	2,57	12	
54	0,1	128	1	1	19,15	1,20	6	
54	0,01	103	5	5	13,94	1,09	8	

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
S CON FX B 60-85	-10	25	32256	1259	4	1,73	0,21	12
	-10	20	32055	1198	4	1,91	0,30	16
	-10	10	31602	1264	4	2,08	0,23	11
	-10	5	31099	1334	4	2,31	0,30	13
	-10	2	30351	1404	5	2,66	0,33	13
	-10	1	29723	1504	5	2,95	0,36	12
	-10	0,5	29043	1564	5	3,29	0,36	11
	-10	0,2	28053	1626	6	3,75	0,48	13
	-10	0,1	27210	1685	6	4,11	0,44	11
	-10	0,01	24233	1239	5	5,45	0,36	7
	4	25	27767	435	2	4,37	0,21	5
	4	20	27391	268	1	4,66	0,07	2
	4	10	26417	262	1	5,13	0,29	6
	4	5	25312	223	1	5,76	0,25	4
	4	2	23774	163	1	6,58	0,23	4
	4	1	22532	103	0	7,27	0,25	4
	4	0,5	21231	62	0	8,04	0,35	4
	4	0,2	19435	12	0	9,20	0,38	4
	4	0,1	18018	56	0	10,21	0,41	4
	4	0,01	13408	382	3	14,38	1,04	7
	21	25	16570	388	2	11,96	0,57	5
	21	20	16174	494	3	12,40	0,63	5
	21	10	14716	542	4	13,71	0,88	6
	21	5	13259	569	4	15,17	1,02	7
	21	2	11393	593	5	17,32	1,29	7
	21	1	10014	598	6	19,00	1,38	7
	21	0,5	8698	572	7	20,68	1,42	7
	21	0,2	7050	524	7	23,01	1,36	6
	21	0,1	5904	447	8	24,72	1,17	5
	21	0,01	2915	163	6	30,08	0,66	2
	37	25	5510	429	8	30,24	0,51	2
	37	20	5204	424	8	30,15	0,40	1
	37	10	4103	271	7	31,32	0,24	1
37	5	3173	174	5	32,61	0,31	1	
37	2	2169	50	2	33,57	0,81	2	
37	1	1614	17	1	33,73	0,99	3	
37	0,5	1216	11	1	33,21	1,45	4	

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> •C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
S CON FX B 60-85	37	0,2	849	20	2	32,04	2,09	7
	37	0,1	657	25	4	30,89	2,57	8
	37	0,01	329	37	11	26,71	4,25	16
	54	25	1462	307	21	36,82	0,63	2
	54	20	1346	276	21	35,32	0,74	2
	54	10	988	211	21	34,21	0,99	3
	54	5	713	159	22	33,34	1,16	3
	54	2	473	105	22	32,01	1,06	3
	54	1	371	78	21	30,40	0,21	1
	54	0,5	306	69	23	27,71	1,13	4
	54	0,2	242	56	23	25,16	1,34	5
	54	0,1	205	49	24	23,40	1,71	7
54	0,01	138	37	27	16,58	1,30	8	

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> •C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
S BAI FX B 60-85	-10	25	29695	917	3	1,61	0,43	27
	-10	20	29526	877	3	1,81	0,25	14
	-10	10	29163	911	3	2,01	0,28	14
	-10	5	28703	902	3	2,23	0,32	14
	-10	2	28060	932	3	2,64	0,28	10
	-10	1	27504	950	3	2,94	0,21	7
	-10	0,5	26894	934	3	3,27	0,30	9
	-10	0,2	25995	925	4	3,69	0,37	10
	-10	0,1	25299	856	3	3,91	0,52	13
	-10	0,01	22905	663	3	5,78	0,36	6
	4	25	26202	1182	5	4,77	0,68	14
	4	20	25912	1129	4	5,21	0,86	17
	4	10	24880	915	4	5,50	0,71	13
	4	5	23777	723	3	6,07	0,84	14
	4	2	22209	448	2	6,87	0,95	14
	4	1	20952	245	1	7,56	1,12	15
	4	0,5	19642	35	0	8,36	1,24	15
	4	0,2	17872	205	1	9,51	1,47	15
	4	0,1	16580	340	2	10,48	1,54	15
	4	0,01	12098	887	7	14,53	2,23	15
21	25	16686	287	2	10,17	1,94	19	

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
S BAI FX B 60-85	21	20	16258	6	0	11,09	1,35	12
	21	10	14832	119	1	12,86	0,65	5
	21	5	13368	199	1	14,35	0,74	5
	21	2	11430	314	3	16,50	0,91	5
	21	1	10018	353	3	18,26	1,03	6
	21	0,5	8667	381	4	20,07	1,13	6
	21	0,2	6962	425	6	22,63	1,26	6
	21	0,1	5789	433	7	24,52	1,27	5
	21	0,01	2620	503	17	29,97	0,87	3
	37	25	5342	249	5	30,72	1,86	6
	37	20	5100	202	4	30,12	1,65	5
	37	10	4027	80	2	31,71	1,73	5
	37	5	3095	4	0	33,09	1,76	5
	37	2	2119	47	2	34,27	1,68	5
	37	1	1543	88	6	34,42	1,22	4
	37	0,5	1168	77	7	33,51	0,86	3
	37	0,2	809	54	7	32,27	0,32	1
	37	0,1	622	38	6	31,02	0,11	0
	37	0,01	298	6	2	26,91	1,38	5
	54	25	1373	37	3	36,73	1,26	3
	54	20	1272	54	4	35,22	1,32	4
	54	10	958	39	4	34,31	0,39	1
	54	5	700	31	4	33,42	0,11	0
	54	2	463	11	2	32,39	1,00	3
	54	1	352	19	5	30,41	0,57	2
	54	0,5	289	11	4	28,09	0,37	1
	54	0,2	232	4	2	25,72	1,47	6
	54	0,1	200	3	1	23,97	1,15	5
54	0,01	187	64	34	15,22	2,57	15	

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
S CON FX C 60-85	-10	25	29091	208	1	2,09	0,08	4
	-10	20	29034	249	1	2,10	0,05	2
	-10	10	28586	330	1	2,33	0,06	2
	-10	5	28097	348	1	2,62	0,06	2
	-10	2	27345	380	1	3,02	0,01	0
	-10	1	26700	398	1	3,36	0,01	0
	-10	0,5	26011	413	2	3,71	0,03	1
	-10	0,2	25009	420	2	4,24	0,03	1
	-10	0,1	24190	462	2	4,64	0,03	1
	-10	0,01	21351	607	3	6,18	0,07	1
	4	25	23682	700	3	5,38	0,69	13
	4	20	23332	654	3	5,63	0,49	9
	4	10	22297	622	3	6,21	0,55	9
	4	5	21199	653	3	6,86	0,69	10
	4	2	19679	668	3	7,82	0,70	9
	4	1	18462	679	4	8,62	0,76	9
	4	0,5	17236	691	4	9,53	0,85	9
	4	0,2	15540	679	4	10,90	0,95	9
	4	0,1	14263	668	5	11,99	0,99	8
	4	0,01	10644	462	4	16,30	1,57	10
	21	25	15713	692	4	11,06	0,03	0
	21	20	15332	768	5	11,62	0,21	2
	21	10	13996	827	6	13,33	0,48	4
	21	5	12603	827	7	14,89	0,45	3
	21	2	10818	857	8	17,13	0,41	2
	21	1	9529	828	9	18,96	0,32	2
	21	0,5	8275	798	10	20,92	0,21	1
	21	0,2	6714	724	11	23,62	0,06	0
	21	0,1	5607	663	12	25,59	0,11	0
	21	0,01	2657	361	14	29,88	1,07	4
	37	25	4714	681	14	31,20	1,44	5
	37	20	4447	680	15	30,89	1,56	5
	37	10	3507	610	17	32,45	1,75	5
37	5	2701	544	20	33,56	1,79	5	
37	2	1858	434	23	34,49	1,75	5	
37	1	1394	344	25	34,51	1,55	4	
37	0,5	1053	260	25	33,92	1,09	3	
37	0,2	727	175	24	32,79	0,57	2	
37	0,1	558	125	22	31,63	0,02	0	

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
S CON FX C 60-85	37	0,01	264	37	14	27,40	0,71	3
	54	25	1408	5	0	36,57	1,36	4
	54	20	1308	1	0	35,15	1,27	4
	54	10	980	8	1	33,85	1,54	5
	54	5	725	19	3	32,82	1,97	6
	54	2	483	22	5	31,73	2,42	8
	54	1	382	22	6	29,42	2,72	9
	54	0,5	315	28	9	27,14	2,91	11
	54	0,2	250	30	12	24,73	3,05	12
	54	0,1	214	30	14	23,12	2,71	12
54	0,01	140	29	21	18,88	1,57	8	

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
S BAI FX C 60-85	-10	25	36766	4075	12	1,72	0,52	25
	-10	20	36531	4026	12	1,74	0,52	25
	-10	10	36075	4089	12	1,92	0,61	26
	-10	5	35547	4157	13	2,15	0,63	24
	-10	2	34752	4241	13	2,47	0,69	23
	-10	1	34054	4296	14	2,74	0,71	22
	-10	0,5	33293	4344	14	3,06	0,81	22
	-10	0,2	32086	4305	15	3,44	0,89	22
	-10	0,1	31195	4337	15	3,81	0,95	21
	-10	0,01	29161	4933	19	4,88	1,27	22
	4	25	29633	2133	8	4,69	0,21	5
	4	20	29212	2082	8	4,85	0,21	4
	4	10	28072	1931	7	5,45	0,37	7
	4	5	26803	1748	7	5,98	0,39	7
	4	2	25088	1517	6	6,81	0,49	8
	4	1	23701	1301	6	7,48	0,54	8
	4	0,5	22323	1124	5	8,22	0,59	8
	4	0,2	20444	880	4	9,22	0,57	6
	4	0,1	19051	732	4	10,03	0,55	6
	4	0,01	14942	825	6	13,11	0,33	3
21	25	17654	108	1	10,66	0,18	2	
21	20	17166	102	1	10,98	0,16	1	



(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> <i>•C</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Média</i> <i>(MPa)</i> <i> E* </i>	<i>DP</i> <i>(MPa)</i> <i> E* </i>	<i>CV (%)</i> <i> E* </i>	<i>Média</i> <i>φ (°)</i>	<i>DP</i> <i>φ (°)</i>	<i>CV (%)</i> <i>φ (°)</i>
S BAI FX C 60-85	21	10	15776	103	1	12,11	0,16	1
	21	5	14340	152	1	13,47	0,18	1
	21	2	12448	176	1	15,42	0,25	2
	21	1	11087	175	2	17,02	0,30	2
	21	0,5	9738	148	2	18,64	0,25	1
	21	0,2	8040	157	2	21,01	0,25	1
	21	0,1	6818	170	2	22,81	0,11	0
	21	0,01	3424	293	9	27,80	0,01	0
	37	25	5422	396	7	28,77	0,93	3
	37	20	5168	376	7	28,46	0,93	3
	37	10	4142	353	9	30,01	0,93	3
	37	5	3232	323	10	31,39	0,87	3
	37	2	2263	267	12	32,71	0,74	2
	37	1	1653	156	9	35,62	2,96	8
	37	0,5	1279	164	13	32,96	0,18	1
	37	0,2	885	117	13	32,18	0,06	0
	37	0,1	675	90	13	31,32	0,21	1
	37	0,01	307	35	12	28,31	0,66	2
	54	25	1730	150	9	35,67	1,29	4
	54	20	1619	150	9	34,50	1,98	6
	54	10	1211	126	10	33,67	2,16	6
	54	5	895	99	11	33,08	2,28	7
	54	2	597	69	12	31,91	2,18	7
	54	1	465	49	11	29,86	1,82	6
	54	0,5	378	39	10	27,66	1,70	6
	54	0,2	293	26	9	24,97	1,58	6
	54	0,1	246	18	7	23,69	1,03	4
	54	0,01	154	13	8	21,45	2,44	11

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
M CON FXB 50-70	-10	25	33443	479	1	1,58	0,01	1
	-10	20	33316	476	1	1,69	0,04	2
	-10	10	32892	457	1	1,87	0,01	1
	-10	5	32384	436	1	2,13	0,04	2
	-10	2	31614	415	1	2,47	0,11	5
	-10	1	30964	398	1	2,83	0,09	3
	-10	0,5	30247	351	1	3,17	0,13	4
	-10	0,2	29211	305	1	3,69	0,14	4
	-10	0,1	28334	245	1	4,12	0,11	3
	-10	0,01	25088	234	1	5,90	0,11	2
	4	25	27765	942	3	4,72	0,20	4
	4	20	27385	942	3	4,87	0,11	2
	4	10	26351	892	3	5,38	0,09	2
	4	5	25236	844	3	5,99	0,10	2
	4	2	23648	773	3	6,90	0,13	2
	4	1	22340	721	3	7,69	0,11	1
	4	0,5	20958	654	3	8,61	0,14	2
	4	0,2	19022	573	3	10,01	0,15	1
	4	0,1	17456	526	3	11,18	0,20	2
	4	0,01	12136	417	3	17,01	0,12	1
	21	25	15521	777	5	12,52	0,42	3
	21	20	15045	666	4	13,21	0,30	2
	21	10	13594	571	4	14,30	0,20	1
	21	5	12124	511	4	16,00	0,13	1
	21	2	10212	407	4	18,47	0,12	1
	21	1	8840	344	4	20,48	0,00	0
	21	0,5	7541	288	4	22,51	0,04	0
	21	0,2	5945	230	4	25,47	0,20	1
	21	0,1	4859	182	4	27,51	0,12	0
	21	0,01	2095	98	5	33,99	0,69	2
	37	25	4113	389	9	35,22	0,96	3
	37	20	3798	333	9	34,61	0,38	1
	37	10	2829	275	10	36,33	0,09	0
37	5	2019	232	11	38,01	0,07	0	
37	2	1242	176	14	39,62	0,20	0	
37	1	847	136	16	39,61	0,34	1	
37	0,5	591	106	18	38,46	0,35	1	
37	0,2	377	74	20	36,05	0,82	2	
37	0,1	275	56	21	33,48	1,17	4	

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
M CON FXB 50-70	37	0,01	132	25	19	24,93	1,46	6
	54	25	760	38	5	43,16	5,25	12
	54	20	683	32	5	41,70	5,43	13
	54	10	486	17	3	38,31	5,54	14
	54	5	338	4	1	35,78	5,08	14
	54	2	211	7	3	32,72	4,39	13
	54	1	170	5	3	26,88	2,55	9
	54	0,5	147	0	0	22,14	2,54	11
	54	0,2	128	7	6	16,57	0,29	2
	54	0,1	116	9	8	13,61	1,92	14
54	0,01	97	22	23	7,37	3,39	46	

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
M BAI FX B 50-70	-10	25	33293	1567	5	1,57	0,16	10
	-10	20	33130	1400	4	1,63	0,11	7
	-10	10	32731	1313	4	1,87	0,11	6
	-10	5	32237	1329	4	2,09	0,06	3
	-10	2	31494	1325	4	2,47	0,10	4
	-10	1	30832	1263	4	2,80	0,04	2
	-10	0,5	30125	1239	4	3,18	0,01	0
	-10	0,2	29106	1246	4	3,67	0,06	2
	-10	0,1	28244	1210	4	4,16	0,06	1
	-10	0,01	24971	1119	4	5,77	0,52	9
	4	25	27170	194	1	4,77	0,18	4
	4	20	27001	306	1	5,11	0,41	8
	4	10	25966	235	1	5,74	0,51	9
	4	5	24828	125	1	6,37	0,52	8
	4	2	23186	6	0	7,38	0,59	8
	4	1	21829	110	1	8,29	0,66	8
	4	0,5	20426	209	1	9,25	0,69	7
	4	0,2	18472	274	1	10,79	0,75	7
	4	0,1	16910	239	1	12,11	0,69	6
	4	0,01	11718	223	2	18,02	0,15	1
21	25	16891	501	3	13,09	0,08	1	
21	20	16306	431	3	13,60	0,20	1	
21	10	14642	403	3	15,26	0,28	2	

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> •C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
MBAIFX B 50-70	21	5	12955	352	3	17,16	0,40	2
	21	2	10857	315	3	19,87	0,52	3
	21	1	9317	279	3	21,97	0,62	3
	21	0,5	7893	255	3	24,10	0,71	3
	21	0,2	6168	232	4	27,08	0,81	3
	21	0,1	4998	217	4	29,11	0,88	3
	21	0,01	2061	174	8	34,64	0,25	1
	37	25	4142	238	6	35,86	0,11	0
	37	20	3835	195	5	35,11	0,22	1
	37	10	2938	30	1	36,97	0,08	0
	37	5	2208	137	6	38,55	0,18	0
	37	2	1278	5	0	39,52	1,16	3
	37	1	809	82	10	40,18	0,60	1
	37	0,5	556	58	10	39,37	0,70	2
	37	0,2	352	38	11	37,23	1,22	3
	37	0,1	255	28	11	35,13	1,65	5
	37	0,01	115	4	4	28,39	4,28	15
	54	25	859	146	17	40,99	1,07	3
	54	20	767	132	17	39,63	1,01	3
	54	10	527	95	18	37,09	0,55	1
	54	5	357	64	18	34,88	0,66	2
	54	2	213	36	17	31,92	0,40	1
	54	1	168	28	17	26,45	0,69	3
	54	0,5	143	25	17	21,62	1,31	6
54	0,2	119	25	21	14,54	5,22	36	
54	0,1	99	41	41	18,34	3,54	19	
54	0,01	96	18	19	23,62	15,76	67	

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
M CON FX C 50-70	-10	25	32492	790	2	1,38	0,05	4
	-10	20	32411	889	3	1,50	0,07	5
	-10	10	32005	928	3	1,84	0,04	2
	-10	5	31500	922	3	2,08	0,04	2
	-10	2	30731	886	3	2,45	0,04	1
	-10	1	30082	879	3	2,81	0,02	1
	-10	0,5	29357	844	3	3,19	0,02	1
	-10	0,2	28316	856	3	3,73	0,05	1
	-10	0,1	27432	750	3	4,20	0,04	1
	-10	0,01	24180	684	3	6,04	0,23	4
	4	25	24916	964	4	5,61	0,03	1
	4	20	24564	930	4	5,68	0,08	1
	4	10	23473	914	4	6,49	0,13	2
	4	5	22294	918	4	7,19	0,01	0
	4	2	20652	854	4	8,36	0,01	0
	4	1	19317	829	4	9,33	0,04	0
	4	0,5	17939	785	4	10,43	0,08	1
	4	0,2	16070	680	4	12,08	0,09	1
	4	0,1	14630	569	4	13,48	0,13	1
	4	0,01	10208	274	3	19,01	0,45	2
	21	25	15560	713	5	13,45	0,66	5
	21	20	15026	696	5	14,00	0,60	4
	21	10	13452	630	5	15,60	0,59	4
	21	5	11894	615	5	17,51	0,56	3
	21	2	9913	535	5	20,19	0,46	2
	21	1	8481	486	6	22,23	0,42	2
	21	0,5	7155	429	6	24,38	0,32	1
	21	0,2	5543	337	6	27,31	0,23	1
	21	0,1	4439	254	6	29,49	0,02	0
	21	0,01	1751	71	4	34,86	0,81	2
	37	25	3523	32	1	35,85	0,68	2
	37	20	3262	30	1	35,33	0,45	1
	37	10	2409	7	0	37,05	0,53	1
	37	5	1700	28	2	38,76	0,69	2
	37	2	1031	43	4	40,40	0,93	2
	37	1	701	42	6	40,39	1,12	3
37	0,5	486	37	8	39,48	1,41	4	
37	0,2	308	31	10	37,05	1,40	4	
37	0,1	225	25	11	34,63	1,44	4	

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
M CON FX C 50-70	37	0,01	108	15	14	25,98	0,90	3
	54	25	687	38	5	41,53	2,27	5
	54	20	610	38	6	40,03	2,25	6
	54	10	425	39	9	37,35	2,79	7
	54	5	291	37	13	35,29	3,61	10
	54	2	179	31	18	32,59	4,67	14
	54	1	144	29	20	27,66	4,36	16
	54	0,5	123	31	26	23,76	4,90	21
	54	0,2	105	34	32	19,37	5,01	26
	54	0,1	97	36	37	16,72	3,74	22
54	0,01	83	40	48	10,85	0,55	5	

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
M BAI FX C 50-70	-10	25	33643	1933	6	1,43	0,19	13
	-10	20	33634	1843	5	1,52	0,06	4
	-10	10	33247	1807	5	1,74	0,07	4
	-10	5	32780	1776	5	1,97	0,02	1
	-10	2	32072	1744	5	2,31	0,01	0
	-10	1	31502	1669	5	2,61	0,04	1
	-10	0,5	30826	1620	5	2,92	0,09	3
	-10	0,2	29824	1577	5	3,43	0,04	1
	-10	0,1	28883	1659	6	3,85	0,07	2
	-10	0,01	25675	1487	6	5,53	0,04	1
	4	25	28543	569	2	4,87	0,63	13
	4	20	28172	450	2	5,08	0,62	12
	4	10	27026	295	1	5,76	0,71	12
	4	5	25785	89	0	6,46	0,80	12
	4	2	24040	160	1	7,49	0,93	12
	4	1	22616	321	1	8,35	1,04	12
	4	0,5	21126	477	2	9,35	1,18	13
	4	0,2	19077	653	3	10,89	1,34	12
	4	0,1	17463	663	4	12,20	1,34	11
	4	0,01	12096	260	2	17,89	0,96	5
	21	25	17783	18	0	12,80	0,54	4
21	20	17202	21	0	13,23	0,61	5	
21	10	15491	195	1	14,79	0,66	4	

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
MBAIFX C 50-70	21	5	13791	345	3	16,53	0,73	4
	21	2	11626	427	4	19,01	0,88	5
	21	1	10044	512	5	21,04	0,90	4
	21	0,5	8556	516	6	23,06	0,86	4
	21	0,2	6751	506	7	25,89	0,88	3
	21	0,1	5496	496	9	27,90	0,89	3
	21	0,01	2349	279	12	33,89	0,90	3
	37	25	4420	53	1	35,09	0,46	1
	37	20	4107	56	1	34,28	0,67	2
	37	10	3056	70	2	35,81	0,88	2
	37	5	2177	65	3	37,27	1,09	3
	37	2	1342	46	3	38,40	1,25	3
	37	1	921	26	3	38,14	1,32	3
	37	0,5	644	23	4	36,87	1,62	4
	37	0,2	414	13	3	34,55	1,60	5
	37	0,1	302	8	3	32,45	1,57	5
	37	0,01	142	4	3	24,74	1,22	5
	54	25	840	2	0	39,74	0,78	2
	54	20	762	13	2	37,98	0,35	1
	54	10	537	16	3	35,25	0,20	1
	54	5	364	14	4	33,48	0,45	1
	54	2	212	4	2	31,95	0,04	0
	54	1	157	4	2	28,81	1,07	4
	54	0,5	124	10	8	26,09	1,99	8
	54	0,2	97	13	14	23,04	2,21	10
	54	0,1	83	15	18	20,88	2,29	11
54	0,01	60	18	31	16,78	1,59	9	

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp. °C</i>	<i>Freq. (Hz)</i>	<i>Média (MPa) /E*/</i>	<i>DP (MPa) /E*/</i>	<i>CV (%) /E*/</i>	<i>Média φ (°)</i>	<i>DP φ (°)</i>	<i>CV (%) φ (°)</i>
M CON FX B 60-85	-10	25	33691	1577	5	1,78	0,04	2
	-10	20	33618	1571	5	1,84	0,05	3
	-10	10	33231	1601	5	2,06	0,11	5
	-10	5	32724	1580	5	2,30	0,07	3
	-10	2	31936	1507	5	2,66	0,08	3
	-10	1	31258	1438	5	3,02	0,11	4
	-10	0,5	30530	1377	5	3,41	0,09	3
	-10	0,2	29426	1285	4	3,99	0,16	4
	-10	0,1	28520	1250	4	4,42	0,09	2
	-10	0,01	25007	1066	4	6,29	0,01	0
	4	25	25854	823	3	5,60	0,24	4
	4	20	25477	815	3	5,88	0,16	3
	4	10	24314	759	3	6,56	0,04	1
	4	5	23045	731	3	7,31	0,00	0
	4	2	21255	684	3	8,45	0,05	1
	4	1	19807	617	3	9,43	0,11	1
	4	0,5	18320	542	3	10,55	0,09	1
	4	0,2	16300	480	3	12,19	0,11	1
	4	0,1	14770	510	3	13,60	0,15	1
	4	0,01	10190	216	2	19,05	0,27	1
	21	25	17432	1276	7	12,10	0,13	1
	21	20	16881	1264	7	12,50	0,02	0
	21	10	15295	1176	8	13,90	0,03	0
	21	5	13689	1056	8	14,98	0,62	4
	21	2	11589	932	8	17,73	0,14	1
	21	1	10072	841	8	19,55	0,21	1
	21	0,5	8636	721	8	21,45	0,32	1
	21	0,2	6860	585	9	24,12	0,33	1
	21	0,1	5610	418	7	26,06	0,47	2
	21	0,01	2340	160	7	31,80	0,90	3
	37	25	3855	124	3	33,50	0,33	1
	37	20	3570	134	4	33,12	0,29	1
	37	10	2690	122	5	34,23	0,46	1
37	5	1979	88	4	35,07	0,71	2	
37	2	1299	44	3	35,40	1,14	3	
37	1	952	21	2	34,56	1,57	5	
37	0,5	715	3	0	33,12	1,92	6	
37	0,2	507	10	2	30,90	2,23	7	
37	0,1	402	17	4	29,00	2,24	8	
37	0,01	223	24	11	23,70	2,23	9	
54	25	1070	69	6	33,61	0,47	1	



(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
M CON FX B 60-85	54	20	989	61	6	32,23	0,61	2
	54	10	749	46	6	30,23	0,72	2
	54	5	560	40	7	28,92	0,70	2
	54	2	378	30	8	27,52	0,40	1
	54	1	311	26	8	24,82	0,31	1
	54	0,5	269	23	8	22,32	0,28	1
	54	0,2	231	19	8	18,41	1,15	6
	54	0,1	207	23	11	18,10	0,78	4
	54	0,01	154	17	11	15,16	0,37	2

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
M BAI FX B 60-85	-10	25	32668	2355	7	1,5	0,3	19
	-10	20	32575	2412	7	1,7	0,1	6
	-10	10	32189	2420	8	1,9	0,1	4
	-10	5	31707	2423	8	2,2	0,1	4
	-10	2	30973	2401	8	2,6	0,0	1
	-10	1	30347	2333	8	2,9	0,1	2
	-10	0,5	29643	2314	8	3,3	0,1	2
	-10	0,2	28609	2264	8	3,8	0,1	3
	-10	0,1	27736	2208	8	4,2	0,1	3
	-10	0,01	24399	1985	8	6,2	0,0	0
	4	25	26321	3259	12	4,9	0,4	7
	4	20	26047	3209	12	5,1	0,3	6
	4	10	25035	3095	12	5,7	0,3	5
	4	5	23922	3010	13	6,4	0,2	3
	4	2	22306	2882	13	7,5	0,2	3
	4	1	21016	2759	13	8,3	0,3	4
	4	0,5	19673	2608	13	9,3	0,3	4
	4	0,2	17794	2383	13	10,8	0,4	3
	4	0,1	16300	2252	14	12,1	0,3	3
	4	0,01	11564	1872	16	17,2	1,0	6
	21	25	17302	116	1	11,3	0,8	7
	21	20	16752	185	1	11,8	0,8	7
	21	10	15226	297	2	13,2	1,1	8
	21	5	13740	412	3	14,7	1,4	9
21	2	11798	574	5	16,9	1,8	10	

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> <i>°C</i>	<i>Freq.</i> <i>(Hz)</i>	<i>Média</i> <i>(MPa)</i> <i>/E*</i>	<i>DP</i> <i>(MPa)</i> <i>/E*</i>	<i>CV (%)</i> <i>/E*</i>	<i>Média</i> <i>φ (°)</i>	<i>DP</i> <i>φ (°)</i>	<i>CV (%)</i> <i>φ (°)</i>
M BAI FXB 60-85	21	1	10360	636	6	18,7	1,9	10
	21	0,5	8979	708	8	20,6	2,2	11
	21	0,2	7269	770	11	23,2	2,4	10
	21	0,1	6099	770	13	25,0	2,4	10
	21	0,01	3026	572	19	30,3	2,1	7
	37	25	4149	781	19	32,3	3,2	10
	37	20	3868	785	20	32,1	3,3	10
	37	10	2974	697	23	33,4	3,6	11
	37	5	2228	585	26	34,3	3,5	10
	37	2	1491	435	29	34,8	3,1	9
	37	1	1104	326	30	34,1	2,3	7
	37	0,5	834	244	29	32,7	1,4	4
	37	0,2	589	158	27	30,6	0,5	2
	37	0,1	463	112	24	28,8	0,3	1
	37	0,01	250	36	14	23,6	1,3	5
	54	25	1246	304	24	33,7	0,4	1
	54	20	1145	280	24	32,4	0,0	0
	54	10	863	204	24	30,8	0,5	2
	54	5	638	141	22	29,4	0,8	3
	54	2	430	92	21	28,0	1,0	3
	54	1	352	67	19	25,4	1,1	4
	54	0,5	240	36	15	22,2	0,1	0
	54	0,2	267	59	22	19,9	0,1	1
54	0,1	242	58	24	18,2	0,0	0	
54	0,01	179	50	28	17,3	0,1	0	

(Continua)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> •C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
M CON FX C 60-85	-10	25	33707	465	1	1,78	0,05	3
	-10	20	33509	361	1	1,89	0,06	3
	-10	10	33012	354	1	2,17	0,06	3
	-10	5	32421	375	1	2,44	0,04	1
	-10	2	31547	361	1	2,83	0,07	2
	-10	1	30819	386	1	3,24	0,04	1
	-10	0,5	30017	384	1	3,61	0,09	3
	-10	0,2	28868	377	1	4,16	0,13	3
	-10	0,1	27930	426	2	4,63	0,22	5
	-10	0,01	24392	577	2	6,86	0,30	4
	4	25	26837	1269	5	5,44	0,56	10
	4	20	26509	1171	4	5,59	0,55	10
	4	10	25366	1203	5	6,22	0,50	8
	4	5	24101	1237	5	6,90	0,57	8
	4	2	22348	1305	6	7,91	0,64	8
	4	1	20930	1336	6	8,77	0,69	8
	4	0,5	19468	1358	7	9,74	0,74	8
	4	0,2	17531	1370	8	11,15	0,82	7
	4	0,1	16083	1305	8	12,29	0,84	7
	4	0,01	11528	868	8	16,47	1,48	9
	21	25	16868	1479	9	11,76	0,14	1
	21	20	16351	1420	9	12,17	0,15	1
	21	10	14873	1346	9	13,47	0,01	0
	21	5	13320	1222	9	15,04	0,01	0
	21	2	11346	1060	9	17,20	0,16	1
	21	1	9923	929	9	18,96	0,19	1
	21	0,5	8586	794	9	20,85	0,26	1
	21	0,2	6931	651	9	23,35	0,35	1
	21	0,1	5818	503	9	25,10	0,51	2
	21	0,01	2886	119	4	30,57	0,97	3
	37	25	3882	13	0	33,33	1,02	3
	37	20	3613	16	0	32,94	0,96	3
	37	10	2773	33	1	34,17	1,10	3
	37	5	2080	35	2	35,11	1,10	3
	37	2	1391	20	1	35,71	1,46	4
	37	1	1023	1	0	35,29	1,77	5
37	0,5	766	16	2	34,39	2,26	7	
37	0,2	528	30	6	32,81	2,61	8	
37	0,1	407	38	9	31,19	2,76	9	

(Conclusão)

<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i> E* </i> (MPa) <i>AM 1</i>	<i>Média</i> (MPa) <i> E* </i>	<i>DP</i> (MPa) <i> E* </i>	<i>CV (%)</i> <i> E* </i>	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)
M CON FX C 60-85	37	0,01	205	39	19	25,74	1,63	6
	54	25	1064	7	1	37,76	1,39	4
	54	20	973	6	1	36,52	1,29	4
	54	10	723	8	1	34,58	1,56	5
	54	5	533	17	3	33,03	1,73	5
	54	2	353	21	6	31,60	1,25	4
	54	1	286	25	9	28,66	0,43	2
	54	0,5	241	27	11	25,70	0,39	2
	54	0,2	191	16	9	28,02	9,07	32
	54	0,1	168	20	12	21,37	2,95	14
54	0,01	153	64	42	12,49	1,10	9	

(Continua)

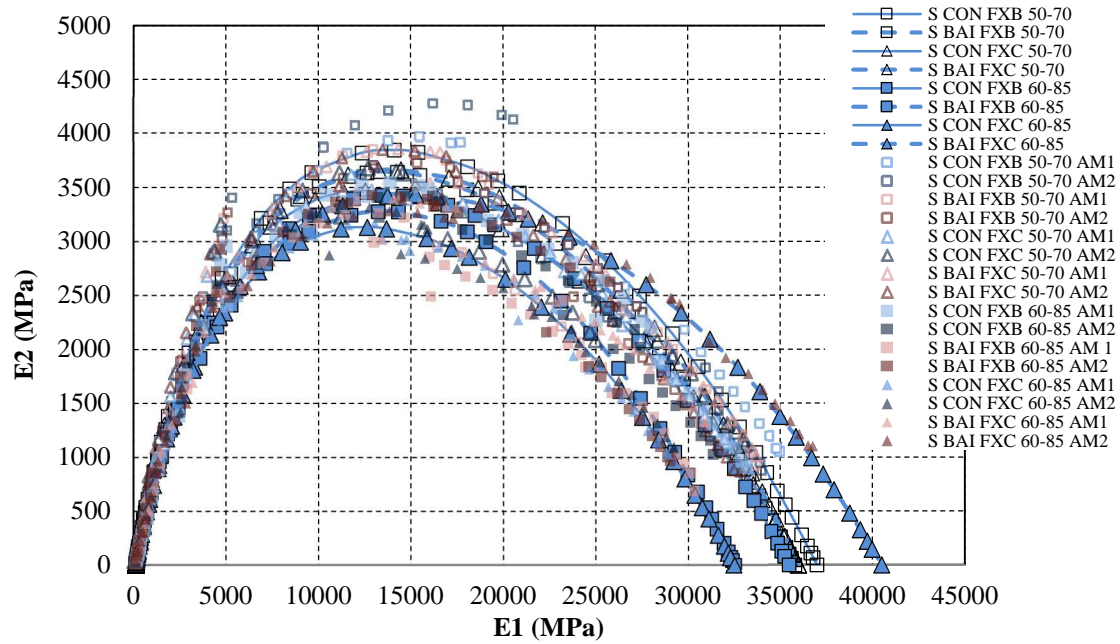
<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i> E* </i> (MPa) <i>AM 1</i>	<i>Média</i> (MPa) <i> E* </i>	<i>DP</i> (MPa) <i> E* </i>	<i>CV (%)</i> <i> E* </i>	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)
M BAI FX C 60-85	-10	25	32506	829	3	1,72	0,07	4
	-10	20	32405	745	2	1,78	0,17	10
	-10	10	31942	682	2	1,97	0,11	5
	-10	5	31415	660	2	2,20	0,13	6
	-10	2	30634	615	2	2,59	0,09	4
	-10	1	29988	545	2	2,91	0,12	4
	-10	0,5	29248	547	2	3,24	0,10	3
	-10	0,2	28185	488	2	3,76	0,15	4
	-10	0,1	27259	398	1	4,84	1,08	22
	-10	0,01	24047	164	1	5,84	0,18	3
	4	25	25752	218	1	5,33	0,08	1
	4	20	25505	359	1	5,51	0,11	2
	4	10	24422	303	1	6,12	0,06	1
	4	5	23238	246	1	6,77	0,08	1
	4	2	21568	190	1	7,78	0,03	0
	4	1	20234	137	1	8,63	0,01	0
	4	0,5	18820	131	1	9,61	0,07	1
	4	0,2	16912	100	1	11,10	0,10	1
	4	0,1	15452	23	0	12,31	0,20	2
	4	0,01	10892	175	2	17,05	0,75	4
	21	25	17693	67	0	10,97	0,61	6
21	20	17170	86	0	11,64	0,45	4	
21	10	15608	127	1	12,87	0,68	5	

(Conclusão)

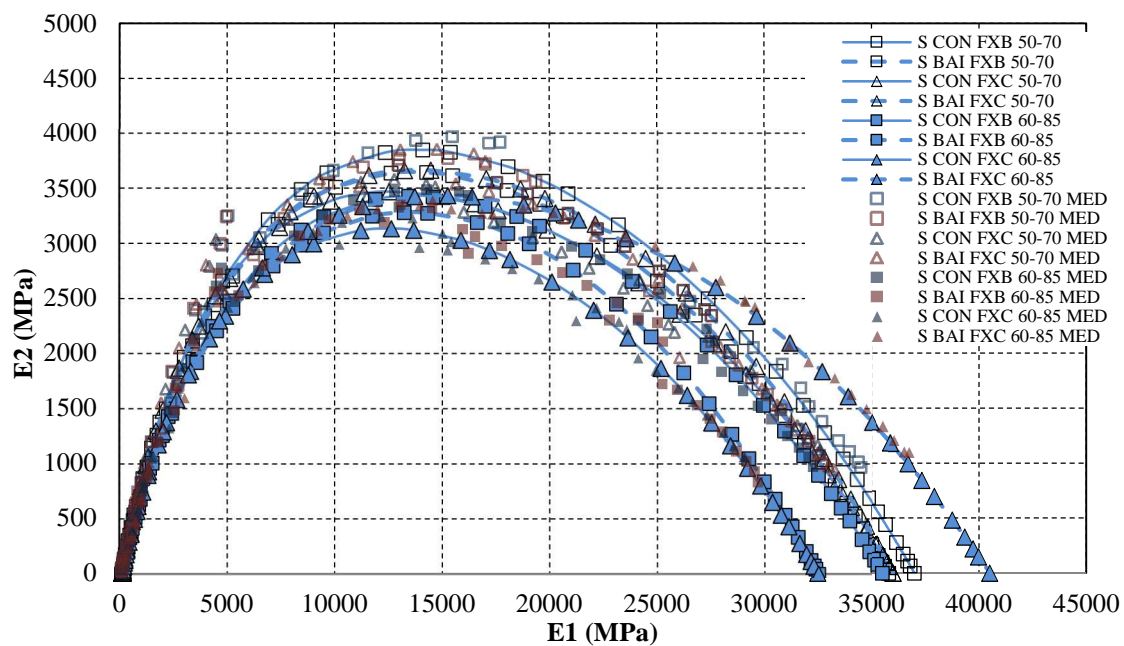
<i>Mistura</i>	<i>Temp.</i> °C	<i>Freq.</i> (Hz)	<i>Média</i> (MPa)  E*	<i>DP</i> (MPa)  E*	<i>CV (%)</i>  E*	<i>Média</i> $\phi$ (°)	<i>DP</i> $\phi$ (°)	<i>CV (%)</i> $\phi$ (°)
MBAI FX C 60-85	21	5	14073	144	1	14,31	0,81	6
	21	2	12091	158	1	16,42	0,92	6
	21	1	10626	165	2	18,07	1,02	6
	21	0,5	9236	158	2	19,87	1,08	5
	21	0,2	7520	192	3	22,29	1,10	5
	21	0,1	6323	189	3	24,07	1,03	4
	21	0,01	3187	56	2	30,24	1,25	4
	37	25	3934	72	2	33,17	1,17	4
	37	20	3671	60	2	33,27	0,88	3
	37	10	2818	14	1	34,93	1,05	3
	37	5	2105	17	1	36,27	1,29	4
	37	2	1401	39	3	37,22	1,22	3
	37	1	1022	30	3	36,88	0,21	1
	37	0,5	773	33	4	35,68	0,26	1
	37	0,2	542	25	5	33,66	0,11	0
	37	0,1	424	19	5	31,92	0,47	1
	37	0,01	219	6	3	27,02	0,55	2
	54	25	1220	88	7	38,18	1,21	3
	54	20	1129	39	3	36,65	1,41	4
	54	10	840	5	1	34,88	1,42	4
	54	5	614	13	2	33,44	1,36	4
	54	2	408	19	5	31,80	1,48	5
	54	1	348	15	4	29,63	1,67	6
	54	0,5	342	79	23	25,41	0,08	0
	54	0,2	283	64	22	22,22	0,06	0
	54	0,1	240	38	16	21,15	0,04	0
54	0,01	119	6	5	18,87	0,10	1	

## APÊNDICE C

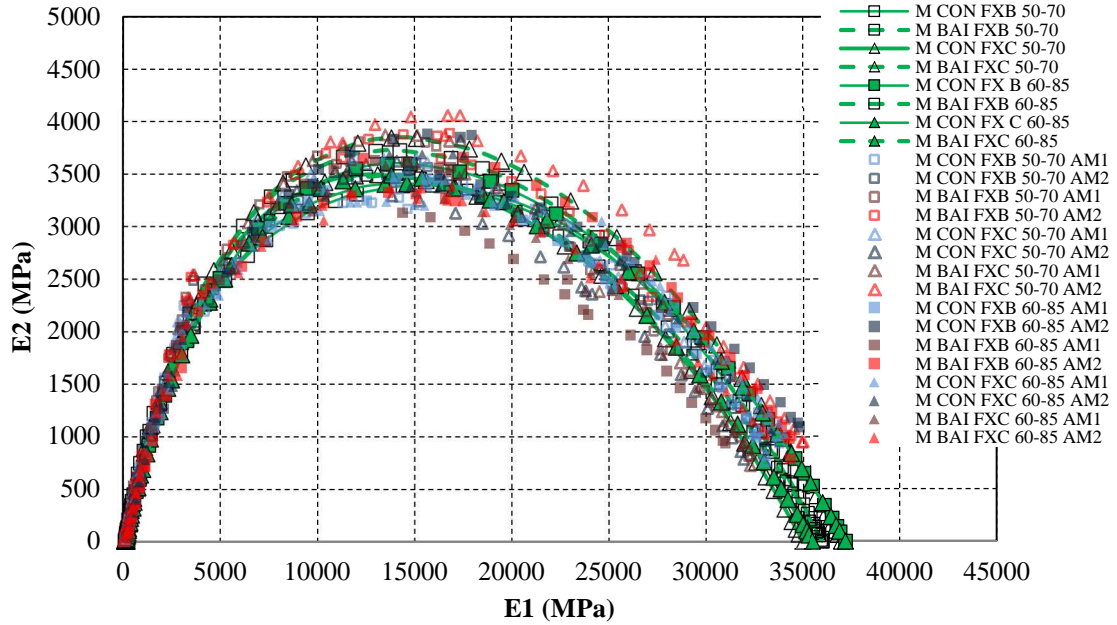
### Apêndice C<sub>1</sub> – Espaço Cole Cole para as misturas Superpave com as duas amostras ensaiadas e modelagem 2S2P1D



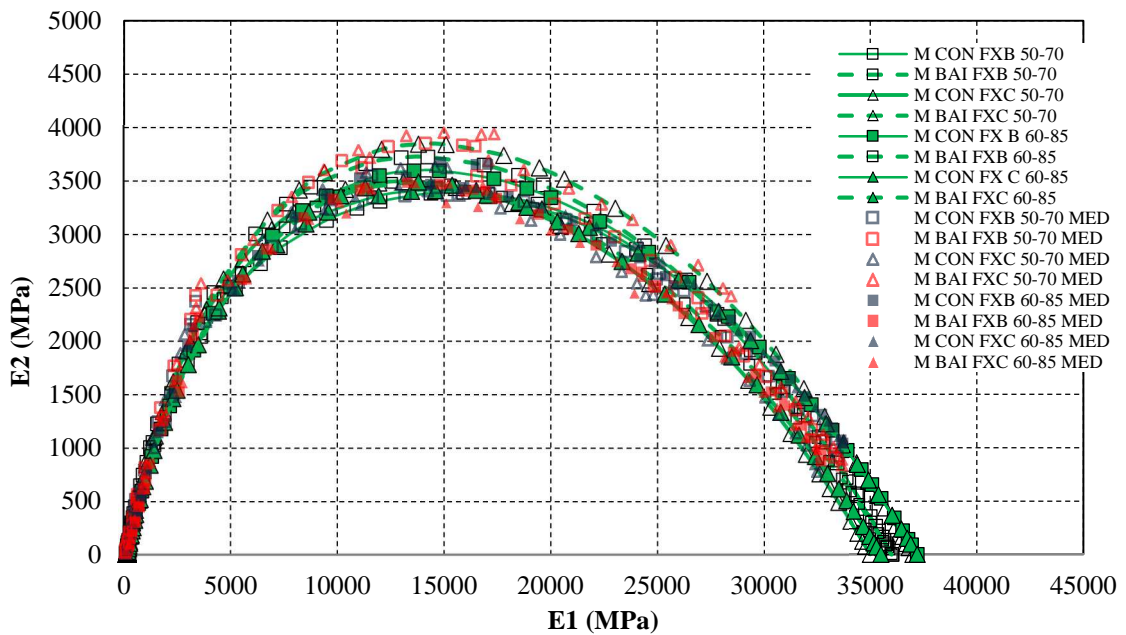
### Apêndice C<sub>2</sub> – Espaço Cole Cole para as misturas Superpave com a média das duas amostras ensaiadas e modelagem 2S2P1D



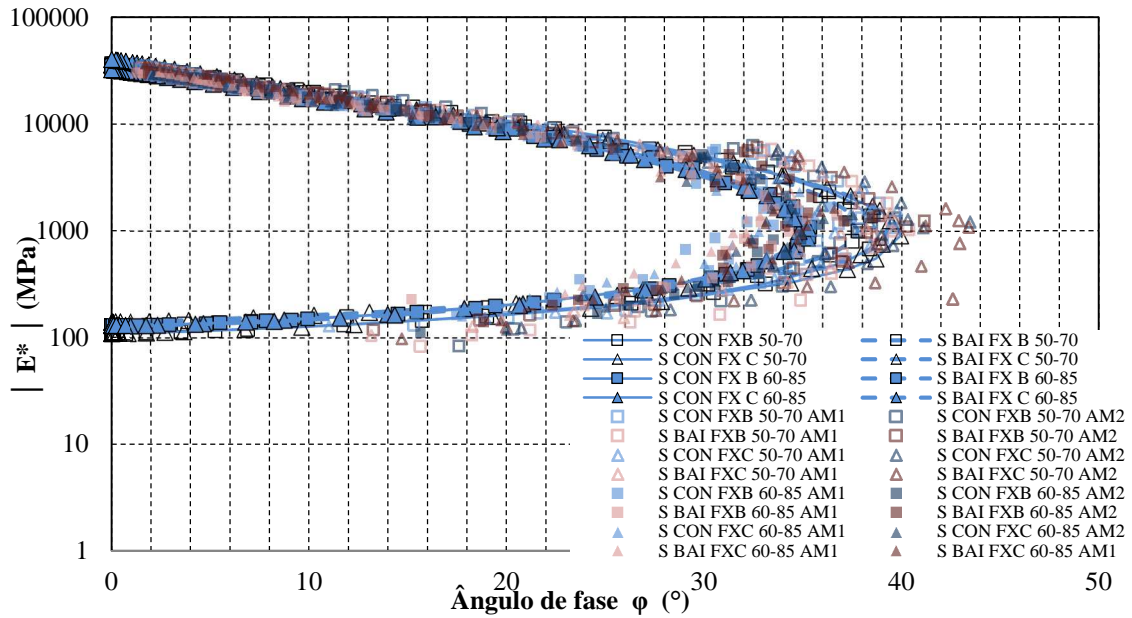
**Apêndice C3 – Espaço Cole Cole para as misturas Marshall com as duas amostras ensaiadas e modelagem 2S2P1D**



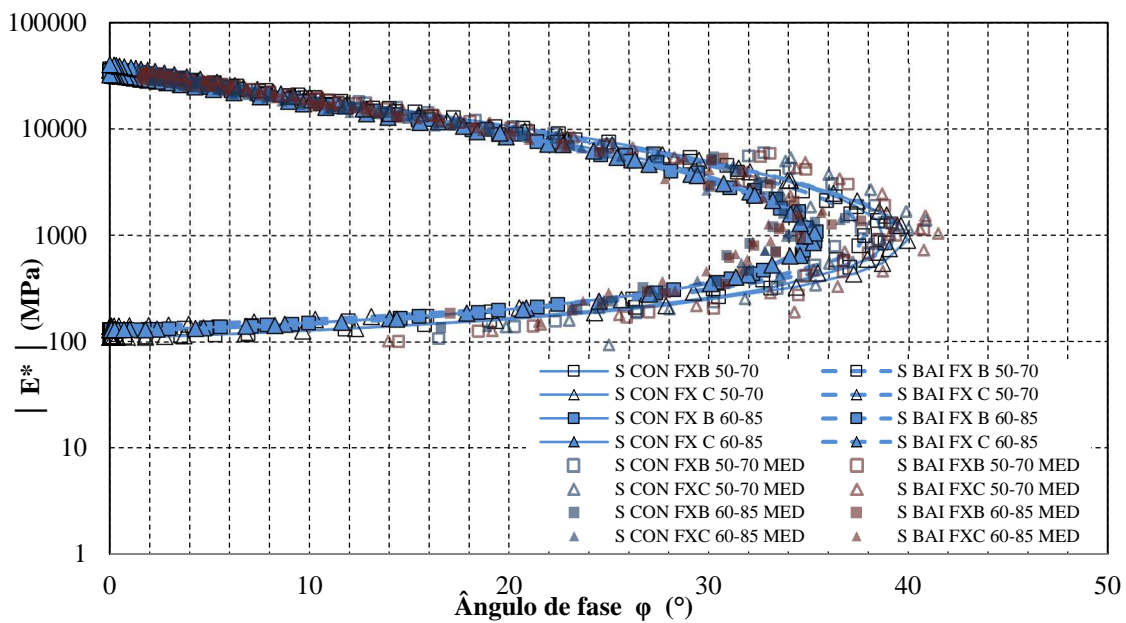
**Apêndice C4 – Espaço Cole Cole para as misturas Marshall com a média das duas amostras ensaiadas e modelagem 2S2P1D**



**Apêndice C5 – Diagrama de Black para as misturas Superpave com dados experimentais das duas amostras ensaiadas e modelagem 2S2P1D**

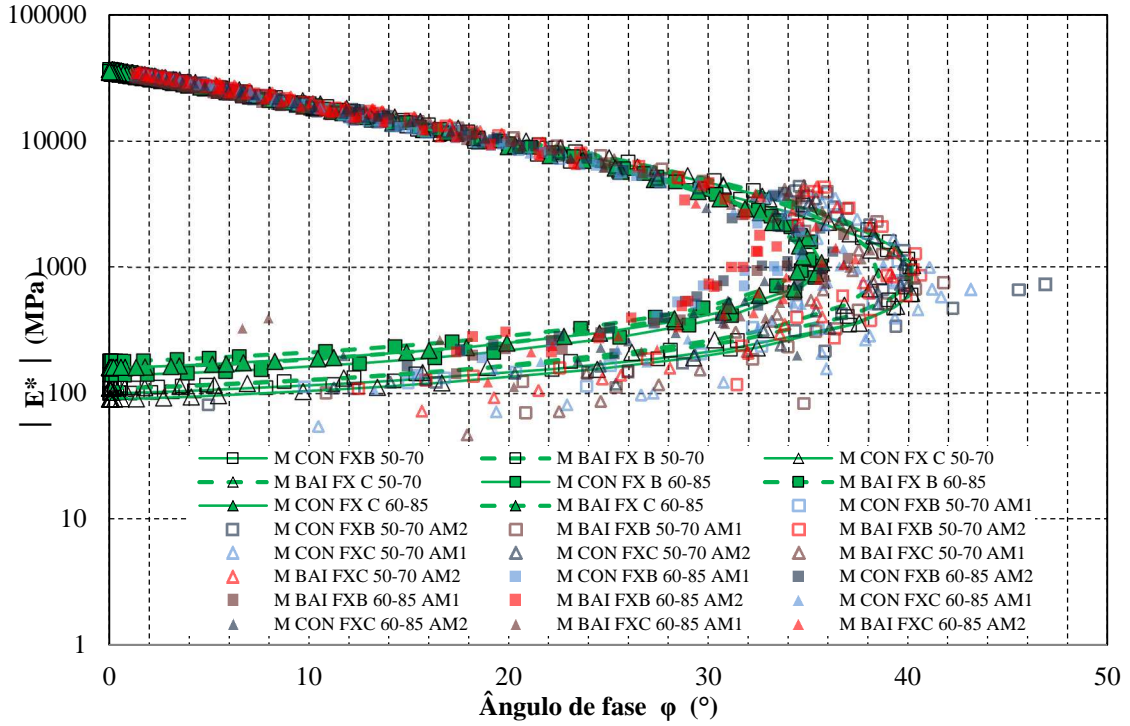


**Apêndice C6 – Diagrama de Black para as misturas Superpave com o resultado médio das duas amostras ensaiadas e modelagem 2S2P1D**





**Apêndice C7 – Diagrama de Black para as misturas Marshall com os dados experimentais das duas amostras ensaiadas e modelagem 2S2P1D**



**Apêndice C8 – Diagrama de Black para as misturas Marshall com a média dos resultados das duas amostras ensaiadas e modelagem 2S2P1D**

