

RELATÓRIO TÉCNICO FINAL DE PESQUISA RDT

CONCEPA/ANTT:

ESTUDO LABORATORIAL DO MÓDULO DINÂMICO DE CONCRETOS ASFÁLTICOS CONVENCIONAIS E MODIFICADOS

Porto Alegre, RS, Brasil

Dezembro, 2016



LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Estado da malha pavimentada segundo pesquisa CNT	12
Figura 2: Estrutura hipotética de uma molécula de asfalteno (Leite 1999)	18
Figura 3: Estruturas representativas das quatro frações betuminosas (Masson et al., 2001)	19
Figura 4: Modelo de micelas para o cimento asfáltico de Yen (1991)	20
Figura 5: Representação esquemática do ligante asfáltico de comportamento Sol e Gel (Read e Whiteoak, 2003)	21
Figura 6: Modelo SHRP do asfalto (SHRP, 1994)	22
Figura 7: Esquema do ensaio de penetração	25
Figura 8: Esquema do ensaio de ponto de amolecimento	25
Figura 9: Interior de um forno RTFOT	29
Figura 10: Garrafa utilizada no ensaio RTFO (AASHTO SP-1, 1997)	29
Figura 11: Forno PAV e seus componentes	31
Figura 12: Ensaios de desempenho do ligante asfáltico segundo a metodologia SUPERPAVE	32
Figura 13: Viscosímetro rotacional	32
Figura 14: Esquema em detalhe do recipiente de ensaio do viscosímetro rotacional	33
Figura 15: Reômetro de cisalhamento dinâmico	34
Figura 16 - Esquema de aplicação da tensão na amostra de asfalto	35
Figura 17: Comportamento viscoelástico do ligante (AASHTO SP-1 1997)	36
Figura 18: Defasagem entre tensão e deformação	37
Figura 19: Reômetro de fluência em viga	38
Figura 20: Esquema de ensaio no reômetro de fluência em viga	39
Figura 21 - Gráfico da deflexão obtido pelo ensaio no BBR e procedimento para obter m (AASHTO SP-1 1997)	40
Figura 22: Equipamento para realização do ensaio de tração direta	41
Figura 23: Amostra antes e depois de ser ensaiada no ensaio de tração direta	42
Figura 24: Tensão de ruptura e deformação no ensaio de tração direta	42
Figura 25 - Variação da consistência de três asfaltos que pertencem à mesma classificação	43
Figura 26: PGs SUPERPAVE e sua relação com natureza do CAP (http://www.pavementinteractive.org/)	45
Figura 27: Graus de desempenho PG dos ligantes modificados com borracha (Specht, 2004)	45
Figura 28: CDI, TDI e TDIm determinados a partir da curva de compactação SUPERPAVE (Lopes et al 2010)	56
Figura 29: Exemplo de prensa de ensaio de resistência à tração indireta	58
Figura 30: Duração do tempo de carregamento e repouso (Britto, 2006)	60
Figura 31: Parcelas dos deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante o carregamento (Britto, 2006)	60
Figura 32: Deslocamento resiliente total (Britto, 2006)	61
Figura 33: Equipamento de medição do MR	61
Figura 34: Limites de comportamento de misturas betuminosas a uma temperatura fixa (Di Benedetto e Corté 2005)	64
Figura 35: Ensaio homogêneos (Di Benedetto et al 2001)	65
Figura 36: Ensaio não homogêneos (Di Benedetto et al 2001)	65

Figura 37: Curva mestra de módulo dinâmico (Bernucci <i>et al</i> , 2006)	67
Figura 38: Curvas Isotermas (Di Benedetto e Corté 2005)	70
Figura 39: Curvas Isócronas (Di Benedetto e Corté 2005)	70
Figura 40: Plano Cole-Cole (Di Benedetto e Corté 2005)	71
Figura 41: Espaço de Black (Di Benedetto e Corté 2005)	71
Figura 42: Representação do modelo de Maxwell.....	73
Figura 43: Representação do modelo de Kelvin-Voight.....	73
Figura 44: Representação do modelo de Maxwell Generalizado.....	74
Figura 45: Representação do modelo de Kelvin-Voigt Generalizado	74
Figura 46: Representação do modelo de Huet	75
Figura 47: Representação do modelo Huet-Sayegh.....	75
Figura 48: Representação do modelo 2S2P1D	75
Figura 49: Representação do modelo 2S2P1D no plano Cole-Cole.....	77
Figura 50: Etapas da preparação das misturas asfálticas. A: Separação granulométrica através do peneiramento. B: Estufa utilizada na secagem, aquecimento de moldes, envelhecimento da mistura e aquecimento do ligante. C: Material seco e aquecido para moldagem. D: Molde sendo aquecido e mistura asfáltica sendo envelhecida. E: Massa asfáltica em processo de envelhecimento na temperatura de compactação. F: Compactador Giratório – CGS. G: Moldes utilizados na compactação. H: CPs moldados no CGS.	82
Figura 51: Esquema do compactador giratório Superpave.....	83
Figura 52: Configurações do SGC e parâmetros de compactação.....	84
Figura 53: Estado de tensões gerado no ensaio brasileiro	87
Figura 54: Prensa hidráulica UTM-25	88
Figura 55: Interface software AASHTOWare	94
Figura 56: Localização de Santo Antônio da Patrulha no estado do Rio Grande do Sul ..	98
Figura 57: Análise granulométrica dos agregados minerais	99
Figura 58: Composição granulométrica do agregado ajustado à faixa “C” do DNIT	100
Figura 59: Parâmetros volumétricos do CAP 50/70.....	104
Figura 60: Parâmetros volumétricos do CAP TLA	105
Figura 61: Parâmetros volumétricos do CAP 60/85.....	105
Figura 62: Parâmetros volumétricos do CAP TLA Flex	106
Figura 63: Valores de CDI <i>versus</i> tipo de ligante.....	108
Figura 64: Valores de TDIm <i>versus</i> tipo de ligante	110
Figura 65: Resultados de Resistência à Tração a 10°C	113
Figura 66: Resultados de Resistência à Tração a 25°C	114
Figura 67: Resultados de Resistência à Tração a 35°C	114
Figura 68: Resultados de MR a 10°C em função da frequência	119
Figura 69: Resultados de MR a 25°C em função da frequência	120
Figura 70:Resultados de MR a 35°C em função da frequência	121
Figura 71: Curvas isotermas de módulo dinâmico à 4°C	127
Figura 72: Curvas isotermas de módulo dinâmico à 20	127
Figura 73: Curvas isotermas de módulo dinâmico à 40°C	128
Figura 74: Curvas isotermas de ângulo de fase à 4°C.....	129
Figura 75: Curvas isotermas de ângulo de fase à 20	129
Figura 76: Curvas isotermas de ângulo de fase à 40°C.....	130
Figura 77: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 0,1Hz.....	130
Figura 78: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 0,5Hz.....	131
Figura 79: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 1Hz	131
Figura 80: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 5Hz	132

Figura 81: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 10Hz.....	132
Figura 82: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 25Hz.....	133
Figura 83: Curvas isócrona de ângulo de fase à 0,1Hz	133
Figura 84: Curvas isócrona de ângulo de fase à 0,5Hz	134
Figura 85: Curvas isócrona de ângulo de fase à 1Hz	134
Figura 86: Curvas isócrona de ângulo de fase à 5Hz	135
Figura 87: Curvas isócrona de ângulo de fase à 10Hz	135
Figura 88: Curvas isócrona de ângulo de fase à 25Hz	136
Figura 89: Plano Cole-Cole com pontos experimentais	137
Figura 90: Plano Cole-Cole com pontos experimentais e modelo 2S2P1D	138
Figura 91: Espaço de Black com pontos experimentais	138
Figura 92: Espaço de Black pontos experimentais e modelo 2S2P1D	139
Figura 93: Curva mestra do módulo com pontos experimentais, ajuste sigmoidal e modelo 2S2P1D	141
Figura 94: Curva mestra do módulo com pontos experimentais, ajuste sigmoidal e modelo 2S2P1D, na escala log log	141
Figura 95: Curva mestra do ângulo de fase com pontos experimentais e modelo 2S2P1D	142
Figura 96: Relação entre frequência e $ E^* \cdot \text{sen}\phi$ para todos os ensaios	143
Figura 97: Relação entre frequência e $ E^* \cdot \text{sen}\phi$ para os ensaios realizados à 20°C	143
Figura 98: Relação entre frequência e $ E^* /\text{sen}\phi$ para todos os ensaios	144
Figura 99: Relação entre frequência e $ E^* /\text{sen}\phi$ para os ensaios realizados à 40°C	144
Figura 100: Duração do pavimento em anos tendo com critério o IRI	158
Figura 101: Resultados da Deformação Permanente Total em função da durabilidade do revestimento em anos	159
Figura 102: Resultados do Trincamento por Fadiga em função da durabilidade do revestimento em anos	159
Figura 103: Resultados do Trincamento Térmico em função da durabilidade do revestimento em anos	160

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Antiga especificação brasileira de ligantes asfálticos por viscosidade (DNER, 1996)	23
Tabela 2: Antiga especificação brasileira de ligantes asfálticos por penetração (DNER, 1996)	23
Tabela 3: Especificação brasileira de ligantes asfálticos (ANP, 2005)	24
Tabela 4: Especificação SUPERPAVE de ligantes.....	27
Tabela 5: Especificação de asfaltos tipo CAP-TLA (DNIT 168/2013-EM)	47
Tabela 6: Especificação de asfaltos modificados por polímero (DNIT 129/2011-EM)	49
Tabela 7: Especificação de asfaltos borracha (DNIT 111/2009-EM)	50
Tabela 8: Requisitos volumétricos das amostras para TMN de 19mm.....	81
Tabela 9: Limites da curva de densificação considerados neste trabalho para o cálculo dos índices CDI, TDI e TDIm.....	86
Tabela 10: Valores do Coeficiente de Poisson utilizados	89
Tabela 11: Tempo mínimo recomendado para equilíbrio da temperatura para amostras para o ensaio de E^*	90
Tabela 12: Estrutura do pavimento para análise de desempenho.....	93
Tabela 13: Limites de projeto utilizados	95
Tabela 14: Dados informados no AASHTOWare por nível de análise.....	96
Tabela 15: Características granulométricas dos agregados utilizados na pesquisa.....	98
Tabela 16: Características dos agregados utilizados na pesquisa	99
Tabela 17: Composição granulométrica da mistura.....	100
Tabela 18: Propriedades do CAP 50/70	101
Tabela 19: Propriedades do CAP TLA.....	102
Tabela 20: Propriedades do CAP 60/85	102
Tabela 21: Propriedades do CAP TLA Flex	103
Tabela 22: Resultados volumétricos das dosagens das misturas asfálticas com o Superpave	104
Tabela 23: Índices de compactação giratória	107
Tabela 24: Valores de CDI das misturas com os teores de projeto	108
Tabela 25: Valores de TDIm das misturas com os teores de projeto	110
Tabela 26: Resultados de Resistência à Tração	112
Tabela 27: Resultados de Módulo de Resiliência para a frequência de 5 Hz.....	116
Tabela 28: Resultados de Módulo de Resiliência para a frequência de 10 Hz	117
Tabela 29: Resultados de Módulo de Resiliência para a frequência de 25 Hz	118
Tabela 30: Resultados de E^* para misturas com o CAP 50/70.....	123
Tabela 31: Resultados de E^* para misturas com o CAP TLA.....	124
Tabela 32: Resultados de E^* para misturas com o CAP 60/85.....	125
Tabela 33: Resultados de E^* para misturas com o CAP TLA Flex	126
Tabela 34: Parâmetros do modelo 2S2P1D e C1 e C2 – WLF na temperatura de 20°C.136	
Tabela 35: Resultados da análise de desempenho nível 3 para revestimento com 10 cm de espessura	146
Tabela 36:Resultados análise de desempenho nível 3 para revestimento com 14 cm de espessura	147
Tabela 37: Resultados análise de desempenho nível 3 para revestimento com 18 cm de espessura	148
Tabela 38: Resultados da vida útil do pavimento em anos.....	149

Tabela 39: Resultados análise de desempenho nível 2 para revestimento com 10 cm de espessura	150
Tabela 40: Resultados análise de desempenho nível 2 para revestimento com 14 cm de espessura	151
Tabela 41: Resultados análise de desempenho nível 2 para revestimento com 18 cm de espessura	152
Tabela 42: Resultados da vida útil do pavimento em anos.....	153
Tabela 43:Resultados análise de desempenho nível 1 para revestimento com 10 cm de espessura	154
Tabela 44: Resultados análise de desempenho nível 1 para revestimento com 14 cm de espessura	155
Tabela 45: Resultados análise de desempenho nível 1 para revestimento com 18 cm de espessura	156
Tabela 46: Resultados da vida útil do pavimento em anos.....	157

LISTA DE SIGLAS, SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Δt: *Tempo de defasagem*

Δ: *Ângulo de fase*

Δσ: *Diferença de tensões*

AASHTO: *American Association of Highway and Transportation Officials*

ABS: *Acrilonitrila-Butadieno-Estireno*

AF: *ângulo de fase*

ASTM: *American Society of Testing and Materials*

C: *Fator de Correção*

CA: *Concreto Asfáltico*

CAP: *Cimento Asfáltico de Petróleo*

CBUQ: *Concreto Betuminoso Usinado à Quente*

CDI: *Compaction Densification Index*

CGS: *Compactador Giratório SUPERPAVE*

CNT: *Confederação Nacional de Transportes*

CPA: *Camada Porosa de Atrito*

d: *Diâmetro do corpo de prova*

DAER: *Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem*

Δ: *Deformação Elástica*

DNER: *Departamento Nacional de Estradas de Rodagem*

DNIT: *Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes*

DSR: *Dynamic Shear Rheometer*

E: *Módulo de Elasticidade*

E1: *Módulo Elástico Real*

E2: *Módulo de Perda*

|E*|: *Módulo Dinâmico ou MD*

E*: *Módulo Complexo*

ε₀: *Deformação axial recuperável máxima*

εi: *Deformação inicial*

εp: *Deformação plástica*

εr: *Deformação resiliente específica*

ε_t : Deformação específica de tração

EVA: Etileno e Acetato de Vinila

ESAL: Equivalent Axle Loads

EUA: Estados Unidos da América

F: Força aplicada

FHWA: (Federal Highway Administration),

FN: Flow Number

δ = ângulo de fase - ligante

σ_0 : Tensão dinâmica máxima

Gmb: Densidade Específica Aparente Estimada

Gmm: Densidade Máxima Medida

Gsb: Densidade Máxima Aparente

h: Altura Corpo de Prova

Hz: Hertz

IRI: Indicador de Irregularidade

IDT: Indirect Tensile Tester

kPa: Quilo Paschoal

LCPC: Laboratoire Central des Ponts et Chassées

LDPE: Polietileno de Baixa Densidade

LMCC: Laboratório de Materiais de Construção Civil

LVDT: Linear Variable Differential Transducer

MD: Módulo Dinâmico

μ : Coeficiente de Poisson

MR: Módulo de Resiliência

NCHRP: National Cooperative Highway Research Program

Ndes: Densidade Estimada no final da compactação

$\eta_{\text{máx}}$: Máxima tensão de cisalhamento aplicada

NR: Borracha Natural

P: Carga vertical repetida

PBD: Polibutadieno

PG: Grau de Desempenho

PI: Polisopreno

RBV: Relação Betume Vazios

RPB: Relação Pó Betume

RPM: *Rotações por minuto*

RT: *Resistência à Tração*

RTFOT: *Rolling Thin Film Oven Test*

s: *Segundo*

SB: *Estireno-Butadieno*

SBS: *Estireno-Butadieno-Estireno*

SEBS: *Estireno-Etileno-Butilenoestireno*

SHRP: *Strategic Highway Research Program*

SIS: *Estireno-Isopreno-Estireno*

SMA: *Stone Mastic Asphalt*

SST: *SUPERPAVE Shear Tester*

SUPERPAVE: *Superior Performing Asphalt Pavement System*

TDI: *Traffic Densification Index*

TDIm: *Traffic Densification Index Modificado*

TLA: *Trinidad Lake Asphalt*

UFSM: *Universidade Federal de Santa Maria*

USACE: *Corpo de Engenheiros do Exército Americano*

UTM: *Universal Testing Machine*

VA: *Vazios com ar*

VAM: *Vazios do Agregado Mineral*

VECD: *Visco-Elastic Continuum Damage*

VMD: *Número de veículos médios diário*

V_{mx}: *Volume do CP*

V_V: *Volume de Vazios*

ω: *Frequência angular*

γ_w: *Massa específica da água*

φ: *Ângulo de fase do material – concreto asfáltico*

W_m: *Massa do CP*

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	2
LISTA DE TABELAS.....	5
LISTA DE SIGLAS, SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	7
1. INTRODUÇÃO	12
2. REVISÃO DE LITERATURA.....	16
2.1. Ligantes Asfálticos	16
2.1.1. Composição Química	17
2.1.2 Especificação Brasileiras.....	22
2.1.3 Especificação Norte-Americana – SUPERPAVE.....	26
2.1.3.1 Métodos de envelhecimento dos ligantes	28
2.1.3.2 Testes de desempenho dos ligantes.....	31
2.1.4 Considerações acerca das especificações.....	42
2.1.5. Asfalto Natural de Trinidad & Tobago – Trinidad Lake Asphalt (TLA)	46
2.1.6 Asfaltos Modificados por Polímeros.....	48
2.2. Misturas Asfálticas	50
2.2.1. Dosagem de Misturas Asfálticas.....	51
2.2.2. Ensaios Mecânicos.....	57
2.2.2.1 Ensaio de Resistencia a Tração por Compressão Diametral	57
2.2.2.2 Módulo de Resiliência	58
2.2.2.3 Módulo Dinâmico Uniaxial.....	63
3. METODOLOGIA DA PESQUISA.....	78
3.1 Planejamento da pesquisa	78
3.2. Ensaios laboratoriais.....	79
3.2.1. Dosagem das misturas	79
3.2.2. Ensaios Mecânicos.....	86
3.2.2.1. Ensaio de Resistencia a Tração por Compressão Diametral.....	86
3.2.2.2. Ensaio de Módulo de Resiliência	88
3.2.2.3. Ensaio de Módulo Dinâmico Uniaxial.....	90
3.2.3. Análise de desempenho	91

4. RESULTADOS OBTIDOS.....	97
4.1 Caracterização dos Materiais	97
4.1.1 Agregados Minerais	97
4.1.2 Ligantes	100
4.2 Análise das Misturas Asfálticas	103
4.2.1 Dosagem	103
4.2.1.1 Parâmetros Volumétricos	103
4.2.1.2 Parâmetros de Densificação	106
4.2.3 Propriedades Mecânicas	111
4.2.3.1 Resistência à Tração (RT)	111
4.2.3.2 Módulo de Resiliência (MR)	115
4.2.3.3 Módulo Dinâmico (E*)	122
4.2.4 Análise de Desempenho.....	145
4.2.4.1 Nível de análise 3.....	145
4.2.4.2 Nível de análise 2.....	149
4.2.4.3 Nível de análise 1.....	153
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS	161
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	165
ANEXO 1 – ARTIGO PUBLICADO NA 45^A REUNÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO EM BRASÍLIA – DF EM SETEMBRO DE 2016.....	173
ANEXO 2 – APRESENTAÇÃO REALIZADA AO TÉCNICOS DA ANTT NA SEDE DA CONCEPA.....	187
ANEXO 3 – APRESENTAÇÃO REALIZADA NO WORKSHOP DA ANTT EM BRASÍLIA.....	192

1. INTRODUÇÃO

A qualidade e quantidade de rodovias pavimentadas têm papel marcante na economia e no desenvolvimento nacional e os custos envolvidos, via de regra, públicos ou pagos diretamente pelos usuários, são de grande monta e devem ser bem geridos de maneira a trazer o máximo de benefício à sociedade. No Brasil o modal rodoviário responde por mais de 60% das cargas e 90% dos passageiros; nos últimos anos a situação da malha tem melhorado sensivelmente, conforme pesquisas realizadas pela CNT – Confederação Nacional dos Transportes (Figura 1), todavia ainda em 2015 a situação apresentada está muito aquém do ideal: 41,6% das rodovias avaliadas são classificadas como ótimas, 9,8% como boas, 35,4% são regulares, 10,1% são ruins e 3,1%, péssimas para o quesito pavimento (CNT, 2015). Não obstante, vale ressaltar que a malha rodoviária brasileira (rodovias federais, estaduais e municipais) tem apenas 10% de sua extensão pavimentada.

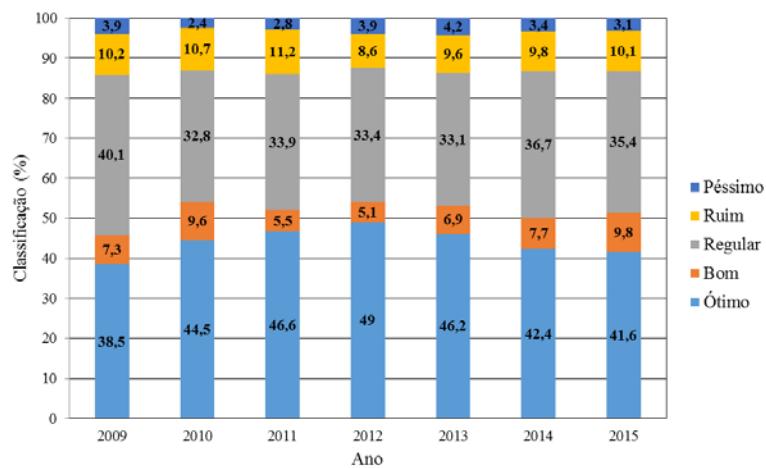


Figura 1: Estado da malha pavimentada segundo pesquisa CNT

Um pavimento pode ser definido como um sistema de múltiplas camadas semi-infinitas destinado a: distribuir os esforços verticais e horizontais oriundos do tráfego, proteger as camadas inferiores das intempéries e proporcionar aos usuários uma superfície segura e regular de maneira a permitir o deslocamento com segurança e economia (Medina e Motta 2015, Papagiannakis e Massad, 2008).

A distribuição de esforços no interior da estrutura condiciona as tensões críticas que levam o pavimento a ruptura por fadiga (com esforços de tração nas camadas asfálticas e cimentadas) e por deformação plástica excessiva (esforços de compressão/cisalhamento

nas camadas granulares e/ou coesivas). Tal distribuição, para uma dada situação de carregamento, depende da rigidez das camadas, que por sua vez é influenciada pelas condições de carregamento e temperatura.

As misturas asfálticas são utilizadas na estrutura de pavimentos visando proteger as camadas granulares subjacentes do efeito da umidade e de tensões elevadas resultantes das cargas transferidas ao pavimento pelo tráfego. Para desempenhar adequadamente estas funções ao longo da vida útil do pavimento, a mistura asfáltica deve resistir às solicitações impostas pelo tráfego que, somadas às condições ambientais, podem causar processos de degradação no pavimento, como deformações permanentes e trincamento.

Muitas vezes as propriedades conferidas ao pavimento por um ligante asfáltico convencional não são suficientes para garantir um bom desempenho, podendo ocorrer deterioração prematura da estrutura.

Fissuras por fadiga ocorrem durante toda a vida útil do pavimento e normalmente resultam em severos danos a estrutura. Já as fissuras térmicas são causadas pela exposição do pavimento a um simples ciclo térmico, em que se atinge a temperatura mínima crítica ou a diversos ciclos em que a temperatura inferior é superior à temperatura mínima crítica, ocorrendo normalmente em direção perpendicular ao tráfego.

A formação de ATRs, Afundamentos em Trilhas de Rodas, uma das mais comuns perdas de regularidade e serventia dos pavimentos, é resultado da deformação permanente causada pelo acúmulo de deformação plástica sob aplicação de cargas repetitivas em altas temperaturas de serviço.

Neste sentido, de entendimento estrutural do pavimento asfáltico flexível, torna-se imperioso o entendimento da reologia dos materiais. A reologia pode ser definida como a parte da física que estuda os materiais que não são nem sólidos nem líquidos ou que apresenta ambos os comportamentos de maneira concomitante. A resposta das misturas asfálticas sob diversas condições de carregamento (estático, dinâmico, de curta ou longa duração) e considerando a variável ambiental temperatura é estudada através da reologia. O ensaio que, atualmente, representa melhor esta condição é o ensaio de módulo dinâmico.

O asfalto é um material complexo, tanto sob a ótica da composição quanto de comportamento. Apresenta comportamento viscoso, caracterizado pela redução da rigidez sob longos períodos de carregamento ou altas temperaturas e comportamento elástico em situações inversas. Durante a utilização do pavimento o asfalto apresenta uma parcela viscosa e uma parcela elástica em resposta a solicitações do tráfego. As misturas asfálticas, por consequência, tem comportamento semelhante a este, de queda ou elevação da rigidez, dependendo da temperatura ou do tempo de aplicação de carga (ligada a velocidade operacional dos veículos).

Nos países do chamado primeiro mundo há uma preocupação efetiva com a melhoria da qualidade do pavimento rodoviário e com o aumento da vida útil das rodovias. Há cerca de trinta anos foi verificada que a adição de polímeros ao asfalto melhora consideravelmente suas propriedades, especialmente a resistência à fratura a baixas temperaturas e ao escoamento sob condições de aquecimento elevado.

A evolução das pesquisas permitiu aprofundar os conhecimentos e hoje já se tem informação mais precisa sobre o mecanismo de atuação dos polímeros como reforço das propriedades do ligante. Os países em que os estudos estão mais avançados são França, Espanha e Alemanha, na Europa e Estados Unidos da América (EUA). Este último implantou um projeto conhecido como SUPERPAVE, resultado de um programa de pesquisas em que foram gastos cerca de 150 milhões de dólares para aprofundar estudos sobre qualidade de ligantes rodoviários e de misturas betuminosas.

A partir desse projeto surgiram ensaios mecânicos que buscam relacionar o desempenho da mistura com suas características de rigidez e deformabilidade, entre esses, o ensaio de Módulo Dinâmico Uniaxial e o ensaio de Tração Direta, sendo que os dados oriundos de tais testes são utilizados para a obtenção dos parâmetros do dano contínuo ou VECD.

Não obstante a este panorama geral, a CONCEPA – Concessionária da Rodovia Osório - Porto Alegre S/A vem utilizando ligantes asfálticos modificados, tanto com polímero SBS (Etireno-Butadieno-Estireno) quanto TLA (Trinidad Lake Asphalt), para produção de misturas asfálticas.

Neste contexto de aumento de demanda de tráfego e de tornar os investimentos em pavimentação mais efetivos e duradouros é imperativo que se busquem alternativas técnicas para atender as demandas de reabilitação das rodovias nacionais possibilitando assim o bem estar da população e a redução dos custos de transportes.

O presente relatório técnico, resultado final da pesquisa RDT/ANTT *“Estudo laboratorial do módulo dinâmico de concretos asfálticos convencionais e modificados”* envolvendo a Concessionária da Rodovia Osório - Porto Alegre S/A - CONCEPA, apresenta os resultados do cumprimento do objetivo geral que é estudar o comportamento reológico, através do módulo dinâmico, de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros e TLA para fins de utilização como camada estrutural de pavimentos flexíveis bem como os resultados dos objetivos específicos que são:

- realizar um levantamento bibliográfico sobre os temas que envolvem a pesquisa: ligantes asfálticos; dosagem de concretos asfálticos; comportamento reológico baseado em ensaios de laboratório (ensaios de módulo de resiliência por compressão diâmetral de e ensaios de módulo dinâmico uniaxial);
- estudar, em laboratório, dosagem de concretos asfálticos a partir da dosagem SUPERPAVE;
- estudar, a partir de ensaios laboratoriais, o comportamento reológico de quatro misturas em concretos asfálticos produzidos com ligantes convencional e modificados através de ensaios de módulo dinâmico uniaxial.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Ligantes Asfálticos

O asfalto é uma mistura de hidrocarbonetos derivados do petróleo. Podem ser extraídos da natureza em lagos naturais, rochas asfálticas ou por processo de refino do petróleo. São comumente utilizados em serviços de impermeabilização e juntamente com agregados para a produção de misturas asfálticas.

Os petróleos ou óleos crus diferem em suas propriedades físicas e químicas, variando de líquidos negros viscosos até líquidos castanhos bastante fluidos, com composição química predominantemente parafínica, naftênica ou aromática. Existem aproximadamente 1.500 tipos de petróleos explorados no mundo, porém somente uma pequena porção deles é considerada apropriada para produzir asfalto (Read e Whiteoak, 2003). Como os óleos crus têm composições distintas dependendo de sua origem, os asfaltos resultantes de cada tipo também terão composições químicas distintas.

O Cimento Asfáltico de Petróleo – CAP, como é conhecido no Brasil – é um produto: semissólido a temperatura baixa, viscoelástico na temperatura ambiente e líquido em temperatura alta; comporta-se como fluido em temperaturas com valores próximos a 100°C e como pseudoplástico em temperaturas entre 25°C e 60°C (Leite, 1999).

O manuseio e estocagem do asfalto devem ser feitos com a temperatura mais baixa possível, a se evitar o envelhecimento do ligante. O envelhecimento do ligante é um fenômeno que tem influência no desempenho da mistura asfáltica. A exposição do ligante às altas temperaturas e às intempéries permite a perda de voláteis e a oxidação, o que é prejudicial no que diz respeito à fadiga. Tem-se, ao longo dos anos, tentado diminuir este efeito com adição de produtos e novas tecnologias executivas.

Quanto à deformação permanente o ligante apresenta menor resistência no início de sua vida de serviço, quando sua rigidez é menor, sendo afetado também pelas altas temperaturas e por veículos trafegando à baixa velocidade com cargas elevadas.

Os CAPs mais utilizados no Brasil são o 30/45 e o 50/70. Esta classificação é feita por meio da penetração de uma agulha padrão sob condições padronizadas (uma medida de dureza) e os números indicam a faixa de penetração, ou seja, CAP cuja dureza está entre 30 e 45 é classificado como um CAP 30/45. A especificação do DNIT 095/2006-EM versa sobre os cimentos asfálticos de petróleo.

2.1.1. Composição Química

Quimicamente o asfalto é definido como um sistema coloidal constituído por micelas de asfaltenos dispersadas em um meio intermicelar oleoso, formado pela mistura de óleos aromáticos e saturados, chamado maltenos.

Para Leite (1999) os CAP's são constituídos de 90 a 95% de hidrocarbonetos e 5 a 10% de heteroátomos (oxigênio, enxofre, nitrogênio e metais - vanádio, níquel e ferro) através de ligações covalentes. A composição química é bastante complexa, o número de átomos de carbono por molécula varia de 20 a 120. O fracionamento químico mais empregado em Centros de Pesquisas na Europa e EUA, cuja metodologia está descrita na norma ASTM D 4124, separa o CAP em compostos saturados, nafteno-aromáticos, polar-aromáticos e asfaltenos (insolúveis em n-heptano). Os asfaltenos separam-se primeiro, por precipitação, com a adição de n-heptano. Os outros constituintes, denominados maltenos, solúveis em n-heptano, são separados por cromatografia de adsorção.

Os asfaltenos são aglomerados de compostos polares e polarizáveis, formados em consequência de associações intermoleculares. São considerados responsáveis pelo comportamento reológico dos CAP e constituídos de hidrocarbonetos naftênicos condensados e de cadeias curtas de saturados, conforme a Figura 2. O peso molecular dos asfaltenos é da ordem de 3.000 (Leite, 1999).

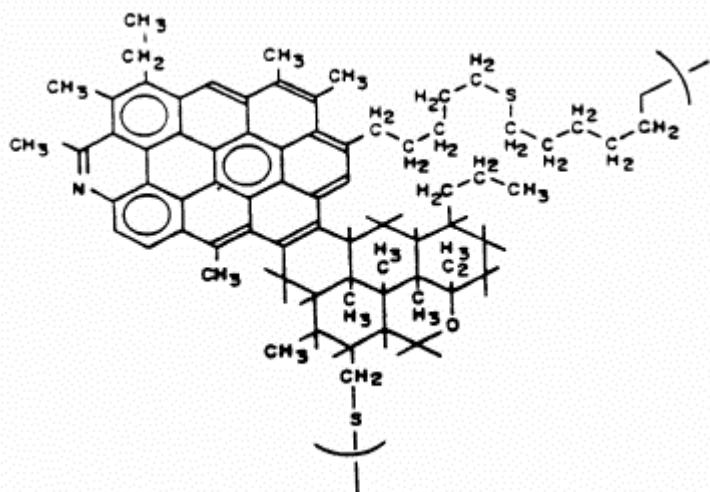


Figura 2: Estrutura hipotética de uma molécula de asfalteno (Leite 1999)

O fracionamento químico separa o cimento asfáltico em compostos saturados (S), aromáticos (A), resinas (R) e asfaltenos (A), sendo este método conhecido como SARA (Figura 3). Os asfaltenos, responsáveis pela parcela viscosa do comportamento do CAP, são os componentes mais complexos e com a maior polaridade. Estudos têm demonstrado que a quantidade e as características dos asfaltenos variam consideravelmente de asfalto para asfalto. Um baixo teor de asfaltenos (menor que 10%) têm sido associado a misturas asfálticas pouco estáveis. Resinas são geralmente escuras e semissólidas ou sólidas. São fluidas quando aquecidas e tornam-se frágeis quando resfriadas. Funcionam como agentes que dispersam os asfaltenos nos óleos formando um líquido homogêneo. Na oxidação, as resinas transformam-se em asfaltenos (Lucena, 2005).

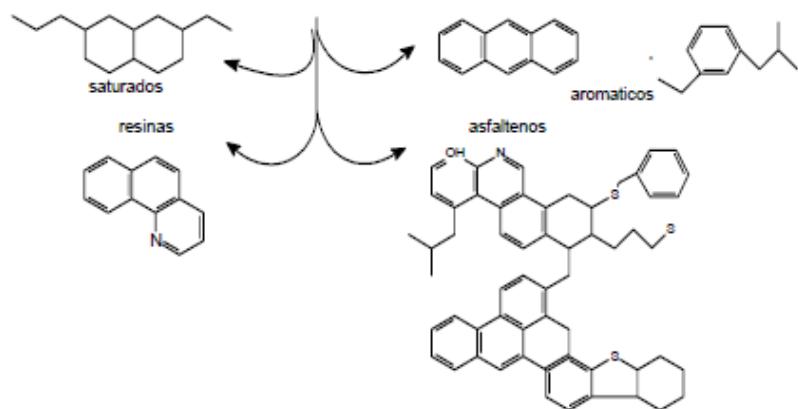


Figura 3: Estruturas representativas das quatro frações betuminosas (Masson et al., 2001)

Os saturados agem no sentido de influenciar negativamente a susceptibilidade térmica, os aromáticos contribuem para a melhoria de propriedades físicas, as resinas melhoram a ductibilidade e dispersão dos asfaltenos e os asfaltenos contribuem aumentando a viscosidade e tornando os cimentos asfálticos menos susceptíveis a variações de temperatura.

Segundo Yen (1991 *apud* Leite, 1999), o CAP pode ser considerado uma dispersão coloidal de asfaltenos em saturados e aromáticos, circundados por resinas que agem como agentes peptizantes. Este modelo é representado na Figura 4. A aglomeração de micelas de asfaltenos com adsorção de resinas, chamada de supermicela, é dependente da temperatura, teor de parafinas e outros compostos químicos. Neste modelo simples e bastante utilizado de composição do asfalto, o cimento asfáltico é considerado como formado por asfaltenos, resinas (polares aromáticos e nafteno aromáticos) e óleos (saturados). Os asfaltenos são insolúveis quando o cimento asfáltico é dissolvido num solvente apolar como o pentano, hexano ou heptano. O componente que é dissolvido é chamado “malteno” (ou petroleo) e é composto de resinas e óleos.

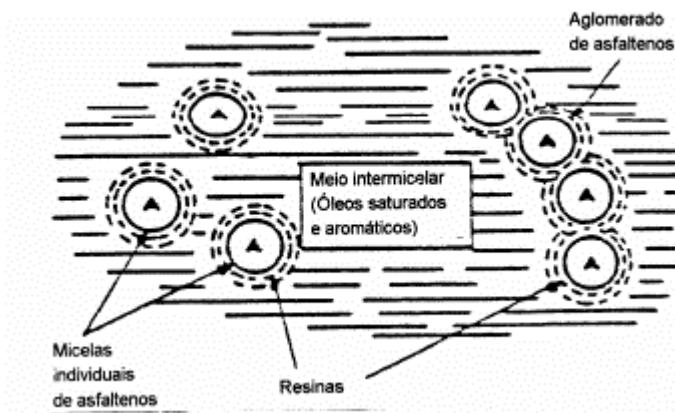


Figura 4: Modelo de micelas para o cimento asfáltico de Yen (1991)

No modelo de micelas, o CAP não é uma verdadeira solução, mas sim considerado um sistema coloidal que consiste em micelas (asfaltenos) de grande peso molecular dispersas ou dissolvidas num meio oleoso de menor peso molecular (maltenos). Afastando-se do centro das micelas, há uma transição gradual para resinas menos polares, estas camadas estendendo-se até o meio oleoso de dispersão.

Em presença de quantidade suficiente de resinas e aromáticos, os asfaltenos formam micelas com boa mobilidade e resultam em ligantes conhecidos como Sol. Porém, se as frações não estão bem balanceadas, há formação de estruturas de pacotes de micelas com vazios internos que resultam em ligantes de comportamento conhecido como Gel, sendo um exemplo desse tipo os asfaltos oxidados utilizados em impermeabilizações. Esse comportamento Gel pode ser minimizado com o aumento de temperatura (Leite, 1999; Read e Whiteoak, 2003).

A Figura 5 mostra a representação esquemática dos comportamentos Sol e Gel.

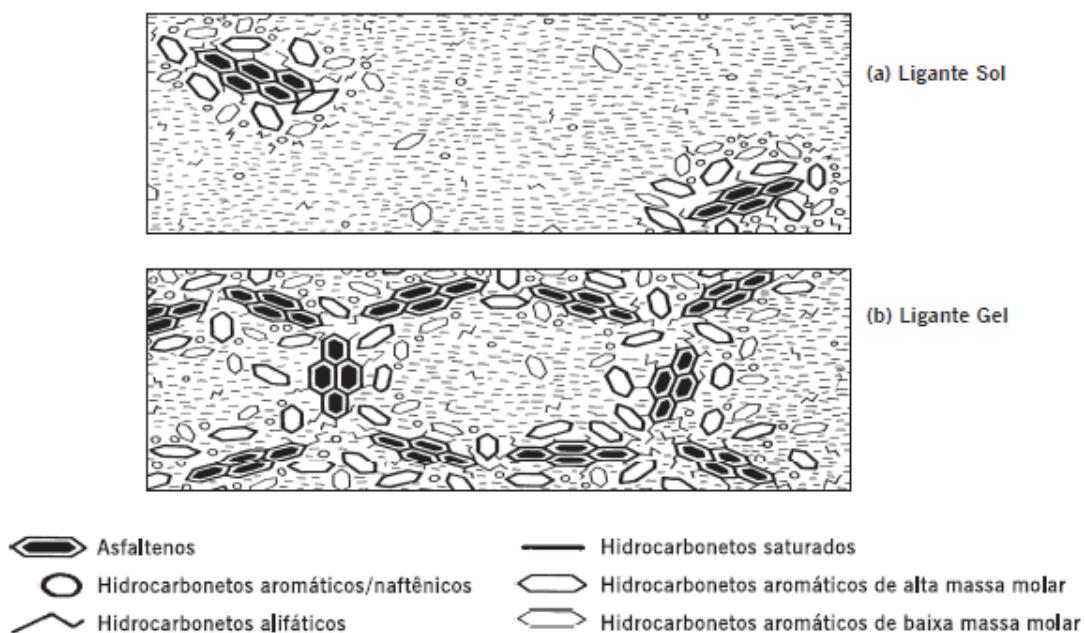


Figura 5: Representação esquemática do ligante asfáltico de comportamento Sol e Gel (Read e Whiteoak, 2003)

Lucena (2005) discorre que um outro modelo muito utilizado atualmente é o modelo estudado em um programa de pesquisa denominado SHRP (*Strategic Highway Research Program*). O modelo estrutural do programa SHRP não considera o conceito de asfaltenos e maltenos de Yen e classifica os compostos constituintes do CAP em polares e apolares. Em contrapartida, propõe que forças intra e intermoleculares (Van der Waals, ligações de hidrogênio e ligações π - π) são responsáveis pela formação de redes tridimensionais que resultam em características elásticas e viscosas. Por aumento da temperatura ou por ação de forças cisalhantes, ocorre destruição de aglomerados, com consequente redução da elasticidade e aumento das características viscosas. O comportamento não-Newtoniano do CAP ao esfriar é consequência das atrações inter e intramoleculares entre asfaltenos e outros compostos.

De acordo com os pesquisadores do SHRP, o asfalto é uma matriz molecular tridimensional formada por moléculas polares dentro de moléculas neutras (apolares) (Figura 6). A natureza tridimensional torna o asfalto elástico, porém aplicando-se uma determinada tensão (mecânica ou térmica), as ligações fracas se rearranjam e o asfalto experimenta deformação permanente (LUCENA, 2005).



Figura 6: Modelo SHRP do asfalto (SHRP, 1994)

2.1.2 Especificação Brasileiras

As especificações brasileiras são baseadas no sistema de classificação com base no ensaio de penetração (DNER ME 003-99) e os ligantes são classificados em CAP 30/45; CAP 50/70; CAP 85/100 e CAP 150/200 (Resolução ANP Nº 19, de 11 de julho de 2005). A antiga classificação, apresentada na Tabela 1 e 2, por Viscosidade e Penetração ficou suprimida a partir desta resolução. Os antigos asfaltos CAP 7, CAP 20 e CAP 40 passaram a ser denominados pelo parâmetro penetração e não mais a Viscosidade. A especificação de ligantes asfálticos brasileiros está apresentada na Tabela 3.

O ensaio de penetração determina a profundidade, em décimos de milímetros, que uma agulha de 100 gramas penetra numa amostra de CAP por 5 segundos à temperatura de 25°C, conforme ilustra a Figura 7. A consistência do CAP será tanto maior quanto menor for a penetração da agulha.

Tabela 1: Antiga especificação brasileira de ligantes asfálticos por viscosidade (DNER, 1996)

CARACTERÍSTICAS	Métodos de Ensaio	Tipos		
		CAP-7	CAP-20	CAP-40
1 - Viscosidade a 60°C, poise	MB-827	700 a 1500	2000 a 3500	4000 a 5000
2 - Viscosidade a 135°C, SSF, mínimo	MB-517	100	120	170
3 - Viscosidade a 177°C, SSF	MB-517	15-60	30-150	40-150
4 - Penetração normal, 100 g, 5s, 25°C, 0,1 mm, mínimo	MB-107	90	50	30
5 - Ponto de Fulgor, °C mínimo	MB-50	220	235	235
6 - Solubilidade do Tricloroetileno, %, peso, mínimo	MB-166	99,5	99,5	99,5
7 - Índice de Suscetibilidade Térmica (*)		(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)
8 - Efeito do Calor e do ar:				
8.1 - Variação em peso, %, máximo	MB-425	1,0	1,0	1,0
8.2 - Viscosidade a 60°C, poise, máximo	MB-827	3000	9000	24000
8.3 - Ductilidade a 25°C, cm, mínimo	MB-167	50	20	10

$$(*) \text{ Índice Pfeiffer e Van Doormall} = \frac{(500) (\log \text{PEN}) + (20) (t^\circ\text{C}) - 1951}{120 - (50) (\log \text{PEN}) + (t^\circ\text{C})}$$

(t°C) = Ponto de amolecimento, MB-164

O produto não deve produzir espuma quando aquecido a 175 °C

Tabela 2: Antiga especificação brasileira de ligantes asfálticos por penetração (DNER, 1996)

CARACTERÍSTICAS	Métodos de Ensaio	Tipos			
		30/45	50/60	85/100	150/200
a) Penetração, 100 g, 5s a 25°C, 0,1 mm	MB-107	30-45	50-60	85-100	150-200
b) Ponto de fulgor, °C, mínimo	MB-50	235	235	235	220
c) Ductilidade a 25°C, 5cm/min, cm, mínimo	MB-167	60	60	100	100
d) Viscosidade Saybolt Furol, s, a 135°C, mínimo	MB-517	110	110	85	70
e) Teor de betume, % em peso, mínimo	MB-166	99,5	99,5	99,5	99,5
f) Índice de Suscetibilidade Térmica (*)		(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)	(-1,5) a (+1,0)
g) Efeito do Calor e do ar					
% Penetração original, mínimo	MB-425	50	50	47	40
% Variação em peso, máximo		1,0	1,0	1,0	1,5

$$(*) \text{ Índice Pfeiffer e Van Doormall} = \frac{(500) (\log \text{PEN}) + (20) (t^\circ\text{C}) - 1951}{120 - (50) (\log \text{PEN}) + (t^\circ\text{C})}$$

(t°C) = Ponto de amolecimento, MB-164

O produto não deve produzir espuma quando aquecido a 175 °C

Tabela 3: Especificação brasileira de ligantes asfálticos (ANP, 2005)

CARACTERÍSTICAS	UNIDADES	LIMITES				MÉTODOS	
		CAP 30-45	CAP 50-70	CAP 85-100	CAP 150-200	ABNT	ASTM
Penetração (100 g, 5s, 25°C)	0,1mm	30 45	50 70	85 100	150 200	NBR 6576	D 5
Ponto de amolecimento, mín	°C	52	46	43	37	NBR 6560	D 36
Viscosidade SayboltFurol	s					NBR 14950	E 102
a 135 °C, mín		192	141	110	80		
a 150 °C, mín		90	50	43	36		
a 177 °C		40 150	30 150	15 60	15 60		
OU							
Viscosidade Brookfield	cP					NBR 15184	D 4402
a 135°C, SP 21, 20 rpm, mín		374	274	214	155		
a 150 °C, SP 21, mín.		203	112	97	81		
a 177 °C, SP 21		76 285	57 285	28 114	28 114		
Índice de susceptibilidade térmica (1)		(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)		
Ponto de fulgor mín	°C	235	235	235	235	NBR 11341	D 92
Solubilidade em tricloroetileno, mín	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5	NBR 14855	D 2042
Ductilidade a 25° C, mín	cm	60	60	100	100	NBR 6293	D 113

Do ponto de vista de comportamento o ensaio de penetração traduz muito pouco o que se pode esperar de cada classe de ligante, apenas que uma classe é que tem mais consistência que a outra.

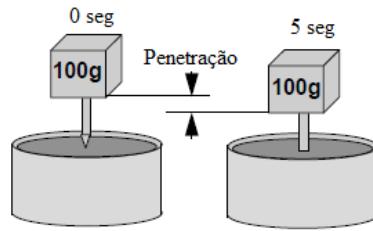


Figura 7: Esquema do ensaio de penetração

Neste sentido foi incorporado também à especificação de 2005, o ensaio de ponto de amolecimento (PA), que é a temperatura em que o ligante asfáltico amolece sob condições padronizadas (NBR 6560; ABNT, 2000), conforme ilustra a Figura 8. Este parâmetro apresenta uma relação mais direta com o campo, ou seja, para que o ligante mantenha consistência suficiente para atuar como agente cimentante e aglutinador a temperatura do CAP não deverá exceder o PA.

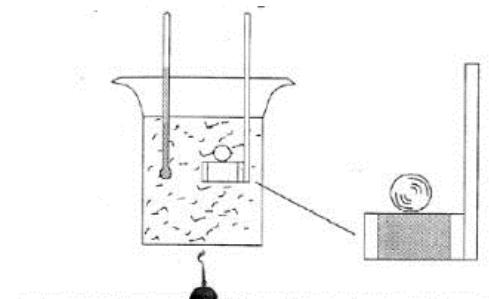


Figura 8: Esquema do ensaio de ponto de amolecimento

Evidentemente que devemos ter em mente algum critério estatístico para definir a temperatura do pavimento, bem como se trabalhar com temperatura em algum ponto no interior da camada e não na superfície, todavia é válido mencionar que o CAP produzido e comercializado no Estado do Rio Grande do Sul (seja ele produzido pela Refinaria Alberto Pasqualini ou pela Refinaria de Petróleo Riograndense) é o CAP 50-70 que tem PA na ordem de 46°C e que os pavimentos apresentam temperaturas muito acima deste valor.

2.1.3 Especificação Norte-Americana – SUPERPAVE

Em 1987, o Strategic Highway Research Program (SHRP) a partir de um investimento de 150 milhões de dólares aprovado pelo Congresso Americano, iniciou-se um programa para melhorar o desempenho e a durabilidade das estradas dos Estados Unidos, assim como para construir estradas mais seguras para os usuários. Grande parte das rodovias de tráfego pesado nessa época apresentavam deformações permanentes prematuras, em função do excesso de ligante que vinha sendo empregado nas misturas asfálticas. A necessidade por novos testes e especificações para projetar pavimentos que atingissem o desempenho desejado e controlassem seu comportamento, levou ao investimento no desenvolvimento de especificações e testes para seleção de materiais e projeto de misturas. Assim, o produto final da pesquisa realizada pelo programa SHRP foi um novo sistema denominado SUPERPAVE (Superior Performing Asphalt Pavements).

Visando uma melhoria nas especificações de ligantes e nos procedimentos Marshall e Hveem (de dosagem de misturas), surgiu o sistema SUPERPAVE que substituiu as diversas especificações e métodos de projeto de misturas asfálticas que eram adotados nos estados americanos e em outras agências de transporte. Esse método é baseado no desempenho que os materiais e as misturas apresentaram, levando em conta as diferentes configurações de tráfego e as condições ambientais (SHRP, 1994b). Atualmente é reconhecido em todo mundo pela vanguarda científica e vem sendo, paulatinamente, incorporado à prática brasileira.

A especificação de ligantes asfálticos foi desenvolvida durante o SHRP e ficou conhecida como “Grau de desempenho” (performance grade - PG). A proposta principal desta seleção e classificação é agrupar os ligantes asfálticos conforme o seu comportamento em função do ambiente onde será implantado, levando em conta as temperaturas do pavimento ao longo de sua vida útil, e do tráfego previsto para a rodovia (NCHRP, 2011). Os testes buscam quantificar o desempenho dos ligantes em três estágios da sua vida: no estado original, depois da fase de mistura, espalhamento e compactação e o envelhecimento ocorrido durante a vida de serviço do pavimento. A Tabela 4 apresenta os PGs da especificação.

As especificações de ligantes que seguem essa metodologia podem ser utilizadas tanto para ligantes convencionais como para ligantes modificados, incluindo ligantes com aditivos dispersos, dissolvidas ou que reagem com os cimentos asfálticos (SHRP, 1994b).

Tabela 4: Especificação SUPERPAVE de ligantes

Performance Graded Asphalt Binder Specification (from AASHTO MP 1)																																										
Performance Grade	PG 46			PG 52			PG 58			PG 64			PG 70			PG 76			PG 82																							
Average 7-day Maximum Pavement Design Temperature, °C ^a	34	40	46	10	16	22	28	34	40	46	16	22	28	34	40	10	16	22	28	34	10	16	22	28	34																	
Minimum Pavement Design Temperature, °C ^a	< 46			< 52			< 58			< 64			< 70			< 76			< 82																							
Flash Point Temp, T 48, Minimum (°C)															230																											
Viscosity, ASTM D 4402 ^b															135																											
Dynamic Shear, TP 5 ^c	Maximum, 3 Pa's, Test Temp, °C																																									
Dynamic Shear, TP 5 ^c	46			52			58			64			70			76			82																							
ORIGINAL BINDER														ROLLING THIN FILM OVEN RESIDUE (T 240)							PRESSURE AGING VESSEL RESIDUE (PP 1)																					
Mass Loss, Maximum, percent														1.00																												
Dynamic Shear, TP 5 ^c	46			52			58			64			70			76			82																							
Dynamic Shear, TP 5 ^c	90			90			100			100			100 (110)			100 (110)			100 (110)																							
PAV Aging Temperature, °C ^d	10	7	4	25	22	19	16	13	10	7	25	22	19	16	13	31	28	25	22	19	16	34	31	28	25	22	19	37	34	31	28	25	40	37	34	31	28					
Dynamic Shear, TP 5 ^e	Maximum, 5000 kPa													Report							Report							Report														
Direct Tension, TP 3 ^f	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24					
Direct Tension, TP 3 ^f	Determine the critical cracking temperature as described in PP 42	-24	-30	-36	0	-6	-12	-18	-24	-30	-36	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	-30	0	-6	-12	-18	-24	0	-6	-12	-18	-24				
Physical Hardening ^g	Creep Stiffness, TP 1																																									
Physical Hardening ^g	Determine the critical cracking temperature as described in PP 42																																									
Physical Hardening ^g	Creep Stiffness, TP 1																																									
Physical Hardening ^g	PAV Aging Temperature, °C ^d																																									
Physical Hardening ^g	Dynamic Shear, TP 5 ^c																																									
Physical Hardening ^g	Dynamic Shear, TP 5 ^c																																									
Physical Hardening ^g	Direct Tension, TP 3 ^f																																									
Physical Hardening ^g	Determine the critical cracking temperature as described in PP 42																																									
Physical Hardening ^g	Report																																									
Physical Hardening ^g	NAPA																																									

Diferentemente dos outros sistemas, nas especificações SUPERPAVE o desempenho que cada propriedade física deve apresentar é um valor constante em cada item avaliado. No entanto, o que varia são as temperaturas máximas e mínimas que cada quesito deve apresentar. O SUPERPAVE busca solucionar o problema de 3 defeitos nos pavimentos: deformação permanente, ruptura por fadiga e ruptura por retração térmica. Os requisitos que os ligantes asfálticos devem apresentar segundo (SHRP, 1994b) são:

- Rrigidez mínima de 1,0 kPa em ligantes virgens para assegurar contra instabilidade;
- Rrigidez mínima de 2,2 kPa em ligantes “short term aged” (envelhecidos em curto prazo) para garantir uma resistência à deformação permanente suficiente imediatamente após a construção da rodovia;
- Rrigidez máxima de 5000 kPa em ligantes “long term aged” (envelhecidos em longo prazo) para evitar a ruptura por fadiga em ligantes asfálticos que apresentam alta rigidez;
- Rrigidez máxima de 300 MPa e módulo de relaxação mínimo de 0,30 resultantes do carregamento estático para limitar a rigidez do ligante à baixas temperaturas;

Uma maior rigidez estática é permitida pela especificação se um mínimo de 1 por cento da tensão de tração for atingida por determinados ligantes asfálticos, geralmente ligantes modificados que apresentam um rigidez estática a baixa temperatura maior que a desejada.

2.1.3.1 Métodos de envelhecimento dos ligantes

Segundo SHRP (1994b), a especificação SUPERPAVE requer envelhecimento do ligante asfáltico para simular o envelhecimento durante a construção (curto prazo) e o envelhecimento do ligante asfáltico em serviço (longo prazo - primeiros 5 à 10 anos de serviço).

O envelhecimento do ligante asfáltico se dá por dois mecanismos: a evaporação dos óleos leves presentes no material e pela oxidação do ligante ao reagir com o oxigênio. O processo de mistura e agitação durante a produção das misturas asfálticas e o processo de implantação da massa asfáltica em campo resulta no envelhecimento do material em função das altas temperaturas e do fluxo de ar envolvidos no processo (AASHTO SP-1, 1997).

Envelhecimento em Curto Prazo - Estufa de película delgada rotacional:

O procedimento, conhecido como Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT), requer um forno elétrico que contém internamente um mecanismo que segura as garrafas das amostras e gira em torno de seu centro. Além disso, o forno RTFOT possui um jato de ar que irá soprar ar quando as garrafas atingirem a posição mais inferior do ciclo. A Figura 9 demonstra o interior de um forno RTFOT.

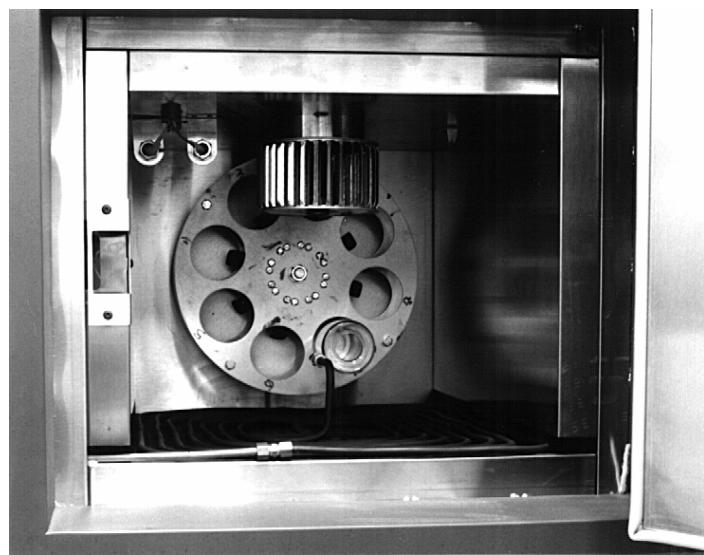


Figura 9: Interior de um forno RTFOT

Nesse ensaio, 8 frascos como os da Figura 10 são preenchidos com uma fina película de asfalto de 35g cada uma e são continuamente giradas dentro do forno a 163°C por 85 minutos, com uma injeção de ar a cada 3 a 4 segundos.

A estufa de película delgada rotacional é usada para duas finalidades, a primeira é o envelhecimento de ligantes que serão utilizados para testar propriedades físicas do material, e a segunda, a determinação da perda de massa resultante das operações de mistura e construção. O conteúdo de dois frascos é reservado para a determinação da perda de massa do ligante e é a média do percentual de perda das duas amostras.

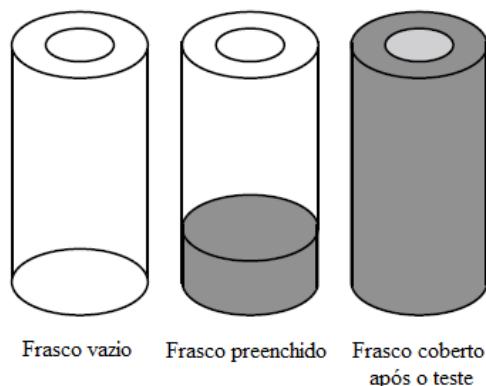


Figura 10: Garrafa utilizada no ensaio RTFO (AASHTO SP-1, 1997)

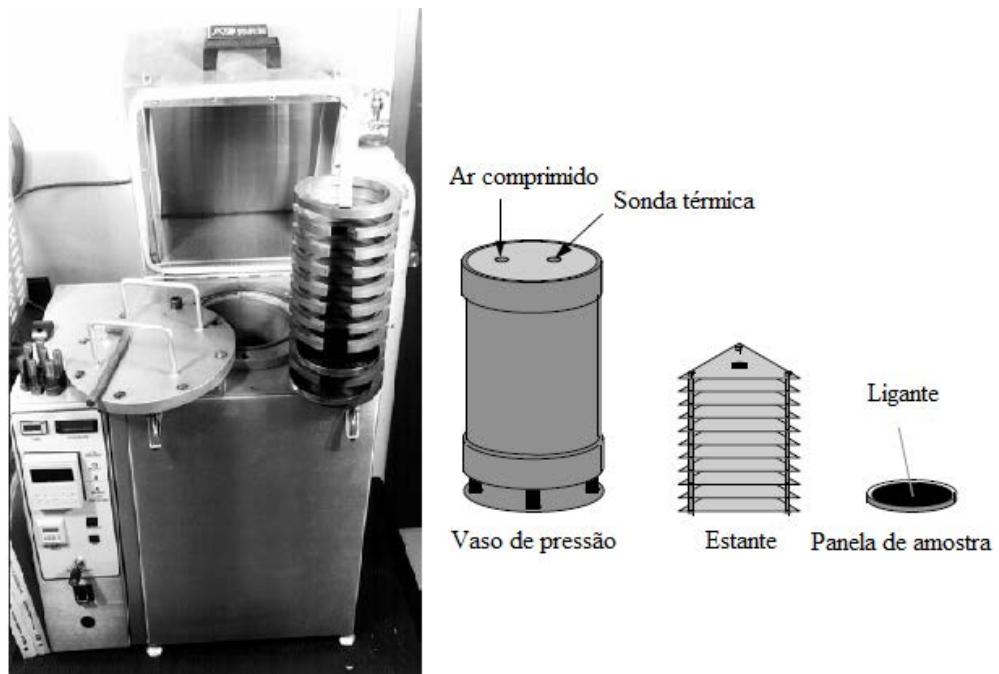
Envelhecimento em Longo Prazo - Vaso de envelhecimento sob pressão

Após o pavimento ser construído, o envelhecimento do ligante asfáltico continua ocorrendo, porém o mecanismo de oxidação é o mais presente em função das temperaturas moderadas a que o pavimento está sujeito (AASHTO SP-1, 1997). As especificações SUPERPAVE indicam a utilização do equipamento denominado Pressure Aging Vessel (PAV) para atingir esse nível de envelhecimento.

O PAV consiste de uma câmara de pressão, onde uma estante com amostras de ligante é alocada, que é fixo ou não dentro de uma câmara de temperatura e um cilindro de ar comprimido. A Figura 7 ilustra um forno PAV e suas partes constituintes.

O PAV expõe o ligante asfáltico à alta pressão de ar de 2,1MPa por 20 horas o que simula o envelhecimento resultante após a vida de serviço da rodovia. Uma vez que antes de ser implantado na via, o ligante sofre envelhecimento durante a mistura dos materiais e construção da via, a amostra é primeiro envelhecida no RTFO e depois no PAV (AASHTO SP-1, 1997).

Figura 11: Forno PAV e seus componentes



2.1.3.2 Testes de desempenho dos ligantes

Os testes de desempenho são importantes para a prática de engenharia, uma vez que a propriedades dos ligantes deixaram de ser medidas de forma empírica e passaram a verificar o comportamento do CAP nas diferentes condições ambientais. A Figura 12 ilustra os ensaios de desempenho realizados nas diferentes temperaturas que o pavimento é submetido.

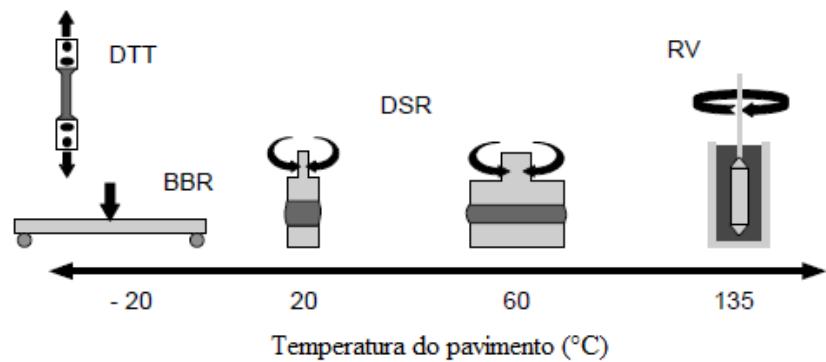


Figura 12: Ensaios de desempenho do ligante asfáltico segundo a metodologia SUPERPAVE

Viscosímetro Rotacional

A finalidade deste ensaio é determinar a viscosidade do ligante asfáltico para garantir que este é fluido o suficiente para ser bombeado e misturado com os agregados, ou seja, para determinação das temperaturas de usinagem e compactação. Por esta razão, o ligante testado nesta fase de ensaios é um ligante “virgem”. O equipamento utilizado chama-se viscosímetro rotacional ou Rotational Viscometer (RV) e está ilustrado na Figura 9. Esta técnica de mensuração já foi incorporada à especificação brasileira de CAPs de 2005.

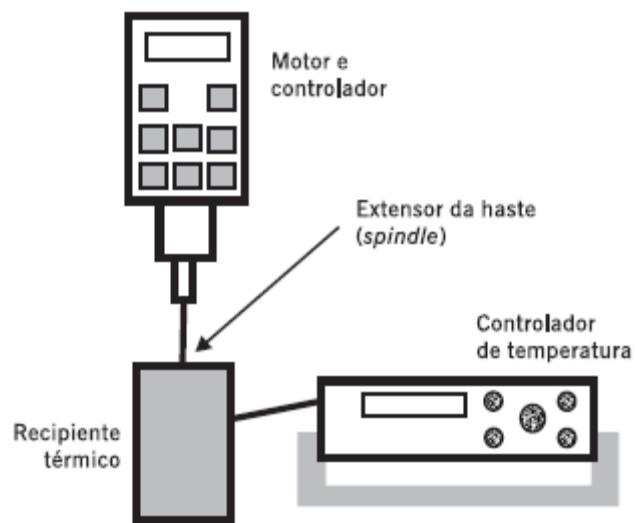


Figura 13: Viscosímetro rotacional

A viscosidade da amostra é medida a partir do torque necessário para manter uma velocidade de rotação constante na haste do equipamento quando submersa no ligante asfáltico, em detalhe na Figura 14. O torque é diretamente proporcional à viscosidade que é calculada automaticamente pelo dispositivo. O ensaio é realizado a 135°C, quando uma amostra entre 8 a 11 gramas é aquecida na estufa por 30 minutos. A amostra é então acoplada no equipamento e uma haste é introduzida no recipiente para realizar o movimento rotacional de 20 rpm para testes da especificação SUPERPAVE. O resultado é calculado a partir da média de 3 amostras.

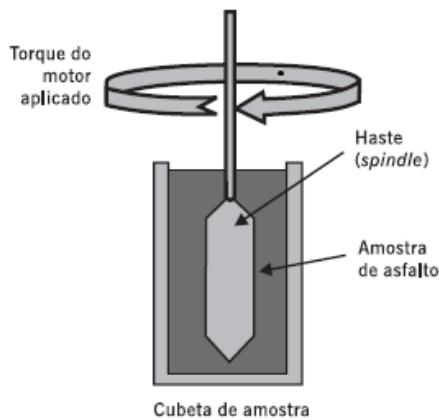


Figura 14: Esquema em detalhe do recipiente de ensaio do viscosímetro rotacional

Reômetro de cisalhamento dinâmico

O ligante asfáltico é um material que apresenta um comportamento que depende da frequência do carregamento e da temperatura, assim um teste que inclui os dois fatores é importante para prever a resposta do material aos carregamentos. Quando o ligante está sujeito a temperaturas e carregamentos equivalentes aos que enfrentará em campo, o comportamento apresentado será tanto viscoso como elástico. A partir da medição do módulo complexo de cisalhamento (G^*) e ângulo de fase (δ) pelo equipamento, também conhecido como Dynamical Shear Rheometer (DSR), é possível ter uma noção de como o material se comportará em temperaturas de serviço. A Figura 15 mostra um reômetro utilizado na especificação SUPERPAVE.



Figura 15: Reômetro de cisalhamento dinâmico

A propriedade G^* representa a medida da resistência do material à deformação quando submetido a repetidos pulsos de deformação cisalhante. Já δ é um indicador da proporção das deformações recuperáveis e não recuperáveis apresentadas pelo ligante asfáltico. As propriedades G^* e δ podem ser definidas como:

$$G^* = \frac{\tau_{máx}}{\gamma_{máx}}$$

$$\delta = \omega \times (\Delta t)$$

Onde:

G^* = módulo complexo de cisalhamento, Pa;

$\tau_{máx}$ = máxima tensão de cisalhamento aplicada, Pa;

$\gamma_{máx}$ = máxima deformação devido à tensão de cisalhamento aplicada;

δ = ângulo de fase;

ω = frequência angular, 1/s;

Δt = tempo de defasagem, s.

Uma amostra de ligante asfáltico é disposta entre duas placas paralelas sendo uma fixa e a outra oscilante, permitindo a aplicação do esforço de torção à amostra. A placa oscilante tem sua posição no ponto A da Figura 16 e move-se para o ponto B. A partir de B

a placa oscilante move no outro sentido passando novamente pelo ponto A até alcançar o ponto C. Depois a placa oscilante volta para o ponto A. O movimento de A para B, B para C e C até o ponto inicial, compõe um ciclo que é continuamente repetido durante o ensaio. A frequência do ensaio é de 10 radianos por segundo.

O ligante apresentará comportamento viscoso, não tendo capacidade de recuperar as deformações, quando o ensaio for realizado a altas temperaturas. O eixo vertical representa apenas a componente viscosa, portanto, a componente elástica de G^* será nula desde que $\delta = 90^\circ$. Por outro lado, o ligante apresentará comportamento elástico, com recuperação das deformações, quando o ensaio for realizado a baixas temperaturas. Este comportamento é representado pela componente elástica do ligante asfáltico onde a componente viscosa de G^* será nula desde que $\delta = 0^\circ$.

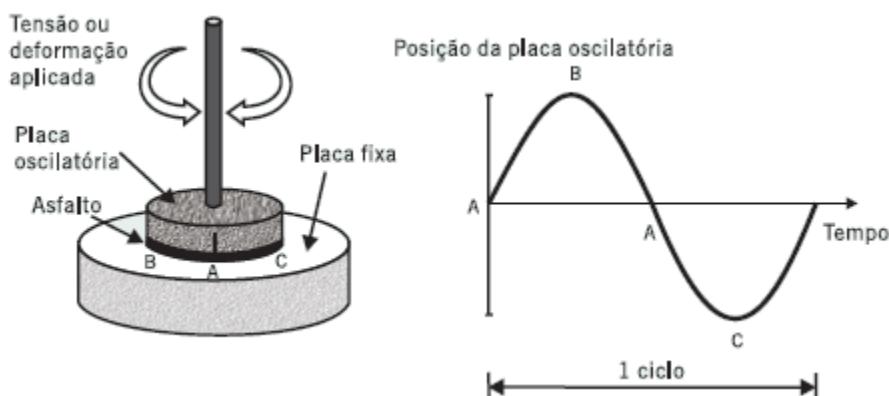


Figura 16 - Esquema de aplicação da tensão na amostra de asfalto

A Figura 17 indica o comportamento de dois ligantes, 1 e 2, que quando solicitados apresentam parte da deformação sendo elástica (E) e parte viscosa (V). Assim, os dois materiais são viscoelásticos. Porém o ligante 2 é mais elástico que o ligante 1, já que apresenta um δ menor e, com isso, apresentará uma recuperação muito maior da deformação decorrente de um carregamento aplicado a ambos ligantes. Portanto, apenas G^* não é uma propriedade suficiente para descrever o comportamento dos ligantes, sendo necessário também o conhecimento do δ .

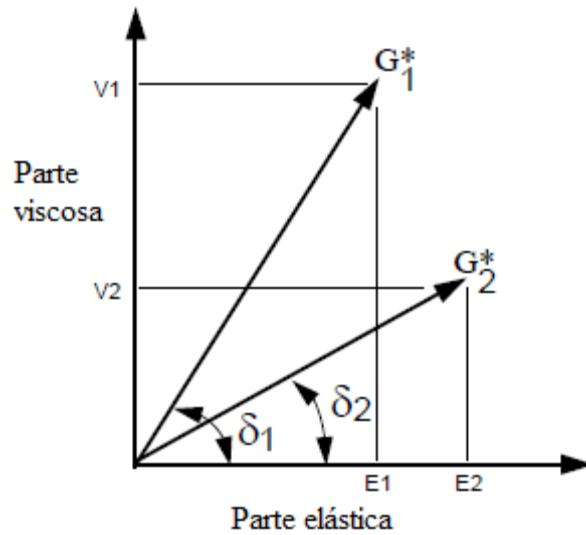


Figura 17: Comportamento viscoelástico do ligante (AASHTO SP-1 1997)

O tempo de atraso entre a aplicação da tensão cisalhante e a resposta da deformação cisalhante está relacionado com δ . Um carregamento aplicado em materiais perfeitamente elásticos causa uma resposta imediata, sendo assim, o tempo de atraso ou δ é zero. Já materiais viscosos têm um atraso de tempo em relação ao carregamento e a respectiva deformação, nesse caso δ é 90° . Em temperaturas de serviço o ligante asfáltico apresenta um comportamento entre os dois extremos, apresentando assim um comportamento semelhante ao da Figura 18, tendo um tempo de atraso por certo intervalo de tempo Δt .

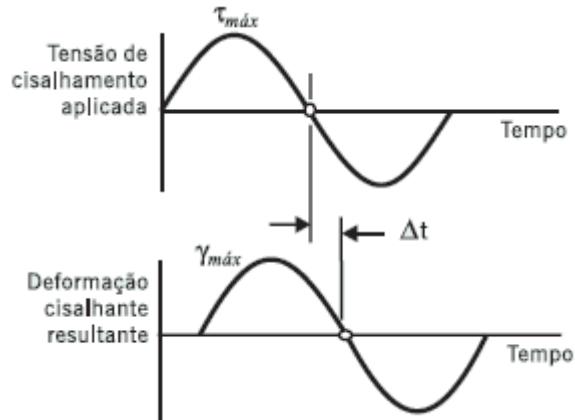


Figura 18: Defasagem entre tensão e deformação

Duas formas de G^* e δ são adotadas pela especificação SUPERPAVE de ligantes asfálticos. A deformação permanente é limitada por $G^*/\sin \delta$ a valores maiores que 1,00 kPa para ligantes “virgens” e 2,20 kPa para ligantes envelhecidos no RTFO. Já as fraturas da mistura asfáltica por fadiga são limitadas por $G^*\sin \delta$, sendo 5000kPa o limite que ligantes envelhecidos no PAV podem apresentar.

Reômetro de fluênci a em viga

Segundo AASHTO SP-1 (1997), o equipamento Bending Beam Rheometer (BBR) é utilizado para medir a deformação do ligante asfáltico quando sujeito à carregamentos constantes a temperaturas equivalentes as mais baixas enfrentadas pelo pavimento ao longo de sua vida útil. Quando submetido a baixas temperaturas, o ligante apresenta um comportamento semelhante a um elástico sólido. As amostras testadas no BBR são tanto envelhecidas no forno RTFOT como no forno PAV. A Figura 19 apresenta um BBR recomendado pela especificação SUPERPAVE.



Figura 19: Reômetro de fluênciа em viga

O método de teste utiliza a teoria de viga para calcular a rigidez de uma vigota de ligante, como a da Figura 20. A carga aplicada na amostra simula as tensões resultantes da diminuição da temperatura do ambiente que imperam no pavimento. Desta forma, a rigidez estática S , que é a resistência do ligante à deflexão, e o logaritmo do módulo de relaxação m , que representa a variação da rigidez ao longo do carregamento. A Figura 21 ilustra graficamente como são obtidos os coeficientes S e m .

Ligantes que possuem baixo S não apresentarão trincas em climas frios. Assim como, ligantes com altos valores de m , são mais eficientes na dissipação das tensões resultantes da contração do material quando da redução abrupta das temperaturas minimizando assim a formação de trincas e fissuras. Desta forma, S e m estão relacionadas com a formação de trincas térmicas que resultam da diminuição das temperaturas (Bernucci et al. 2006). As propriedades S e m são obtidas segundo as seguintes expressões:

$$S = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

$$m = S \times t$$

Onde:

S = módulo de rigidez, Mpa;

σ = tensão aplicada, mN;

ε = deformação resultante;
 m = parâmetro de relaxação, MPa/s;
 t = 60 segundos.

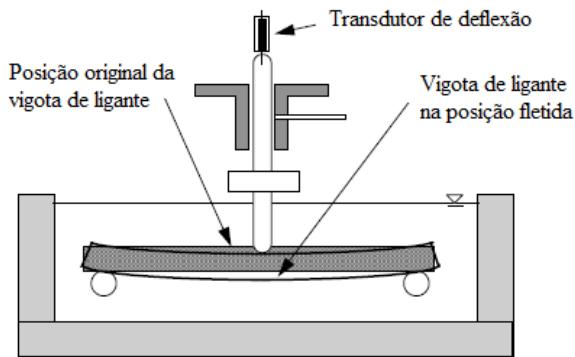


Figura 20: Esquema de ensaio no reômetro de fluênciâa em viga

Segundo AASHTO SP-1 (1997), o valor desejado de S é encontrado após duas horas de ensaio na temperatura mínima de projeto. No entanto, utilizando um conceito de superposição de tempo e temperatura, pesquisadores do SHRP confirmaram que aumentando a temperatura de ensaio em 10°C, um mesmo S pode ser obtido depois de apenas 60 segundos de carregamento.

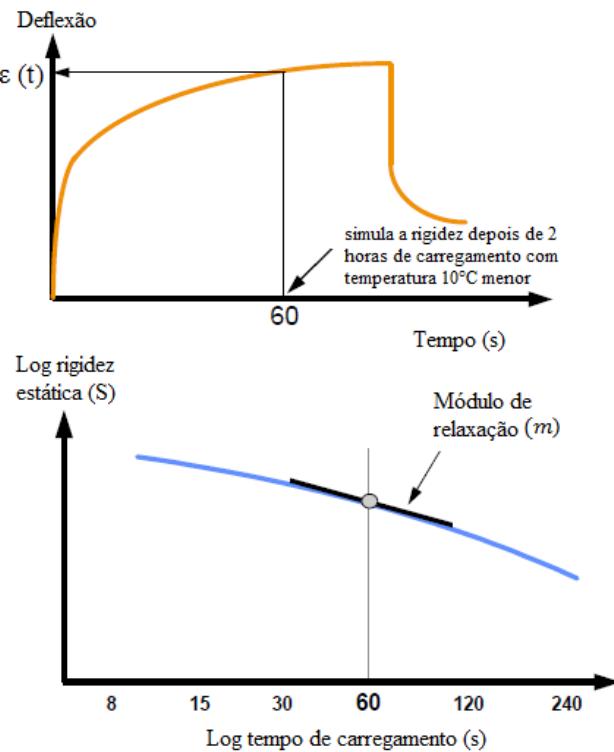


Figura 21 - Gráfico da deflexão obtido pelo ensaio no BBR e procedimento para obter m (AASHTO SP-1 1997)

A especificação SUPERPAVE requer que o S não exceda 300 MPa aos 60 segundos de ensaio, porém se o valor de S for entre 300 e 600MPa, o ensaio de tração direta deve ser realizado. Além disso, o m deve ser maior ou igual a 0,300 ao final do ensaio.

Ensaio de tração direta

Alguns ligantes asfálticos apresentam alta rigidez estática e também podem ser alongados antes de romperem. Devido à importância dessa propriedade, pesquisadores do SHRP desenvolveram um ensaio para testar os ligantes que apresentam esse comportamento. Este ensaio é exigido apenas para ligantes com rigidez estática entre 300 e 600 MPa, geralmente ligantes modificados por polímeros. O ensaio é realizado em ligantes que foram envelhecidos tanto no forno RTFOT como no forno PAV.

O equipamento, também chamado de Direct Tension Test (DTT), que mede a tensão de deformação na ruptura de ligantes a baixas temperaturas está ilustrado na Figura 22.

Uma amostra na forma de uma gravatinha-borboleta é moldada, conforme a Figura 23, e é ensaiada a baixas temperaturas, entre +6°C e -36°C.



Figura 22:Equipamento para realização do ensaio de tração direta

A tensão de deformação na ruptura do ligante asfáltico é a relação entre a variação do comprimento da amostra pelo comprimento inicial e é calculada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_f = \frac{\Delta L}{L_e} \quad (1)$$

Onde:

ε_f = tensão de deformação na ruptura;

ΔL = variação do comprimento;

L_e = comprimento inicial.

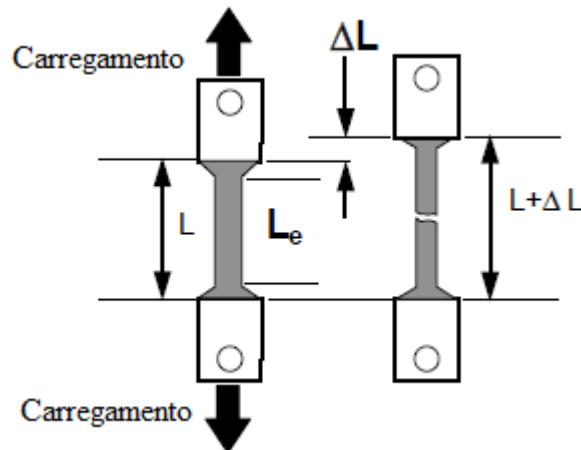


Figura 23: Amostra antes e depois de ser ensaiada no ensaio de tração direta

Conforme AASHTO SP-1 (1997), no ensaio DTT a ruptura é definida como a deformação quando a tensão atinge o seu valor máximo (σ_f), não necessariamente ao carregamento na amostra quando ela rompe, como ilustrado na Figura 20. A especificação exige que a tensão de deformação seja no mínimo 1 por cento na ruptura.

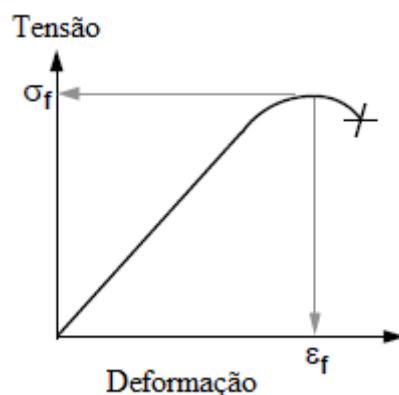


Figura 24: Tensão de ruptura e deformação no ensaio de tração direta

2.1.4 Considerações acerca das especificações

Devido às complexidades químicas dos ligantes asfálticos, as especificações brasileiras e norte-americanas foram desenvolvidas em função das propriedades físicas do material. Todavia, há uma diferença brutal quando se compara a especificação brasileira,

baseada em ensaios empíricos, e a especificação SUPERPAVE, baseada em uma abordagem lógica e racional.

O ensaio de penetração representa a consistência do CAP, porém as relações entre o desempenho do ligante e a sua consistência são adquiridas pela experiência, o que nem sempre apresenta resultados satisfatórios. Outra limitação deste ensaio é a falta de previsão de comportamento do ligante nas diferentes temperaturas que o pavimento apresenta ao longo de sua vida útil, uma vez que os resultados apenas são verificados a 25°C.

Consequentemente, ligantes que se enquadram na mesma classificação podem apresentar comportamentos bastante distintos em diferentes temperaturas como ilustrado pela Figura 25. Enquanto Asfaltos A e B apresentam a mesma dependência em relação à temperatura, eles têm consistências diferentes em todas as temperaturas; os CAPs A e C têm a mesma consistência em baixas temperaturas, porém a altas temperaturas o comportamento varia显著mente; os CAPs B e C apresentam a mesma consistência somente a 60°C.

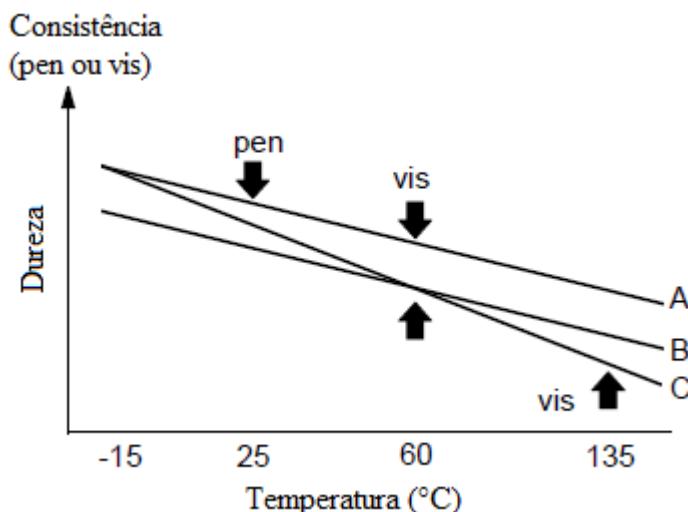


Figura 25 - Variação da consistência de três asfaltos que pertencem à mesma classificação

Observa-se um movimento claro na academia e no mercado brasileiro no sentido de incorporar as práticas do SUPERPAVE à prática nacional, isto já vem acontecendo com a compra de equipamentos por universidades e centros de pesquisa e pela adoção de

ensaios da especificação norte-americana na especificação brasileira (caso do ensaio de viscosidade). A maior restrição desta migração é a necessidade de importação dos equipamentos de ensaios de ligantes de forma generalizada para atender as demandas da prática rodoviária nacional.

Nos Estados Unidos a especificação SUPERPAVE (resultante do programa SHRP (Strategic Highway Research Program) classifica os ligantes independente de modificação ou não por polímeros mas conforme o grau de desempenho (PG – Performance Grade) no qual a seleção de ligantes para uso em determinada obra deve seguir três etapas: estudo do clima local para determinação estatística da máxima e mínima temperatura de atuação do pavimento, estudo do volume de tráfego e estudo da velocidade do tráfego.

A Figura 26 apresenta os PGs Superave usuais, ou seja, as combinações possíveis para graus de desempenho de alta e baixa temperatura, seja para ligantes convencionais e/ou modificados. Nota-se claramente que para se obter ligantes que atendam temperaturas extremas (seja em alta ou baixa) e/ou tráfego elevado é necessário ter ligantes convencionais produzidos com petróleo de alta qualidade (em amarelo) ou modificados.

No sentido de ilustrar está realidade, Specht (2004) determinou os PGs de um ligante convencional produzido no Rio Grande do Sul em comparação com 3 ligantes asfalto-borracha (Figura 27), com teores de 6, 12 e 18% de borracha. Nota-se claramente o incremento do PG com a modificação.

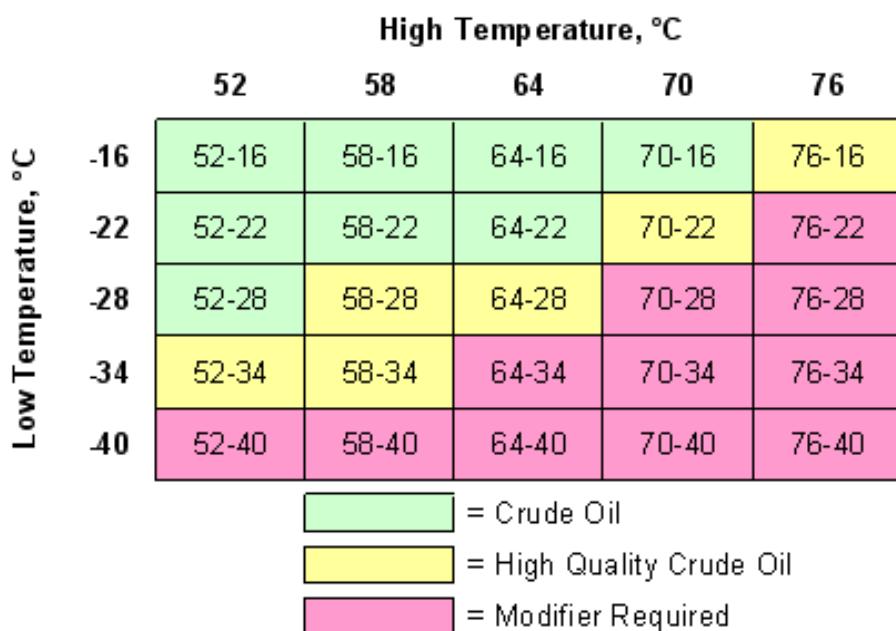


Figura 26: PGs SUPERPAVE e sua relação com natureza do CAP
[\(http://www.pavementinteractive.org/\)](http://www.pavementinteractive.org/)

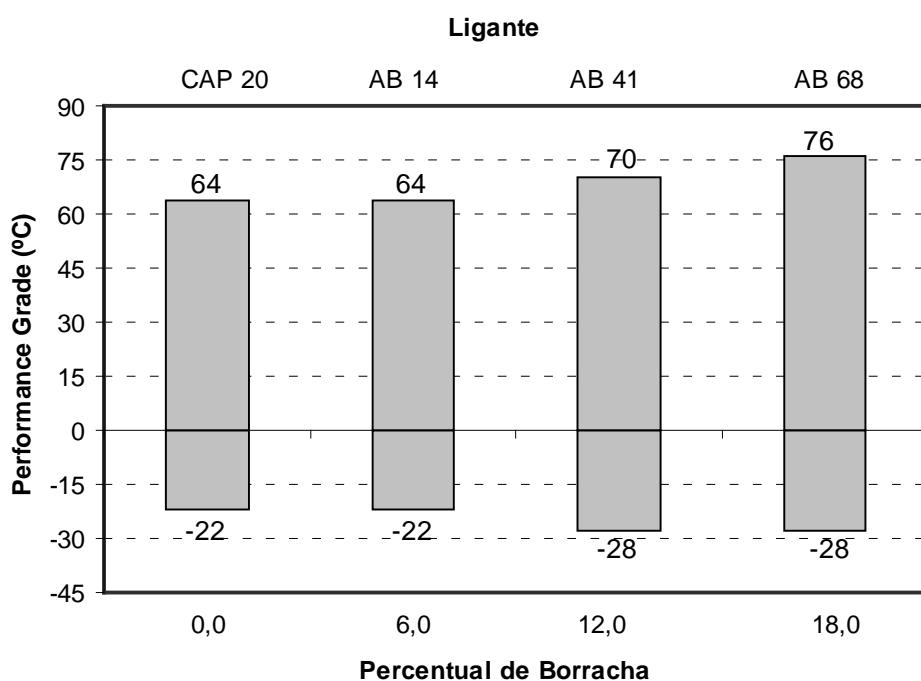


Figura 27: Graus de desempenho PG dos ligantes modificados com borracha (Specht, 2004)

2.1.5. Asfalto Natural de Trinidad & Tobago – Trinidad Lake Asphalt (TLA)

Os asfaltos naturais ocorrem em várias partes do mundo como na Venezuela, Mar Morto, Suíça e no nordeste da Província de Alberta como depósito de areias betuminosas e/ou oleosas. Há ocorrências em forma de “lagos” superficiais, como em Trinidad, sendo o mais conhecido de todos os depósitos o Pitch Lake de Trinidad e Tobago – TLA (COSTA, 2008).

O ano de 1595 é reconhecido como ano da descoberta do TLA e quem deu início a sua utilização foi o Sir Walter Raleigh que era um membro da corte inglesa que utilizou o TLA para calafetar suas embarcações.

As primeiras pavimentações asfálticas realizadas no Brasil, especificamente na cidade do Rio de Janeiro foram com asfalto importado em barris e sacos de Trinidad, no início do século XX.

O *Trinidad Lake Asphalt* (TLA) é um asfalto natural extraído de lagos de asfalto a céu aberto no sudoeste da ilha de Trinidad e Tobago, em La Brea, uma cidade da Província de Brighton. Atualmente, após sua extração o produto é desidratado e toda a impureza removida. O depósito abrange cerca de 40 hectares e possui profundidade de cerca de 80m (COSTA *et al*, 2008).

Por ser um material muito viscoso, seu uso tem sido recomendado apenas como aditivo para aumento da resistência à deformação permanente, aumento vida de serviço de misturas asfálticas, melhoria da adesão, melhoria das propriedades antiderrapantes e para aumentar a estabilidade. Sua aplicação à mistura pode ser via seca (acrescido diretamente à mistura) ou via úmida (acrescido previamente ao ligante como modificador) (CAVALCANTI, 2010).

A empresa que explora o Pitch Lake é uma estatal de nome *Lake Asphalt of Trinidad & Tobago Limited* (1978) a qual apresenta as seguintes características do produto comercializado:

- Mistura coloidal estável composta de 53 a 55% de betume; 35 a 37,5% de minerais

(sílica, alumina, óxido de ferro, enxofre e potássio); 4,3% de água de hidratação de minerais e 3,2% de outras matérias orgânicas.

- Penetração a 25°C está entre 0 e 5, a densidade entre 1,3 e 1,5 e ponto de amolecimento entre 89 e 99°C.

Segundo o distribuidor estatal do TLA, os componentes maltenos do betume dão ao material sua natureza aderente. O TLA possui até o dobro dos maltenos dos ligantes convencionais e contribui para melhor adesividade entre o ligante e o agregado. Os componentes minerais encontrados na estrutura proporcionam uma estrutura física mais estável.

No Brasil o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte criou a especificação de material 168/2013 que especifica Cimento asfáltico de petróleo modificado por asfalto natural do tipo TLA, conforme Tabela 5.

Tabela 5: Especificação de asfaltos tipo CAP-TLA (DNIT 168/2013-EM)

Características	Unidade	CAP-TLA 40/55	Método de Ensaio		
		Limite da Especificação	ABNT / NBR	DNIT - ME	ASTM
Penetração (25°C, 5s, 100g)	0,1 mm	40 – 55	-	DNIT-155/2010	-
Ponto de Amolecimento, mín.	°C	50	-	DNIT-131/2010	-
Ponto de Fulgor, mín.	°C	232	11341:2008	-	-
Viscosidade Brookfield a 135°C, spindle 21, 20 rpm, mín.	cP	400	15184:2004	-	-
Viscosidade Brookfield a 150°C, spindle 21, 50 rpm, mín.	cP	215	15184:2004	-	-
Viscosidade Brookfield a 175°C, spindle 21, 100 rpm, mín.	cP	80	15184:2004	-	-
Solubilidade em tricloroetileno	%	75 - 90	14855:2002	-	-
Teor de Cinzas	%	7,5 - 19	9842:2009	-	-
Ductilidade a 25°C, 5 cm/min., mín.	cm	100	-	DNER-163/1998	-
Presença de TLA	-	Presença	-	-	D6608-12
Estabilidade ao Armazenamento, máx.	°C	5	-	DNER-384/1999	-
Efeito do calor e do ar - RTFOT, 163 °C, 85 minutos					
Variação de massa, máx. (1)	% massa	1,0	15235:2009	-	-
Percentagem da Penetração Original, mín.	%	55	-	DNIT-155/2010	-
Ductilidade a 25°C, 5 cm/min., mín.	cm	50	-	DNER-163/1998	-

(1) A variação de massa, em porcentagem, é definida como: $\Delta M, \% = [(M_{\text{inicial}} - M_{\text{final}}) / M_{\text{inicial}}] \times 100$;
onde: M_{inicial} – massa antes do ensaio RTFOT
 M_{final} – massa após o ensaio RTFOT

2.1.6 Asfaltos Modificados por Polímeros

Os cimentos asfálticos produzidos pelo refino do petróleo atendem satisfatoriamente à maioria das situações às quais os pavimentos são submetidos. Contudo, nos últimos anos, as rodovias de alto volume de tráfego apresentam aumento no VMD (número de veículos médio diário), maior peso nos caminhões, aumento da carga por eixo e aumento da pressão dos pneus, requerendo revestimentos betuminosos mais resistentes e técnicas construtivas mais modernas. A modificação de cimento asfálticos por polímeros tem sido uma solução para suprir algumas deficiências do cimento asfáltico e melhorar propriedades como a susceptibilidade térmica, resistência à deformação permanente e à trincas térmicas (Airey, 2003).

Mano e Mendes (2001) definiram polímeros como sendo moléculas relativamente grandes, de pesos moleculares da ordem de 10^6 a 10^8 g/mol cuja estrutura se encontram repetidas unidades químicas simples conhecidas como mero. Os polímeros são materiais viscoelásticos dependentes do tempo e da temperatura. As propriedades mecânicas são afetadas pelo peso molecular, estrutura química, distribuição da cristalinidade e temperatura.

Os tipos de polímeros mais utilizados podem ser divididos em três categorias: copolímeros em blocos e outros termoplásticos, polímeros sintéticos e borrachas naturais. Os copolímeros em blocos contêm estireno na extremidade do bloco e butadieno no meio do bloco. Nesse grupo estão o estireno-butadieno (SB), estirenobutadieno-estireno (SBS), estireno-isopreno-estireno (SIS), estireno-etileno-butileno-estireno (SEBS) e acrilonitrila-butadieno-estireno (ABS). Incluso no grupo dos termoplásticos estão o polietileno de baixa densidade (LDPE) e o copolímero de etileno e acetato de vinila (EVA). O segundo grupo consiste de homopolímeros como a borracha natural (NR), polibutadieno (PBD), polisopreno (PI) e poli (2-cloro-1,3-butadieno) e copolímeros como a borracha de estireno-butadieno (SBR). Os outros tipos de modificadores são, por exemplo, as fibras e o pneu moído.

A utilização de pneus inservíveis, além de buscar melhorias nas propriedades do betume, visa possibilitar a utilização do lixo plástico proveniente destes materiais. A

compatibilidade entre os materiais também é requerida e tem papel fundamental na determinação das propriedades da mistura (Specht, 2004; Lucena, 2005).

No Brasil o tipo mais comum de polímero para fins de melhoria de ligantes asfálticos é o SBS, que vem sendo testado e utilizado desde a década de 1990; as especificações DNIT 129/2011-EM (Tabela 5) e DNIT 111/2009 –EM (Tabela 6) disciplinam o uso de asfaltos modificados com polímeros elastomérico e asfalto-borracha, respectivamente.

Tabela 6: Especificação de asfaltos modificados por polímero (DNIT 129/2011-EM)

Características	Unidade	55/75-E	60/85-E	65/90-E	Método de Ensaio	
		Limite da Especificação			ABNT / NBR	DNIT- ME
Penetração 25°C, 5s, 100g	0,1 mm	45 – 70	40-70	40-70	-	155/2010
Ponto de Amolecimento, min.	°C	55	60	65	-	131/2010
Ponto de Fulgor, mín.	°C	235	235	235	11341	-
Viscosidade Brookfield a 135°C, spindle 21, 20 rpm, máx.	cP	3000	3000	3000	15184	-
Viscosidade Brookfield a 150°C, spindle 21, 50 rpm, máx.	cP	2000	2000	2000	15184	-
Viscosidade Brookfield a 177°C, spindle 21, 100 rpm, máx.	cP	1000	1000	1000	15184	-
Ensaio de Separação de Fase, máx.	°C	5	5	5	15166	-
Recuperação Elástica a 25°C, 20 cm, min.	%	75	85	90	-	130/2010
Efeito do calor e do ar - RTFOT , 163 °C, 85 minutos						
Variação de massa, máx., (1)	% massa	1,0	1,0	1,0	15235	-
Variação do PA, máx.	°C	- 5 a +7	- 5 a +7	- 5 a +7	-	131/2010
Percentagem de Penetração Original, min.	%	60	60	60	-	155/2010
Percentagem de Recuperação Elástica Original a 25°C, min.	%	80	80	80	-	130/2010

Tabela 7: Especificação de asfaltos borracha (DNIT 111/2009-EM)

Características	Unid.	Asfalto Borracha		Métodos de ensaio
		Tipo AB 8	Tipo AB 22	
Penetração, 100g, 5s, 25°C	0,1mm	30-70	30-70	DNER ME 003/99
Ponto de Amolecimento, min, °C	°C	55	57	DNER ME-247/94
Viscosidade Brookfield, 175°C, 20rpm, Spindle 3	cP	800-2000	2200-4000	NBR 15529
Ponto de Fulgor, min	°C	235	235	DNER ME 148/94
Recuperação Elástica Ductilômetro, 25°C, 10 cm, min	%	50	55	NBR 15086:2006
Estabilidade à estocagem, máx	°C	9	9	DNER ME-384/99
Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163°C:				
– Variação em massa, máx.	%	1	1	NBR 15235:2006
– Variação do Ponto de Amolecimento, máx	°C	10	10	DNER ME-247/94
– Porcentagem de Penetração Original, mín.	%	55	55	DNER ME 003/99
– Porcentagem da Recuperação Elástica Original, 25°C 10cm, min.	%	100	100	NBR 15086:2006

* Ensaio no resíduo do material resultante do ensaio NBR 15235:2006

2.2. Misturas Asfálticas

Mistura asfáltica é uma mistura de materiais granulares, material de enchimento e ligante asfáltico em proporções pré-definidas, onde o ligante asfáltico atua como agente aglutinante entre os agregados, de forma a fornecer rigidez e resistência à mistura de agregados e impermeabilidade.

Na prática, podem ser utilizadas nas estruturas dos pavimentos tanto como camada de rolamento quanto na forma de camada de ligação (também conhecida como binder) entre a superfície e as camadas subjacentes de suporte.

Na maioria dos pavimentos brasileiros usa-se revestimento com misturas asfálticas, que se for processada de forma adequada proporciona impermeabilidade, flexibilidade,

estabilidade, durabilidade, resistência à derrapagem, resistência à fadiga e ao trincamento térmico, de acordo com o clima e tráfego previstos em projeto (BERNUCCI et al, 2006).

As misturas asfálticas podem ser misturadas a frio ou a quente. O primeiro grupo são os pré-misturados a frio, em que se empregam as emulsões asfálticas como ligante, já as misturas à quente distinguem-se em diversos tipos de acordo com a granulometria empregada, teor de ligante, percentagem de vazios e função que desempenhará na estrutura do pavimento. Estas podem ser designadas como Concreto Asfáltico (CA), também chamado de Concreto Betuminoso Usinado à Quente (CBUQ), Camada Porosa de Atrito (CPA), e Stone Mastic Asphalt (SMA).

No Brasil o concreto asfáltico é utilizado em larga escala para o revestimento das estruturas das rodovias por ser resistente em muitos aspectos, podendo utilizar CAP convencional ou CAP modificado por polímeros, borracha ou TLA. As especificações de serviço do DNIT 031/2006, 385/1999 e 112/2009 tratam de misturas asfálticas com ligante convencional modificado por polímero e com asfalto borracha.

2.2.1. Dosagem de Misturas Asfálticas

O principal objetivo da dosagem de misturas asfálticas é produzir uma mistura que possua trabalhabilidade satisfatória e a melhor combinação possível das seguintes características: Estabilidade (resistência à ação do tráfego sem sofrer distorções ou deslocamento); Durabilidade (resistência à desagregação pela ação do tráfego e/ou do intemperismo); Flexibilidade (resistência à flexão sob ação de carga repetida, sem ocorrência de fissuras); Impermeabilidade (resistência à penetração e à percolação de água) e Resistência ao atrito (Specht, 2004; Rodhe, 2007).

Um bom projeto de mistura asfáltica deve considerar os seguintes fatores que correspondem às principais causas de defeitos nos pavimentos: deformação permanente, trincas por fadiga, trincas a baixas temperaturas, além dos efeitos da umidade e do envelhecimento (Asphalt Institute, 1995).

A seguir estão descritos os principais métodos para dosagem de misturas asfálticas.

2.2.1.1 Dosagem Marshall

No Brasil, maior parte dos projetos de misturas asfálticas ainda é realizado pela metodologia Marshall. Método que foi desenvolvido na década de 1930 por Bruce G. Marshall, do Departamento de Transporte do Estado do Mississipi dos Estados Unidos. Durante a segunda guerra, o USACE (Corpo de Engenheiros do Exército Americano), carecia de um método simples, prático e eficiente para dosagem de misturas asfálticas a quente, para uso na pavimentação de pistas de aeroportos militares. A razão determinante dessa necessidade foi o crescente aumento das cargas e das pressões dos pneus impostos pela aviação militar, devido ao desenvolvimento de pesados aviões de bombardeiro.

Partindo desta perspectiva, realizaram uma pesquisa de caráter nacional, para selecionar aparelhos de ensaio simples e de fácil transporte, para serem utilizados em campo. Naquela ocasião o USACE adotou o aparelho e o método de projeto de misturas betuminosas concebido por Bruce Marshall. Este método se limita a misturas betuminosas a quente, utilizando CAP de penetração compatíveis com as condições ambientais. O agregado deve ter diâmetro efetivo de pelo menos 1 polegada (25,4 mm) (Senço, 2001).

O método Marshall prevê a dosagem das misturas considerando valores admissíveis empíricos para a estabilidade e a fluência. A estabilidade é o valor da máxima carga suportada pelos corpos-de-prova, depende do tipo e das proporções dos materiais granulares, bem como do tipo e, principalmente, da quantidade de ligante asfáltico empregado. A fluência é a deformação sofrida pelo corpo-de-prova quando submetido a uma tensão constante (ROHDE, 2007). Além da estabilidade e da fluência, outros parâmetros são calculados para dosagem das misturas asfálticas tais como: a densidade, volume de vazios e a relação entre vazios do agregado mineral preenchidos por betume.

Para execução do método, primeiro é realizado a preparação das amostras, onde o agregado e o asfalto são aquecidos separadamente e, então misturados. A mistura é colocada no molde cilíndrico aquecido e compactada 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. São avaliados cinco teores de ligante empregando três amostras para cada porcentagem estudada, de modo a tornar possível a escolha do teor de ligante de projeto. Então os corpos-de-prova moldados são deixados em repouso, ao ar livre, durante 24 horas e

extraídos dos moldes. Então pesados (ao ar e imersos em água) para obtenção dos elementos necessários ao cálculo das características físicas e volumétricas. Logo após as amostras são imersas em água a 60°C, por cerca de 30 a 40 minutos, e então submetidas ao ensaio para a determinação das características mecânicas (estabilidade e fluência).

O método Marshall apresenta algumas limitações, como a pouca representatividade do método de compactação em relação ao campo e a grande influência na determinação do teor de projeto derivada de fatores ligados à preparação dos corpos-de-prova (tipo de soquete, formas de apoio, etc.). Trata-se de um método de fácil assimilação e execução, e tem como principal aliado o baixo custo dos equipamentos necessários para sua realização, sendo uma das principais razões de até hoje ter tido grande aceitação e utilização no meio técnico rodoviário brasileiro.

2.2.1.2 Dosagem SUPERPAVE

Entre os anos de 1940 e 1990, a maioria das misturas asfálticas a quente produzida nos EUA, eram dosada utilizando a metodologia *Marshall* ou *Hveem* (ROBERTS *et al.*, 1996). O método foi desenvolvido pela *Strategic Highway Research Problem* (SHRP), no qual foi criado para substituir os métodos de *Hveem* e *Marshall*. A comum análise volumétrica destes dois métodos serviu de base para o método SUPERPAVE (*Superior Performing Asphalt Pavement System*).

É a metodologia usada atualmente nas universidades e Departamentos de Estradas dos EUA. No Brasil este tipo de dosagem tem sido feito em centros de pesquisas e em algumas universidades federais, mas obras federais já foram realizadas com este procedimento (Cavalcanti, 2010). Talvez a desvantagem desse método até o momento seja o alto custo para compra dos equipamentos.

Trata-se de um método que abrange o dimensionamento de misturas asfálticas adaptadas aos requisitos de desempenho ditadas pelo tráfego e ambiente (clima). Facilita a escolha e a combinação do ligante asfáltico, agregado, e algum modificador necessário para alcançar o nível requerido do desempenho do pavimento. A metodologia inclui

equipamentos de ensaios, métodos e critérios. A aplicação do sistema SUPERPAVE depende do volume de tráfego ou de outra forma de classificação funcional da rodovia.

Foram desenvolvidos três níveis de projeto de misturas:

O nível 1 - para tráfego com carga de eixo equivalente (ESAL- *Equivalent Axle Loads*) abaixo de 10^6 . É requerido apenas projeto volumétrico. Engloba moldagem de corpos-de-prova usando o Compactador Giratório SUPERPAVE (CGS) e a seleção do teor de ligante é baseado na percentagem de vazios (Va), nos vazios do agregado mineral (VAM), na percentagem de vazios preenchido com asfalto e razão fíler/asfalto.

Cavalcanti (2010) ressalta que embora seja recente, a metodologia de dosagem SUPERPAVE nível 1, que é a utilizada no Brasil, tem limitação assim como na metodologia Marshall, de apenas considerar os parâmetros volumétricos, sendo as propriedades mecânicas as que realmente se relacionam diretamente com o desempenho da mistura.

O nível 2 - para tráfego com ESAL entre 10^6 e 10^7 . Usam-se o projeto volumétrico como ponto de partida e uma bateria de testes com os equipamentos: Analisador de Cisalhamento SUPERPAVE (SUPERPAVE Shear Tester - SST) e Analisador de Tração Indireta (Indirect Tensile Tester - IDT). Estes são testes de predição de desempenho.

O nível 3 - para tráfego com ESAL acima de 10^7 . Engloba os passos dos níveis 1 e 2 e testes adicionais com o SST e IDT em uma faixa mais ampla de temperatura e ensaios com corpos-de-prova confinados. A previsão de desempenho do nível 3 é mais confiável, pois se baseia num grupo de ensaios maior (Leite et. al, 1996).

A Dosagem SUPERPAVE tem como diferença mais importante em relação ao Marshall o tipo de compactação: utiliza um compactador designado de giratório, que aplica energia por amassamento. Este tipo de compactador giratório SUPERPAVE (CGS) foi adotado pelos pesquisadores do SHRP como dispositivo que compacta a amostra de mistura asfáltica mais próxima à forma de compactação feita em campo, de modo que as densidades finais fossem aquelas obtidas no pavimento através de condições reais de clima e carregamento. Onde o seu funcionamento se compara a de um rolo compressor que, em vez de aplicar golpes de impacto, faz a compactação exercendo uma tensão de

amassamento na mistura. Os parâmetros utilizados na operação do CGS são: ângulo de rotação de 1,25 +/- 0,02°; taxa de 30RPM; tensão de compressão aplicada ao CP durante a rotação de 600kPa e capacidade de reproduzir corpos de provas com diâmetro de 100mm e 150mm.

Uma limitação da dosagem SUPERPAVE é que ela considera apenas os parâmetros volumétricos na definição do projeto de mistura. Contudo são as propriedade mecânicas que estão mais relacionadas com o desempenho dos revestimentos asfálticos, fato pelo qual foram desenvolvidos diferentes tipos de testes para caracterizar o seu comportamento em termos de deformação permanente (Bahia e Faheem, 2007).

Nesta metodologia, as misturas dosadas são compactadas no compactador giratório onde é possível obter uma curva relacionando o aumento da densidade aparente da mistura com o número de giros do compactador, conhecidas como curvas de densificação. A partir dessa curva é possível obter os índices *Construction Densification Index* (CDI) e *Traffic Densification Index* (TDI), que podem ser utilizados para prever a trabalhabilidade da mistura e a resistência da mesma à deformação permanente, respectivamente (Mahmoud e Bahia, 2004).

Estes autores propuseram o uso de dois índices: *Compaction Densification Index* (CDI) e *Traffic Densification Index* (TDI), como requisitos para o procedimento de dosagem de misturas asfálticas. Os índices CDI e TDI são determinados a partir das curvas de densificação e representam o comportamento das misturas durante a construção da pista e durante a vida de serviço (Figura 28). Controlando esses índices é esperado que houvesse uma otimização dos requerimentos de construção e tráfego.

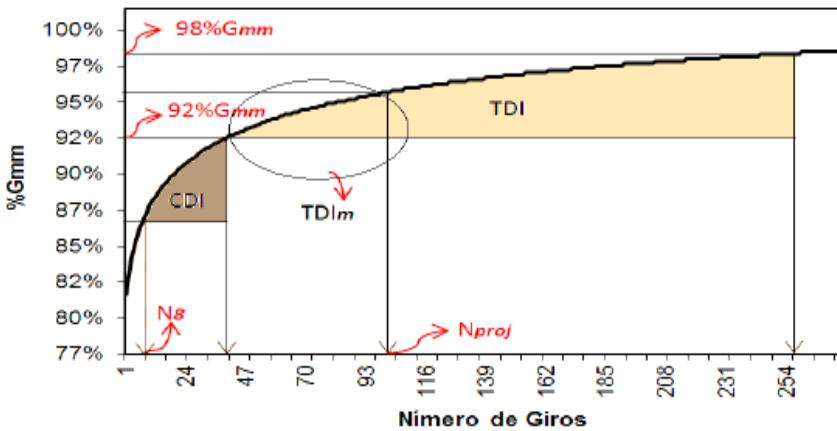


Figura 28: CDI, TDI e TDIm determinados a partir da curva de compactação SUPERPAVE (Lopes *et al* 2010)

O CDI é definido como a área abaixo da curva de densificação (Figura 8) obtida com o SGC a partir do giro de número 8 (N8) até o ponto equivalente a 92% da densidade máxima medida da mistura. Seria o equivalente a compactação pelos rolos compactadores em campo. Misturas com valores de CDI acima de determinado valor, tem melhor compatibilidade, enquanto misturas com valores de CDI baixos tem problemas de estabilidade e devem ser evitadas.

Nascimento (2008) afirma que misturas com valores de CDI entre 50 e 100, têm melhor compactabilidade, enquanto misturas com valores de CDI baixos têm problemas de estabilidade e devem ser evitadas. Como o CDI é uma medida volumétrica de representação do trabalho da vibro acabadora no início do processo de espalhamento do material do pavimento, um valor alto inviabiliza a compactação e um valor muito baixo deixa o pavimento suscetível a afundamentos devido à deformação plástica (excesso de ligante).

O TDI é a área sob a curva de densificação entre 92 e 98% do valor da Gmm (Figura 8). Este índice baseia-se no princípio de que o pavimento continua sua compactação após sua abertura ao tráfego. Embora a compactação giratória seja realizada em temperaturas bem mais altas do que a temperatura de serviço do pavimento, tendo-se em vista a estrutura pétreia influencia no comportamento da mistura asfáltica, espera-se que o índice TDI oriundo da compactação giratória esteja relacionado com a estabilidade da mistura. Quanto maiores os valores de TDI, melhores são as expectativas do revestimento, resistir aos esforços impostos pelo tráfego durante sua vida de serviço (Nascimento, 2008).

Existe ainda o chamado TDI modificado (TDIm), adotado por Nascimento (2008),

que é calculado de 92% de Gmm até o giro do Nprojeto. Este parâmetro é utilizado quando os CPs não são compactados até 98% da Gmm, possibilitando o aproveitamento dos corpos de prova moldados até o Nprojeto.

Bahia e Faheem (2007) estabelecem como valor mínimo para TDI de 400, já Nascimento (2008) afirma que os valores mínimos de TDIm devem ser de 250 para uma boa estabilidade da mistura.

2.2.2. Ensaios Mecânicos

Os ensaios mecânicos são utilizados para caracterização e análise dos parâmetros de desempenho das misturas asfálticas. São comumente realizados em laboratório e estabelecidos com o objetivo de reproduzir as condições de campo, embora impliquem às vezes na adoção de elevados fatores de ajuste campo-laboratório.

Os ensaios mecânicos dividem-se em ensaios que avaliam a resistência e a deformabilidade das misturas. Nesta pesquisa serão revisados os ensaios doravante utilizados, ou seja os ensaios de Resistencia a Tração por Compressão Diametral e Módulo de Resiliência, que são praticados no Brasil e o ensaio de módulo dinâmico que é o foco da pesquisa.

2.2.2.1 Ensaio de Resistencia a Tração por Compressão Diametral

Este ensaio foi desenvolvido pelo professor Fernando Luiz Carneiro para determinação da resistência à tração de corpos-de-prova cilíndricos de concreto de cimento portland, através de solicitação estática. É conhecido em vários centros de pesquisa no exterior como “ensaio brasileiro”. A resistência à tração (RT) tem se mostrado um importante parâmetro para a caracterização de misturas asfálticas.

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). A realização deste ensaio pode ser feita utilizando-se a própria prensa de ensaio de estabilidade Marshall conforme mostrado na Figura 29.



Figura 29: Exemplo de prensa de ensaio de resistência à tração indireta

O Valor da resistência à tração indireta (RT) é dado pela equação (1)

$$RT = \frac{2F}{\pi \cdot D \cdot H} \quad (1)$$

Onde:

RT = Resistência à tração;

F = Força obtida pelo produto da constante do anel com o valor máximo atingido pelo extensômetro do anel dinamométrico durante o ensaio;

D = Média de quatro medidas do diâmetro do corpo de prova;

H = Média de quatro medidas da altura do corpo de prova.

2.2.2.2 Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência (MR) é um módulo de elasticidade obtido em condições de carregamento cíclico, ao qual são submetidos os materiais de pavimentação. É análogo ao módulo de elasticidade **E**, sendo ambos definidos como razão entre tensão e deformação.

A diferença é que o Módulo de Resiliência é determinado em ensaio de carga repetida. Valores de pico das tensões e das deformações recuperáveis que ocorrem nos ensaios são aproveitados para calcular a constante elástica resiliente mesmo que a tensão de pico ou deformação recuperável não ocorra ao mesmo tempo em um teste dinâmico deste tipo. Apesar de este enfoque negligenciar os efeitos da perda de energia, o uso da resposta resiliente parece dar resultados satisfatórios em cálculos de tensão e deformação de um pavimento (Barksdale al, 1997 *apud* Marques, 2004).

Os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais usados em pavimentação foram iniciados na década de 1930 com Francis Hveem, que foi o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Foi ele também quem adotou o termo “resiliência”, que é definido classicamente como “energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações”. Hveem criou um equipamento chamado estabilômetro para medir essas deformações verticais através de sensores eletromecânicos (strain gages). O nome módulo de resiliência (resilient modulus em inglês) foi criado para que não fosse confundido com o módulo de Young, determinado estaticamente.

O ensaio de módulo de resiliência (MR) em misturas asfálticas é padronizado no Brasil através da norma DNIT-ME 135/2010 e não faz distinção da deformação específica instantânea da deformação específica total, como é feito pela norma ASTM D 4123/82. Estas deformações permitem a obtenção de dois valores de MR: um denominado módulo de resiliência instantâneo e o outro total. O módulo instantâneo é calculado com base na deformação horizontal que ocorre na fase de descarregamento de um ciclo de carga-descarga, e o módulo de resiliência total, usando a deformação total recuperável, que inclui a deformação recuperável instantânea e a dependente do tempo durante a fase de descarregamento.

O ensaio é realizado aplicando-se cargas repetidas num intervalo de 0,1 s e repouso de 0,9 s, no plano diametral vertical de um corpo de prova cilíndrico. Essa carga gera uma tensão transversal ao plano de aplicação da carga e medidores LVDT medem o deslocamento diametral recuperável na direção correspondente à tensão gerada (deslocamento horizontal). Esta aplicação de carga simula o efeito do tráfego, que aplica

cargas transientes do movimento dos veículos. Na Figura 30 tem-se a duração do tempo de carregamento e repouso.

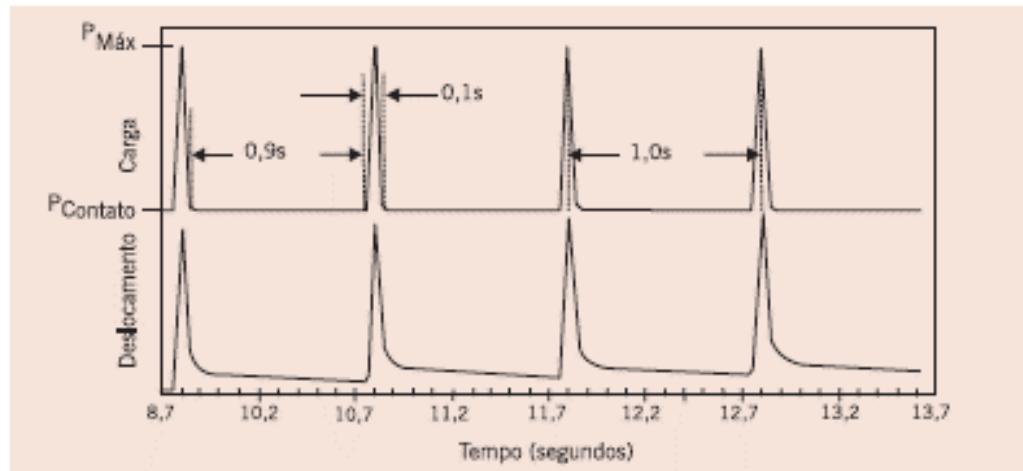


Figura 30: Duração do tempo de carregamento e repouso (Britto, 2006)

Nas Figuras 31 e 32 tem-se as parcelas dos deslocamentos obtidos durante o ensaio de MR e na Figura 33 uma imagem do equipamento.

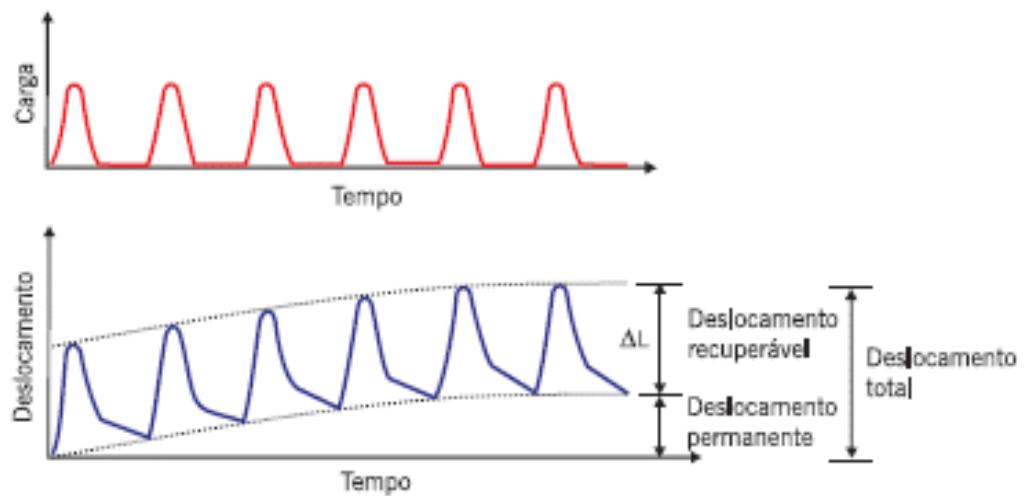


Figura 31: Parcelas dos deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante o carregamento (Britto, 2006).

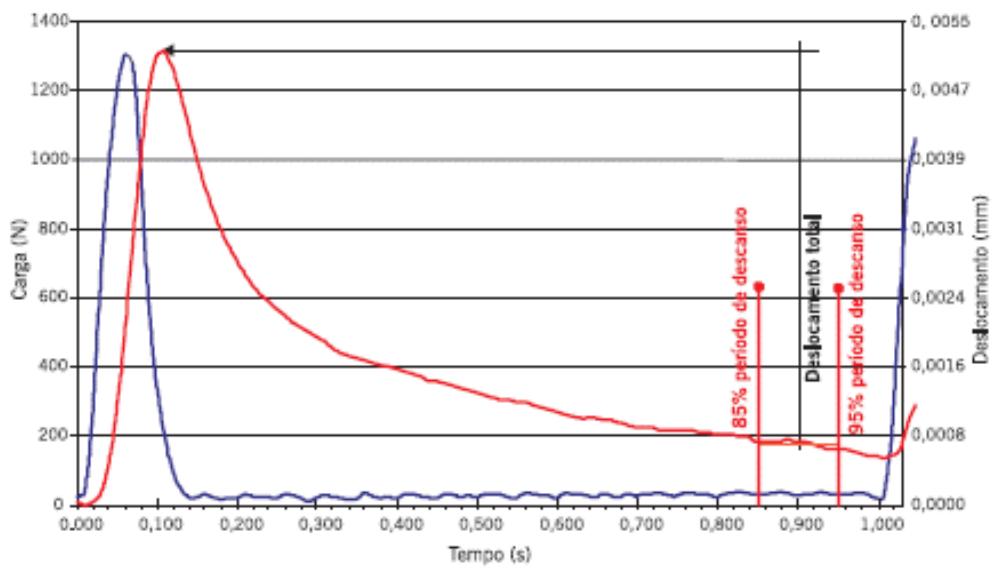


Figura 32: Deslocamento resiliente total (Britto, 2006)



Figura 33: Equipamento de medição do MR

Núñez *et al* (2007) assegura que o módulo de resiliência (MR) é um fator importante na definição do dimensionamento racional dos pavimentos, estando intimamente ligado ao projeto da mistura. É a razão entre a tensão de tração e a correspondente deformação

específica recuperável, quando as misturas asfálticas são submetidas a carregamentos repetidos, de curta duração.

Um pavimento com camada asfáltica típica está sujeita à flexão quanto à ação de uma carga. Onde está ação será resistida pela rigidez radial ao invés da rigidez vertical desta camada, sendo assim, para corpos-de-prova verticais extraídos do pavimento, o ensaio diametral ou viga à flexão seriam mais representativos quanto a rigidez da camada. Contudo o ensaio diametral tem vantagem por utilizar corpos-de-prova delgados, que permite avaliar diversas seções de um pavimento. Outra grande vantagem é o de ser um ensaio não-destrutivo, permitindo que sejam determinadas outras propriedades do material após sua caracterização, como, por exemplo, teor de ligante, resistência à tração, desgaste, densidade, etc. (Brito, 2006).

O MR para misturas asfálticas pode variar: com o tipo de mistura, faixa granulométrica, tipo de ligante, propriedades volumétricas, energia de compactação, temperatura de compactação e pela temperatura do ensaio. O MR para materiais viscoelásticos varia tanto com o tempo de aplicação da carga como com o tempo de repouso, uma vez que o deslocamento recuperável depende dos dois. Para materiais viscoelásticos lineares, embora o deslocamento total varie com o número de ciclos de aplicação de carga devido ao acúmulo de deslocamentos não-recuperáveis, onde o deslocamento não-recuperável deve se manter constante ao longo dos ciclos.

Motta (1998) descreve que muitos fatores influenciam na estimativa do Módulo de Resiliência de misturas asfálticas e não é trivial se obter uma relação simples de estimativa que leve em conta todos os aspectos da mistura. Porém, de uma forma geral, pode-se dizer que o Módulo de Resiliência varia com a granulometria da mistura (sendo maior quanto mais grossa for a faixa adotada) e com o ligante asfáltico (sendo maior quanto menor a penetração do asfalto ou maior a sua viscosidade), mas não é muito sensível ao teor de asfalto, dentro da faixa normal de dosagem.

As principais diferenças entre o Módulo de Resiliência e o Módulo Complexo é que neste último, levam-se em conta as parcelas elásticas e não elásticas das deformações, e se utilizam carregamentos *haversine*, enquanto no Módulo de Resiliência utilizam-se

carregamentos de ondas semi-seno-verso quadradas em compressão diametral ou flexão e só a parcela elástica (que não é plástica) é levada em conta no cálculo do módulo.

Apesar de o MR e o E^* consistirem, ambos, de medidas da rigidez de misturas asfálticas, eles não representam as mesmas propriedades. O MR é geralmente obtido para uma única condição de temperatura e de carregamento. Enquanto isso, o módulo dinâmico é avaliado em diferentes frequências e temperaturas, sendo a curva mestra construída e os modelos mecânicos ajustados a ela. A partir dos modelos ajustados, outras propriedades podem ser obtidas a partir de manipulações matemáticas. Além disso, a adoção de modelos constitutivos viscoelásticos permite a obtenção de soluções de deformação para carregamentos de qualquer formato, desde que respeitados os níveis de deformação para os quais a propriedade do material foi obtida. Por esses motivos, costuma-se tratar do módulo dinâmico como sendo um parâmetro mais próximo de uma propriedade fundamental do material.

2.2.2.3 Módulo Dinâmico Uniaxial

Os concretos asfálticos herdam do ligante a viscoelasticidade, por isso são susceptíveis à variações de temperatura e de frequência de aplicação da carga. Deste modo, com aplicação de carga rápidas (tempo de duração pequeno, altas frequências) os concretos asfálticos apresentam comportamento praticamente elástico, contudo se a carga é aplicada por um longo período, comportam-se como material viscoso.

Dentro destes dois extremos e nos limites de temperatura em que os pavimentos estão expostos, os concretos asfálticos apresentam comportamento viscoelástico, contudo a linearidade depende do nível de deformação, que conforme Di Benedetto e Corté (2005) deve estar no domínio das pequenas deformações (menores que $100 \cdot 10^{-6} \text{m/m}$ ou 100 microdeformações) para que não exista dano ao material, conforme Figura 34.

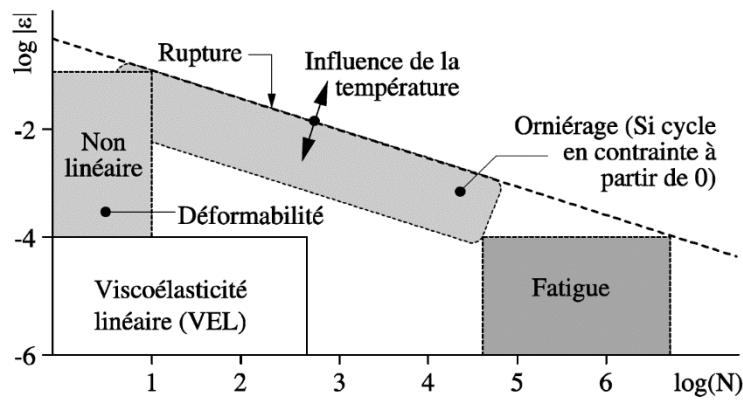


Figura 34: Limites de comportamento de misturas betuminosas a uma temperatura fixa (Di Benedetto e Corté 2005)

Di Benedetto *et al.* (2001) afirma que o uso de corpos cilíndricos submetidos a tração e ou compressão permite medidas diretas de tensões e deformações, caracterizando um ensaio homogêneo. Já na viga trapezoidal, as tensões e deformações não são diretamente calculadas, buscando-se uma solução analítica para a estrutura, para assim extrair-se os parâmetros, caracterizando um ensaio não homogêneo. Na Figura 35 estão apresentados os ensaios considerado homogêneos e na Figura 36 os não homogêneos.

Fica uma forte crítica aos ensaios não homogêneos, ou seja, ele são capazes de determinar propriedades do material somente naquelas condições. Nota-se que ensaios como o módulo de resiliência utilizado no Brasil, vigota de 4 pontos e ensaios trapezoidal francês estão nesta categoria.

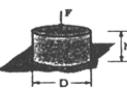
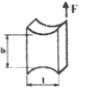
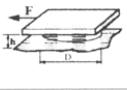
(a)	Principle	Shape factor* γ [L ⁻¹]	Literature
Tension compression (with or without confining pressure)		$\frac{h}{\pi D^2}$	Charif [3] Doubbaneh [12] Witzak <i>et al.</i> [27]
Shearing test		$\frac{L}{h e}$	Assi [1] de La Roche [5]
Constant height shearing test		$\frac{h}{\pi D^2}$	Sousa [24]
Shearing test machine		$\frac{h}{\pi D^2}$	Lempe <i>et al.</i> [20]
		$\frac{h}{2 L b}$	
Co-axial shearing test**		$\frac{\ln(\frac{D}{d})}{2 \pi h}$	Gubler [17]

Figura 35: Ensaio homogêneos (Di Benedetto *et al* 2001)

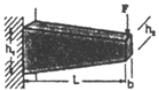
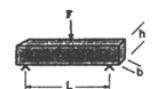
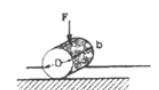
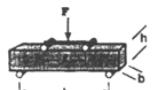
(b)	Principle	Shape factor* γ [L-1]	Literature
2-point bending		$\frac{4L^3}{bh^3}$	Francken <i>et al.</i> [13]
		$\frac{12L^3}{b(h_1-h_2)^3} \left[\left(2 - \frac{h_2}{2h_1} \right) \frac{h_2}{h_1} - \frac{3}{2} - \ln \frac{h_2}{h_1} \right]$	Huet [18] Chauvin [4]
3-point bending		$\frac{24L^3}{\pi^4 b h^3}$	Myre [21]
Indirect tensile test		$\frac{1}{b} (v + 0.27)$	Brown [2] Kennedy <i>et al.</i> [19] Tayebali <i>et al.</i> [25]
4-point bending		$\frac{2L^3 - 3Ll^2 + l^3}{8bh^3}$	Pronk [23]

Figura 36: Ensaio não homogêneos (Di Benedetto *et al* 2001)

O módulo dinâmico pode ser obtido, então, em vários ensaios diferentes e são um número complexo capaz de representar a lei constitutiva de materiais viscoelásticos lineares em solicitações harmônicas. É definido como a relação entre a tensão e a deformação complexas (propriedade do domínio da frequência) que representam os pulsos senoidais de solicitação e de resposta. Combina as duas propriedades mais difundidas na Viscoelasticidade Linear: o módulo dinâmico (como conhecido nos EUA) ou normal do módulo complexo (como conhecido na Europa); e o ângulo de fase.

O módulo dinâmico é o valor absoluto do módulo complexo $|E^*|$, e é definido por uma porção real e outra imaginária (E_1 e E_2). Por definição, o módulo complexo, E^* , é um número complexo que relaciona tensão e deformação para materiais viscoelásticos sujeitos a carregamento senoidal aplicado num certo domínio de frequência.

O desenvolvimento deste ensaio é anterior a 1960 e foi realizado pelos pesquisadores da Universidade do estado de Ohio, nos EUA. Papazian realizou ensaios aplicando tensões senoidais a corpos-de-prova, medindo as deformações resultantes, concluindo que os conceitos de viscoelasticidade poderiam ser aplicados nos estudos dos pavimentos asfálticos. O ensaio é hoje conhecido como ensaio de Módulo Dinâmico (MD), de onde se extraem propriedades viscoelásticas como módulo dinâmico e o ângulo de fase (THEISSEN, 2011).

Em 1979 foi adotado pela ASTM como método de ensaio padrão para determinação do módulo dinâmico de misturas asfálticas (ASTM D 3497-79). Atualmente, existe uma série de ensaios para a obtenção do MD em misturas asfálticas e o ensaio pode ser realizado com vários tipos de corpo-de-prova, entre eles pode se citar, as amostras cilíndricas, com diâmetro mínimo de 100 mm, usado por pesquisadores americanos e as amostras em formato de vigas trapezoidais a flexão em dois pontos, propostos pelos pesquisadores do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) (BRITO 2006).

O ensaio consiste basicamente na aplicação de um carregamento axial semi-senoidal (*haversine*) em CP's cilíndricos, sendo medidos os deslocamentos verticais correspondentes. Ao avaliar uma mistura asfáltica no domínio das pequenas deformações

onde o comportamento esperado é viscoelástico linear, uma solicitação sinusoidal aplicada desencadeia uma resposta também sinusoidal.

Duas normas americanas podem ser usadas para a realização do ensaio: AASHTO T 342/2011 e ASTM D 3497. Ambas as normas determinam que a amostra seja submetida a um carregamento por compressão axial. A execução do ensaio em várias frequências resulta não somente em parâmetros, mas sim numa curva como resultado do ensaio. Se esta curva é feita para diferentes temperaturas, a união destas curvas resulta numa curva mestra do material em função da frequência reduzida (Figura 37), sendo um importante instrumento na caracterização de misturas asfálticas para o dimensionamento e análise de pavimentos.

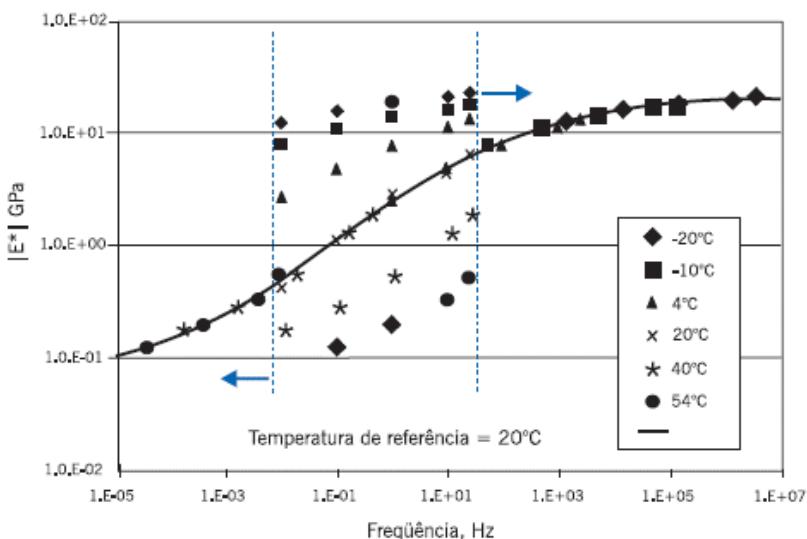


Figura 37: Curva mestra de módulo dinâmico (Bernucci *et al*, 2006)

Como pode ser visto na Figura 37, o MD cresce em função da frequência e este crescimento deve-se ao fato de que quando a frequência é aumentada existe um tempo menor em carga, não havendo tempo para manifestações de deformações viscoelásticas. Quando a frequência é muito alta, o MD atinge seu maior valor, pois só existem praticamente deformações elásticas no material. Quando a temperatura é baixa, o tempo de carregamento é longo e as deformações viscoelásticas podem se manifestar em sua totalidade, provocando assim MD baixo. Para frequências muito baixas, o MD atinge seu menor valor, assim explicando o formato da curva mestra (THEISEN, 2011).

A norma da AASHTO T 311/2011 para o ensaio de módulo dinâmico estabelece um procedimento de ensaio com frequências que variam de 0,1Hz a 25Hz em temperaturas de -10°C a 54,4°C, e que o carregamento dinâmico depende da rigidez do material, podendo variar de 15kPa a 2800kPa. As amostras devem apresentar dimensões de 100mm de diâmetro e 150mm de altura,

Já a norma da ASTM D 3497 estabelece apenas três temperaturas de ensaio (5°C, 25°C e 40°C), três frequências de carregamento (1Hz, 4Hz e 16Hz), e carregamentos com valores de até 200kPa, tornando imprecisa a construção das curvas. Os CP's possuem diâmetro mínimo de 100mm e relação altura/diâmetro de 2 para 1.

O ensaio proporciona o valor do módulo complexo da amostra em temperaturas diferentes e frequências diferentes. O módulo complexo E^* é um número complexo definido pela relação entre a amplitude complexa da tensão sinusoidal da pulsação ω aplicada ao material $\sigma = \sigma_0 \cdot \text{sen}(\omega_t)$ e a amplitude complexa da deformação sinusoidal que resulta em regime estável. Em consideração à característica viscoelástica do material, a deformação apresenta uma defasagem com relação à tensão, o que é traduzido por um ângulo de fase ϕ entre os dois sinais: $\varepsilon = \varepsilon \cdot \text{sen}(\omega_t - \phi)$. Isso fornece parâmetros indicativos da predominância viscosa ou elástica do material, conforme os valores extremos:

$\phi = 0^\circ$ para materiais puramente elásticos;

$\phi = 90^\circ$ para materiais puramente viscosos.

O módulo complexo tem sua notação conforme as equações abaixo:

$$\sigma(t) = \text{Im}[\sigma_0 \cdot e^{i\omega t}] \text{ com } \sigma^*(t) = \sigma_0 \cdot e^{i\omega t} \quad (2)$$

$$\varepsilon(t) = \text{Im}[\varepsilon^*(t)] \text{ com } \varepsilon^*(t) = \varepsilon_0 \cdot e^{i\omega t} \quad (3)$$

$$E^*(t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0 \cdot e^{-i\phi}} = |E^*| e^{i\phi} \quad (4)$$

Onde:

$|E^*|$ é denominado módulo dinâmico ou módulo de rigidez.

ϕ é denominado ângulo de fase do material (permite estimar a energia de dissipaçāo do material).

A seguinte notação pode igualmente ser utilizada (lembre-se que $i = \sqrt{-1}$).

$$E^*(I\omega) = E^1 + iE^2 \quad (5)$$

E^1 é denominado módulo elástico real: parte real do módulo e que está associado ao comportamento elástico do material. Permite avaliar a parte recuperável da energia armazenada.

E^2 é denominado módulo da perda: parte imaginária do módulo e está associada ao comportamento viscoso irreversível do material devido a uma dissipação de energia. Este valor representa a energia produzida por atrito interno no material.

O módulo complexo permite a generalização dos corpos viscoelásticos pelas leis mecânicas, cujo princípio é reservado somente aos corpos elásticos. O E^* tem sido a base para o desenvolvimento de modelos de previsão para caracterizar a resposta tensão deformação de misturas asfálticas, quando o material não é elástico.

A forma de apresentar os resultados obtidos nos ensaios (E^1 , E^2 , $|E^*|$ e ϕ) é, além da curva mestra, através de curvas isotermas, isócronas, do plano Cole-Cole e do espaço de Black, dos quais se pode verificar o comportamento do material quanto a rigidez. Exemplos destas apresentações estão nas Figuras 38 a 41.

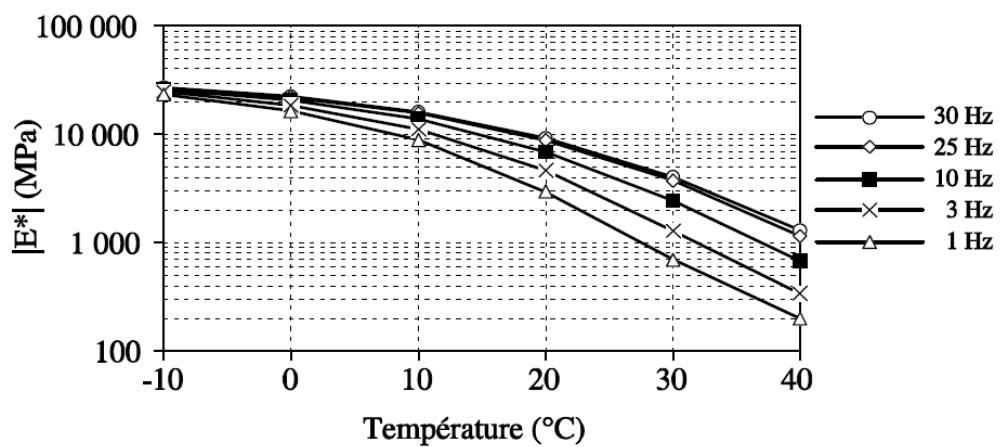


Figura 38: Curvas Isotermas (Di Benedetto e Corté 2005)

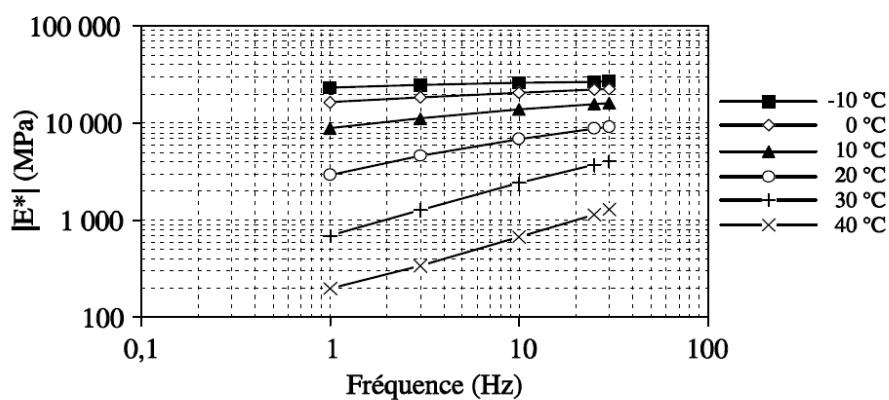


Figura 39: Curvas Isócronas (Di Benedetto e Corté 2005)

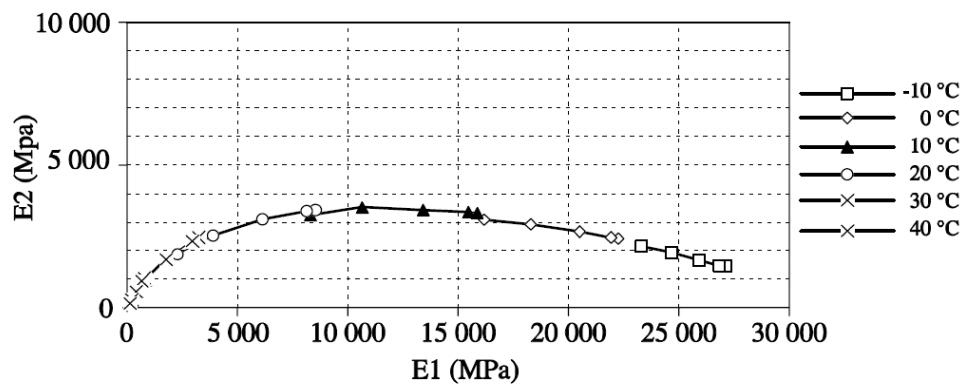


Figura 40: Plano Cole-Cole (Di Benedetto e Corté 2005)

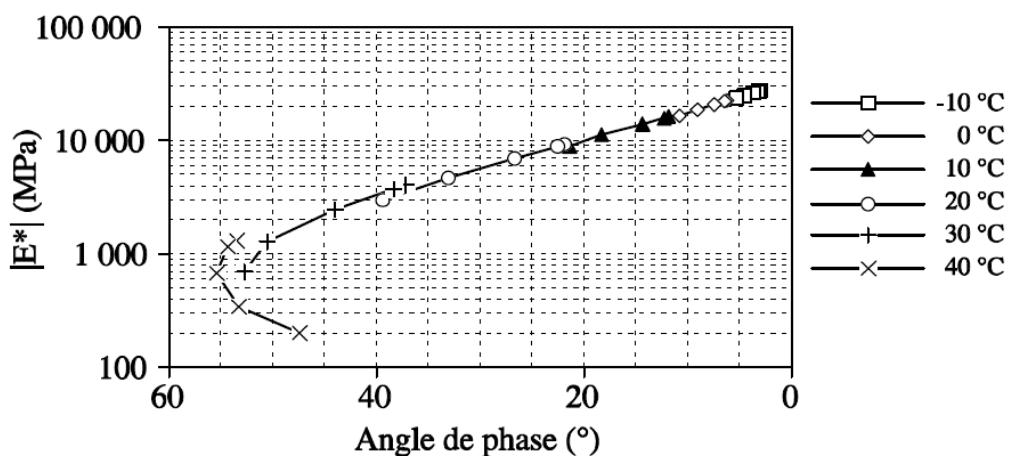


Figura 41: Espaço de Black (Di Benedetto e Corté 2005)

O valor do módulo complexo varia em função dos parâmetros de ensaio e da formulação do concreto asfáltico. Os parâmetros de ensaio influentes na evolução do módulo são a temperatura e a velocidade de carregamento. Os principais parâmetros de formulação são a natureza e o teor de ligante, o esqueleto mineral, o teor de finos e a forma e grau de compactação.

Um aumento da temperatura provoca uma diminuição da rigidez do corpo de prova. Nesta condição, a defasagem aumenta até um valor máximo, que se traduz em um comportamento mais viscoso a temperatura elevada.

Para as mesmas condições de temperatura e frequência, o módulo complexo é diretamente influenciado pela rigidez do ligante, assim como sua susceptibilidade térmica e cinética (influenciando a defasagem). Quanto maior a rigidez do ligante, maior o valor do módulo. Neste caso, a mistura torna-se menos sensível à temperatura e sua resistência mecânica se eleva. A natureza mineralógica dos granulares, assim como sua forma, parece ter pouca influência sobre os valores do módulo, assumindo-se que o ligante é suficientemente rígido. Espera-se que o granular tenha uma relativa importância nas misturas betuminosas na medida em que o betume assume um comportamento predominantemente viscoso (para as baixas frequências e em altas temperaturas) a influência do esqueleto mineral ganha importância.

O teor de ligante tem grande influência no comportamento das misturas asfálticas. O aumento do teor de ligante, conduz ao aumento do módulo até um valor ótimo. Acima deste valor ótimo, do teor de ligante, o módulo diminui.

A partir de seus resultados experimentais é possível se fazer uma modelagem física-matemática para que seja possível obter as outras propriedades sem necessidade de novos ensaios, como por exemplo se conhecer as o valor do módulo em uma determinada frequência e temperatura que não foi realizado o ensaio. Isso se torna também importante para inclusão dos dados em análises de estruturas de pavimentos que se encontram fora do domínio de ensaios, como por exemplo cargas lentas em altas temperaturas.

Os modelos encontrados na literatura são geralmente arranjos de molas, amortecedores e elementos parabólicos, dependendo de sua complexidade. Os modelos mais simples como o de Maxwell coloca uma mola e um amortecedor e a deformação do sistema é a soma dos dois elementos (Figura 42).



Figura 42: Representação do modelo de Maxwell

Já no modelo de Kelvin-Voigt, também conhecido como modelo de Burges, os mesmos elementos são colocados em paralelo (Figura 43). Olard (2003) e Santos (2008) apresenta uma revisão acerca destes modelos, bem como suas respectivas expressões matemáticas.

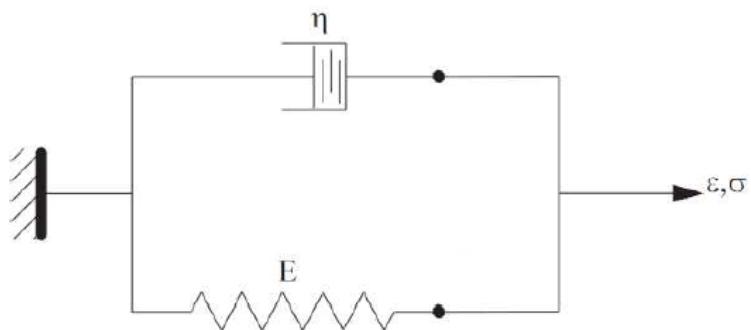


Figura 43: Representação do modelo de Kelvin-Voight

Ambos os modelos tem aplicabilidade questionada em ligantes e misturas asfálticas mas suas derivações tem sido utilizadas em modelos que representam de forma mais adequada o comportamento de ligantes e misturas, como por exemplo o modelo de Maxwell Generalizado (Figura 44), onde são colocadas vários elementos singulares de Maxwell em paralelo somados a uma mola e um amortecedor também em paralelo, também conhecido como séries de Prony.

De forma similar o modelo de Kelvin-Voigt Generalizado utiliza uma série de elementos elementares colocados em série somados a uma mola e um amortecedor (Figura 45). Esta forma de representação é utilizada para modelagem de ligantes asfálticos.

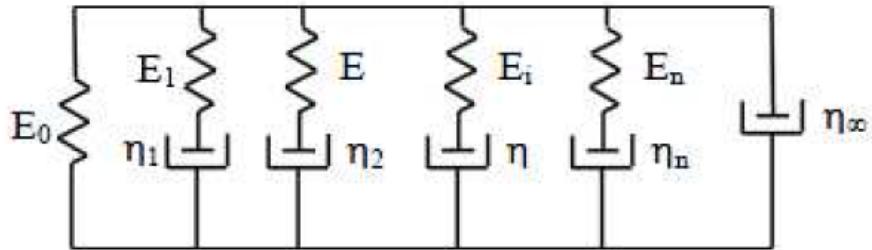


Figura 44: Representação do modelo de Maxwell Generalizado

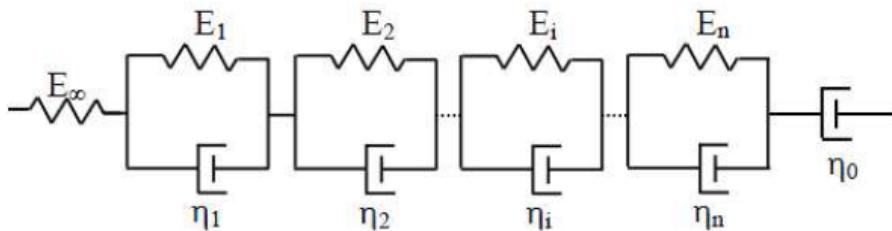


Figura 45: Representação do modelo de Kelvin-Voigt Generalizado

Para além do ajuste de expressões analíticas a dados experimentais, a abordagem no espectro contínuo contempla a adoção de modelos analógicos mais generalizados. Os modelos analógicos generalizados, com representação baseada em espectro contínuo (representação por infinitos modelos elementares de Kelvin-Voigt em série ou de modelos elementares de Maxwell em paralelo), apresentam um boa representatividade física do comportamento dos materiais asfálticos e são mais adequados que os modelos discretos. O elemento usado para representação do comportamento dos materiais que constituem base dos modelos generalizados é o elemento parabólico (Olard, 2003).

Neste grupo de modelos podemos destacar o modelo de Huet para representar o comportamento viscoelásticos de ligantes asfálticos e o modelo Huet-Sayegh para misturas (Figuras 46 e 47). Estes dois modelos são da década de 1960 e, atualmente, sua evolução, tanto para ligantes quanto para misturas é o modelo 2S2P1D (2 molas, 2 elementos parabólicos e 1 amortecedor, Figura 48) que tem como desenvolvedores o grupo de pesquisa do ENTPE em Lyon na França (Olard e Di Benedetto, 2003)

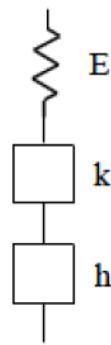


Figura 46: Representação do modelo de Huet

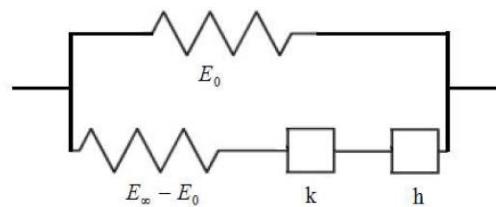


Figura 47: Representação do modelo Huet-Sayegh

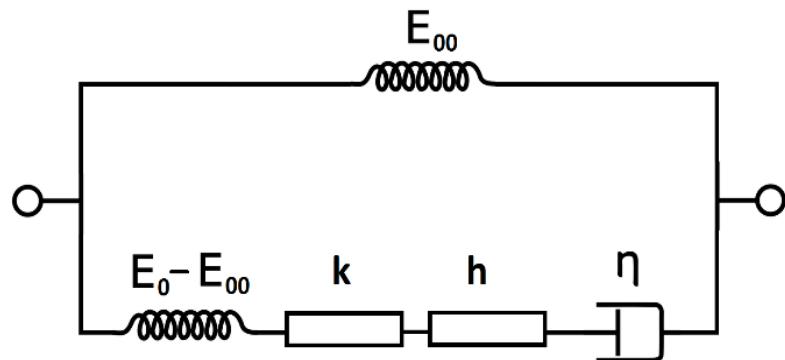


Figura 48: Representação do modelo 2S2P1D

O modelo 2S2P1D é capaz de modelar tridimensionalmente e ligar as propriedade viscoelásticas lineares dos ligantes e suas respectivas misturas e é composto por 11 parâmetros que devem ser calibrados de maneira a representar todo comportamento viscoelástico do material em termos de módulo, ângulo de fase e coeficiente de Poisson, para qualquer temperatura e frequência.

No modelo 2S2P1D o módulo e o coeficiente de poisson complexos são expressos da seguinte forma:

$$E^*(\omega) = E_{00} \frac{E_0 - E_{00}}{1 + \delta(j\omega\tau)^{-k} + (j\omega\tau)^{-h} + (j\omega\beta\tau)^{-1}} \quad (6)$$

$$\nu^*(\omega) = \nu_{00} + (\nu_0 - \nu_{00}) \frac{E^*(\omega) - E_{00}}{E_0 - E_{00}} \quad (7)$$

onde:

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

k, h = expoentes, $0 < k < h < 1$, β = constante

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

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

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

τ = 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

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

ν_0 = coeficiente de Poisson estático em transição vítreia, $\omega \rightarrow \infty$

Além das variáveis apresentadas é também necessário

$$\log(a_T) = -\frac{C_1(T - T_{ref})}{C_2 + T - T_{ref}} \quad (8)$$

onde:

C_1 e C_2 = constantes de translação do modelo WLF

A Figura 49 apresenta, esquematicamente, no plano Cole-Cole os parâmetros que ajustam o modelo aos dados experimentais. Maiores detalhes da modelagem estão em Olard e Di Benedetto (2003) ou em Di Benedetto (2015).

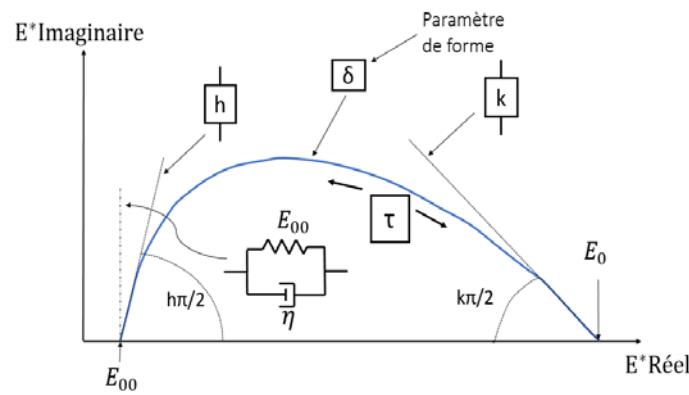


Figura 49: Representação do modelo 2S2P1D no plano Cole-Cole

3. METODOLOGIA DA PESQUISA

3.1 Planejamento da pesquisa

Tendo em vista os objetivos propostos para esta pesquisa o planejamento seguiu as seguintes etapas:

Etapa 1: Revisão bibliográfica

Nesta etapa foi levantado o estado da arte do conhecimento acerca dos assuntos abordados pela pesquisa tais como: ligantes asfálticos, asfaltos modificados, normalizações e especificações, ensaios de avaliação de misturas asfálticas etc., para tanto foram buscadas referências nacionais e internacionais, desde o conhecimento consolidado apresentado em livros tradicionais da área até artigos apresentados em congressos e revistas. Esta etapa está materializada no capítulo 2 do presente relatório.

Etapa 2: Coleta e caracterização dos materiais

Neste passo da pesquisa foram realizadas as coletas de material granular e dos ligantes. O material granular foi coletado diretamente na unidade de produção, de forma a representar adequadamente este processo, e então foram realizados ensaios de caracterização de cada fração como granulometria, forma, sanidade, abrasão e massa específica. O ligante será o convencional (CAP 50-70), um ligante modificado por polímero SBS, um modificado por TLA e por fim um modificado por SBS e TLA. Os materiais utilizados são aqueles envolvidos nas obras e serviços da CONCEPA. Esta etapa está materializada no capítulo 4 do presente relatório.

Etapa 3: Realização de ensaios laboratoriais

Foram realizadas as dosagem das 4 misturas pela metodologia SUPERPAVE; preparadas amostras e realizados ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração (DNIT 135/2010-ME e DNIT 134/2010-ME); preparadas amostras e conduzidos ensaios de compressão uniaxial dinâmico. Para a dosagem no compactador giratório são estimados 3 corpos de prova para cada teor de ligante (4 teores) totalizando 12 copos de prova para

cada mistura (total de 48 corpos de prova) além de 12 amostras no teor de ligante de projeto para a realização de ensaios de módulo dinâmico (10x15 – preparados no compactador giratório) e 32 amostras para ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração (neste caso realizado com volume de vazios de 4,0 e 5,5%). Esta estapa está materializada no capítulo 4 do presente relatório.

Etapa 4: Tabulação e análise dos resultados

A etapa de tabulação e análise dos dados consiste em organizar, graficar e extrair dos resultados de laboratório informação de interesse da engenharia rodoviária e que servirá de base para as contribuições da pesquisa. A base de dados de módulo dinâmico servirá também para, em futuras pesquisas, calibrar modelos de previsão de desempenho e comparar solução de no âmbito da Engenharia de Pavimentos. Esta estapa está materializada no capítulo 4 do presente relatório.

Etapa 5: Elaboração de relatórios e artigos.

A difusão do conhecimento científico e tecnológico bem como sua memória é preocupação da equipe executora; neste sentido serão elaborados artigos científicos para submissão e possível publicação em eventos. Já foi publicado em setembro de 2016 um artigo com parte dos resultados da pesquisa na Reunião Anual de Pavimentação que aconteceu em Brasilia – DF, que está no Anexo 1. Esta estapa está materializada no presente relatório e no artigo citado.

3.2. Ensaios laboratoriais

3.2.1. Dosagem das misturas

As dosagens das misturas foram elaboradas utilizando os critérios SUPERPAVE nível de projeto 1, sendo suprimidas as fases de compactação para determinação do teor tentativo e de escolha da granulometria, pois já havia uma granulometria definida. Moldaram-se corpos de prova empregando teores de 4,5%, 5,0%, 5,5% e 6,0% para todas as misturas, para assim determinar qual o teor ideal de ligante de projeto.

As misturas preparadas para dosagem foram feitas manualmente, em bacias metálicas sobrepostas em chapa aquecida, sendo que após a homogeneização foram condicionadas durante 2 horas em estufa, na temperatura de compactação, previamente à sua moldagem, de acordo com o procedimento AASHTO R 30-02 – *Mixture Conditioning of Hot-Mix Asphalt*.

As curvas de dosagem foram obtidas com 4 teores de ligante, sendo que em cada teor testa-se 3 ou 4 corpos-de-prova. Em alguns casos avaliou-se teores adicionais, ou corpos-de-prova extras em cada teor, de acordo com a dispersão dos resultados obtidos.

A densidade específica aparente (G_{sb}) dos corpos-de-prova foi determinada segundo AASHTO T 166-05. Na G_{sb} , o volume aparente inclui o volume de agregado sólido mais o volume dos poros superficiais contendo água. É medido quando o agregado está na condição Saturada Superfície Seca (SSS) e pode ser calculado pela equação 9.

$$G_{sb} = \frac{W_s}{(V_s + V_{pp}) \cdot \gamma_w} \quad (9)$$

A determinação da densidade específica máxima (G_{mm}) foi feita segundo AASHTO T 209-05 (método de Rice), onde cada mistura foi determinada com os teores utilizados na dosagem. Assim, com o valor da G_{mm} e da densidade do ligante asfáltico pôde-se obter o valor da densidade específica efetiva dos agregados, que foi utilizada para o cálculo da G_{mm} dos corpos-de-prova com outros teores.

Com as propriedades físicas dos agregados e das misturas asfálticas, foram calculados os seguintes parâmetros volumétricos dos corpos-de-prova: porcentagem de vazios com ar (V_a), vazios no agregado mineral (VAM), relação betume-vazios (RBV) e relação pó-betume efetivo (RPB). Tais cálculos seguiram as recomendações do *Asphalt Institute (Asphalt Handbook – MS-4, 1989)*.

Tabela 8: Requisitos volumétricos das amostras para TMN de 19mm

CAP	Volume de Vazios (%)	VAM min(%)	RBV(%)	RPB(%)
50/70	4,00	13%	65-75	0,6-1,2
TLA	4,00	13%	65-75	0,6-1,2
60/85	4,00	13%	65-75	0,6-1,2
TLA FLEX	4,00	13%	65-75	0,6-1,2

A moldagem dos corpos de prova foi executada utilizando-se o compactador giratório IPC Servopac com sistema de carga eletropneumático, conforme o esquema simplificado mostrado nas Figuras 14, 15 e 16. O número de giros de projeto adotado foi $N_{proj} = 100$, que representa um tráfego equivalente a carga de eixo simples entre $3 \cdot 10^6$ e $3 \cdot 10^7$ (AASHTO), considerado em vias urbanas de tráfego médio a pesado. O molde utilizado para moldagem dos corpos de prova foi o de 100 mm de diâmetro.

O compactador giratório permite apenas a compactação de um corpo de prova por vez, assim cada amostra era colocada no molde pré-aquecido na temperatura de compactação e moldada aplicando-se 100 giros.



Figura 50: Etapas da preparação das misturas asfálticas. A: Separação granulométrica através do peneiramento. B: Estufa utilizada na secagem, aquecimento de moldes, envelhecimento da mistura e aquecimento do ligante. C: Material seco e aquecido para moldagem. D: Molde sendo aquecido e mistura asfáltica sendo envelhecida. E: Massa asfáltica em processo de envelhecimento na temperatura de compactação. F: Compactador Giratório – CGS. G: Moldes utilizados na compactação. H: CPs moldados no CGS.

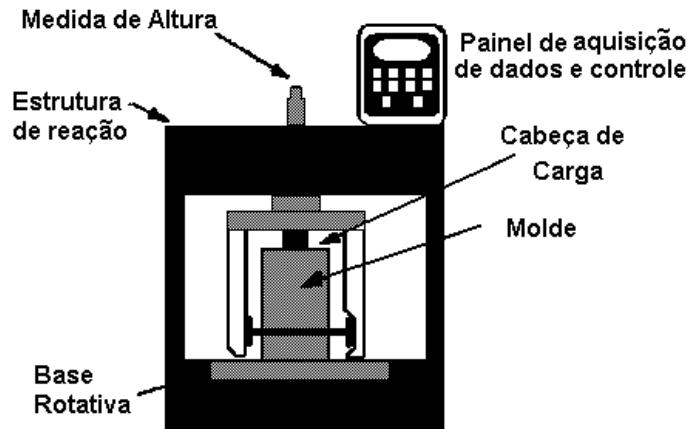


Figura 51: Esquema do compactador giratório Superpave

Fonte: Marques, 2001.

Observou-se durante o preenchimento do molde com a mistura que havia tendência dos agregados graúdos caírem primeiro. Prevendo-se que o excesso de agregado graúdo na base pudesse interferir no comportamento do corpo de prova, adotou-se o procedimento de homogeneizar a amostra de modo a se evitar a queda de muitas partículas graúdas no início da moldagem.

As amostras são fixadas nesta estrutura suportando o molde e permitindo seu giro. Durante a compactação a cabeça de carga é que faz a compressão do corpo-de-prova e o seu diâmetro corresponde nominalmente ao diâmetro interno do molde (100mm). Para que o molde seja posicionado no ângulo de giro são usados mancais. O ângulo de compactação do SGC é definido em 1,25°. A velocidade constante de giro é de 30 rpm sendo acionada por um motor elétrico que atua sobre a base rotativa, enquanto que a pressão de compactação no corpo-de-prova é de 600kPa, fornecida por um sistema hidráulico ou mecânico que aplica a carga na cabeça de carga.

A pressão da cabeça de carga é medida durante a compactação e à medida que o corpo-de-prova vai se adensando, o sistema de carregamento é acionado para ajustar a posição da cabeça de carregamento para que a pressão de compactação constante seja mantida durante o processo. A variação vertical da posição da cabeça de carga é igual à variação da altura do corpo-de-prova. Esta altura é processada, através de uma conexão

serial conectada a um microcomputador. A Figura 16 mostra as configurações finais do molde SGC e dos parâmetros de compactação adotados pelo SHRP.

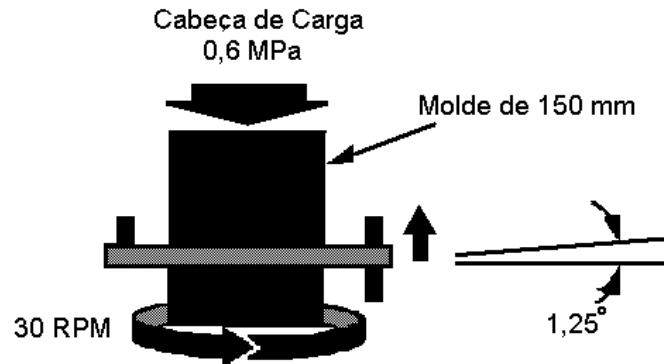


Figura 52: Configurações do SGC e parâmetros de compactação

Fonte: Marques, 2001.

Durante a compactação no SGC, este cria um arquivo com as informações de altura a cada giro, ângulo de giro e tensão vertical, entre outros dados. Com a altura do CP a cada giro é possível determinar a densidade da amostra durante a compactação, pela equação 10:

$$G_{mb(\text{estimada})} = \frac{W_m / V_{mx}}{\gamma_w} \quad (10)$$

Onde:

$G_{mb(\text{estimada})}$ = densidade específica aparente estimada durante a compactação;

W_m = massa do CP, em gramas;

γ_w = massa específica da água;

V_{mx} = volume do CP calculado a partir do diâmetro interno do molde e a altura medida pelo SGC em um determinado giro.

A correção da densidade aparente estimada é feita porque no cálculo do volume do corpo de prova é considerado que o cilindro representativo é perfeito, sendo ignoradas as irregularidades superficiais que levam a um volume levemente superior (NASCIMENTO, 2008).

O fator de correção (C) é a relação entre a densidade medida por pesagem hidrostática (AASHTO T 166-05) e a densidade estimada ao final da compactação N_{des} , sendo calculada pela seguinte equação (11):

$$C = \frac{G_{mb(medida)}}{G_{mb(estimada)}} \quad (11)$$

Onde:

C = fator de correção;

$G_{mb(medida)}$ = densidade específica aparente medida após N_{des} ;

$G_{mb(estimada)}$ = densidade específica aparente estimada em N_{des} .

Tendo-se o fator de correção ao final da compactação, o mesmo é aplicado para os outros giros, obtendo-se a densidade corrigida em todos os momentos da compactação, conforme a equação 12:

$$G_{mb(corrígida)} = CxG_{mb(estimada)} \quad (12)$$

Onde:

$G_{mb(corrígida)}$ = densidade específica aparente corrigida em um giro qualquer;

$G_{mb(estimada)}$ = densidade específica aparente estimada em um giro qualquer.

Com o valor da densidade corrigida, pode-se determinar a porcentagem da G_{mm} ($\%G_{mm}$) em qualquer giro da compactação através da seguinte equação:

$$\%G_{mm} = 100x \frac{G_{mb(corrígida)}}{G_{mm}} \quad (13)$$

Após a determinação da $\%G_{mm}$ ao longo da compactação, plotou-se um gráfico com $\%G_{mm}$ em função do número de giros, assim obtendo-se a curva de densificação do CP. Com essa curva, calcularam-se os índices de CDI, TDI e TDIm de cada amostra. A Tabela 8 apresenta os limites inicial e final da curva de densificação utilizados para o cálculo dos índices CDI, TDI e TDIm.

Tabela 9: Limites da curva de densificação considerados neste trabalho para o cálculo dos índices CDI, TDI e TDIm

Índices	Limite Inicial	Limite Final
CDI	Giro 8 (N_{ini})	92% da G_{mm}
TDI	92% da G_{mm}	98% da G_{mm}
TDIm	92% da G_{mm}	Giro 100 (N_{des})

Fonte: Nascimento(2007)

Definidos os teores de ligante de projeto, realizaram-se as moldagens dos corpos de prova para os ensaios mecânicos. Moldaram-se corpos-de-prova em concreto asfáltico nas dimensões de 10 x 6,5 cm e 10 x 15cm. A quantidade de massa a ser processada para estas amostras foi calculada de modo a se obter massa suficiente para moldagem com a altura desejada. Optou-se por fazer a moldagem fixando a altura, assim foi possível prever a quantidade de vazios, levando em consideração também a correção da Gmb para cálculo da massa do corpo de prova para se alcançar o Vv% desejado.

3.2.2. Ensaios Mecânicos

Os ensaios e procedimentos usados nesta pesquisa são apresentados de maneira resumida e conforme foram efetivamente realizados. A descrição completa e detalhes de cada ensaio devem ser consultados nas especificações originais das normas referenciadas.

3.2.2.1. Ensaio de Resistencia a Tração por Compressão Diametral

A norma DNIT 136/2010, prescreve as orientações para a determinação da resistência à tração por compressão diametral em amostras com diâmetro 10 cm e altura de 6,5 cm, moldadas através do método Superpave, consistindo da aplicação de uma carga estática de compressão, com velocidade de 0,8mm/s, distribuída ao longo de duas geratrizes opostas, a fim de se obter as tensões de tração através do diâmetro horizontal,

perpendicularmente à carga (Figura 53). A medida resultante é a resistência à tração (RT), dada pela equação 1 já apresentada.

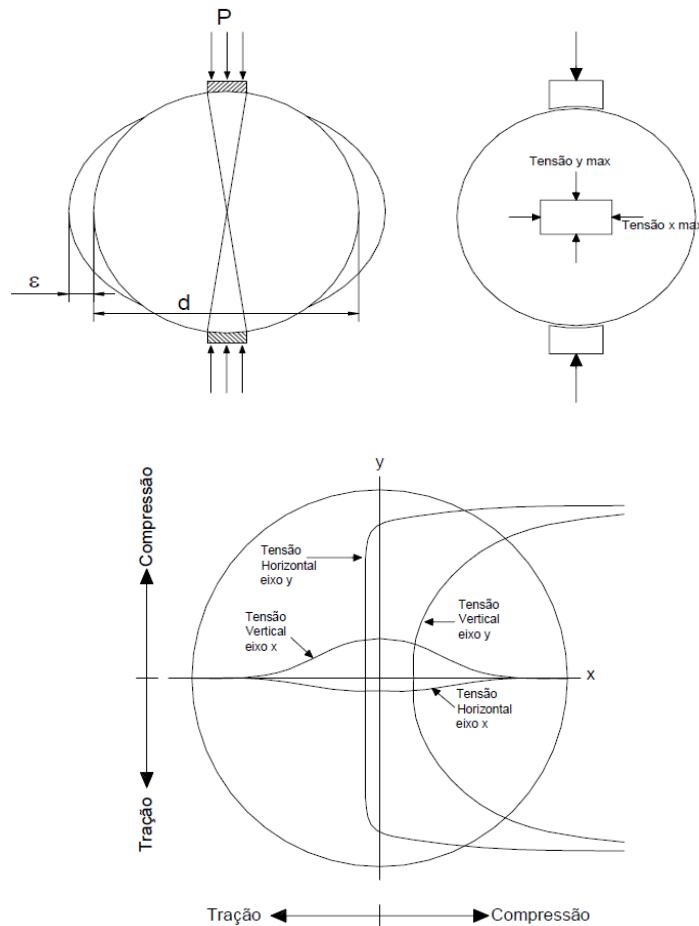


Figura 53: Estado de tensões gerado no ensaio brasileiro

Fonte: Specht (2004)

Tanto para a realização do ensaio de Resistência à Tração como para o ensaio de Módulo de Resiliência, as amostras foram condicionadas nas temperaturas de 10°C, 25°C e 35°C por pelo menos 12 horas. Incluiu-se também amostras com 5,5% de volume de vazios, além do 4,0% já estabelecido, de forma a estudar mais esta variável no comportamento das misturas.

3.2.2.2. Ensaio de Módulo de Resiliência

O ensaio de módulo de resiliência seguiu as prescrições das normas do DNIT-ME 135/2010 e ASTM D 4123:1982. O equipamento utilizado (Figura 54) é uma UTM - 25 (Universal Test Machine) da IPC Global, que é composta por um pistão que proporciona um carregamento repetido pulsante com auxílio de um dispositivo hidráulico, acoplado a um regulador de tempo e frequência de 1 Hz. O equipamento funciona dentro de uma câmara com temperatura controlada permitindo ensaios em diversas temperaturas.

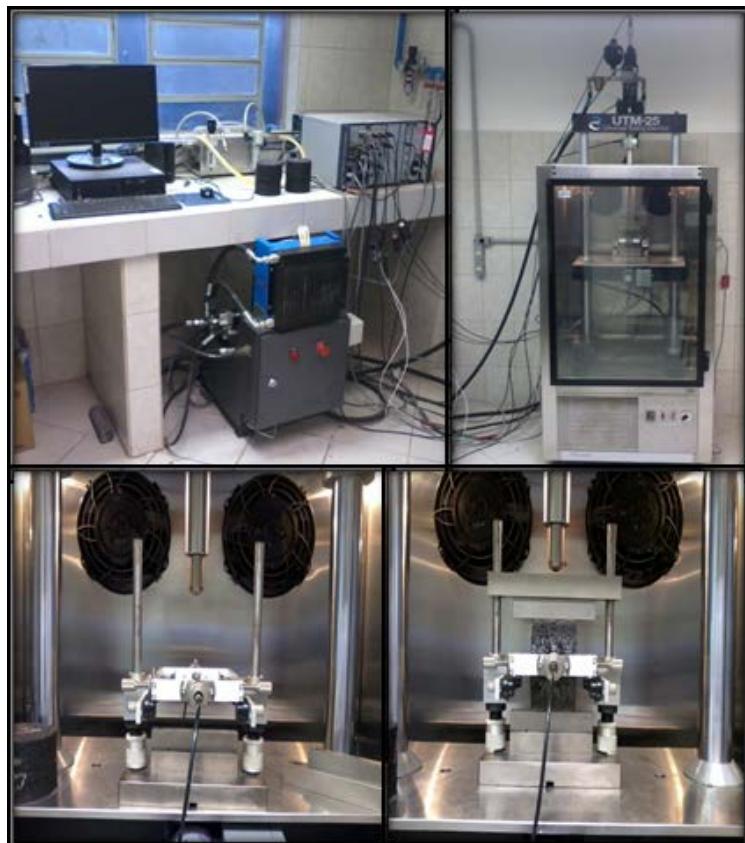


Figura 54: Prensa hidráulica UTM-25

Para a realização dos ensaios foram seguidas as seguintes etapas de montagem do conjunto:

- Condicionar as amostras por pelo menos 12 horas na temperatura desejada de ensaio;
- Colocar o corpo-de-prova sobre a base da estrutura de suporte, entre os dois cabeçotes curvos;
- Fixar e ajustar os transdutores LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*) de modo a se obter registro no microcomputador;

O módulo de resiliência (MR) é medido a partir da aplicação do carregamento dinâmico com tempo de 0,1s e 0,9s de repouso, a amostra sofre deformações horizontais, que são medidas através de um LVDT, ligado a um microcomputador. Para esta pesquisa os ensaios foram realizados em 3 frequências de carga diferentes: 25 Hz, 10 Hz e 5 Hz, além disso os ensaios foram realizados nas temperaturas de 10ºC, 25ºC e 35ºC.

Para execução do ensaio o coeficiente de Poisson variou em função da temperatura, como pode ser observado na Tabela 10.

Tabela 10: Valores do Coeficiente de Poisson utilizados

Temperatura	Coeficiente de Poisson
10º C	0,15
25ºC	0,30
35ºC	0,35

A equação 11 foi utilizada para o cálculo do MR.

$$MR = \frac{P}{\Delta \cdot h} \cdot (0,9976 \cdot \mu + 0,2692) \quad (6)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência, MPa

P = carga vertical repetida aplicada diretamente no corpo-de-prova;

Δ = deformação elástica ou resiliente medida nos ciclos particulares de repetição de carga;

h = altura do corpo-de-prova;

μ = o coeficiente de Poisson.

O módulo de resiliência em misturas asfálticas é influenciado por diversas variáveis, como o tipo de mistura, faixa granulométrica, tipo de ligante asfáltico, as propriedades volumétricas, a energia e a temperatura de compactação, são alguns exemplos que podem modificar os resultados do módulo de resiliência.

3.2.2.3. Ensaio de Módulo Dinâmico Uniaxial

Os ensaios de módulo dinâmico foram realizados com 12 amostras de dimensões de 10x15 cm, sendo 3 amostras para cada ligante. Determinou-se o módulo complexo após aplicação de carga em altas e baixas frequências, nas temperaturas de 4°C, 20°C e 40°C. As frequências altas são: 25Hz, 10Hz e 5Hz; as baixas frequências são 1Hz; 0,5Hz e 0,1Hz. Os corpos de prova passaram pelo condicionamento de temperatura conforme pode ser observado na tabela 11 abaixo.

Tabela 11: Tempo mínimo recomendado para equilíbrio da temperatura para amostras para o ensaio de E*

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

Realizou-se os ensaios seguindo os procedimentos da norma AASHTO T 311 – *Determining Dynamic Modulus of Hot-mix Asphalt Concrete Mixtures*.

O ensaio foi realizado com a deformação axial controlada entre 50 a 70 microstrains (10^{-6}), no intuito de buscar um regime de viscoelasticidade linear. No entanto para alcançar esta faixa de deformação foi necessário o ajuste das cargas aplicadas, as quais variam em função da temperatura e frequência do ensaio. O cálculo é realizado através da equação 12:

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (15)$$

Onde,

$|E^*|$ = Módulo dinâmico uniaxial;

σ_0 = Tensão dinâmica máxima;

ε_0 = Deformação axial recuperável máxima.

Optou-se pelo ensaio uniaxial para determinação do módulo dinâmico por ser um ensaio que apresenta grande potencial de correlação com o desempenho em campo, tanto em termos de deformação permanente quanto de fadiga, segundo *Report 465* (WITCZAK *et al.*, 2002).

3.2.3. Análise de desempenho

Com base nos resultados obtidos nas pistas experimentais da AASHTO, monitorada sob ação de tráfego de veículos comerciais no período de outubro de 1958 a novembro de 1960, em Ottawa, no Estado de Illinois (EUA), foi elaborado o Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis da AASHTO (1972), após tratamento e análise estatística dos dados obtidos na pista, gerando um método de dimensionamento com base empírica.

Métodos de dimensionamento empíricos tem deficiências, que certamente foram mais evidenciadas nas últimas duas décadas, com o desenvolvimento de softwares de análise de tensões e deformações, bem como de modelos de desempenhos elaborados com auxílio de programas computacionais.

Diante das limitações do método empírico, buscaram-se novas alternativas para o dimensionamento de pavimentos. A AASHTO em cooperação com a FHWA (*Federal Highway Administration*), através da *National Cooperative Highway Research Program*, projeto 1-37 A, desenvolveu o *Guide Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures*, com incorporação de soluções mecanísticos-empíricas e, seus modelos e dados refletem o estado da arte de projeto de pavimentos. Além disto, também teve como objetivo a elaboração de um programa computacional que incorporasse as novas técnicas de projeto do Guia da AASHTO (NCHRP, 2004).

Os modelos numéricos são utilizados para analisar os dados de entrada do tráfego, clima e comportamento dos materiais e para estimar os danos acumulados ao longo da vida útil dos pavimentos novos e restaurados, de uma proposta de estrutura. É aplicado tanto para pavimentos rígidos, flexíveis e semirrígidos, podendo ser novos ou a restaurar. As previsões de desempenho são realizadas tendo como base alguns defeitos e a qualidade ao rolamento, através da irregularidade longitudinal. Sobre os danos aos pavimentos flexíveis, cita-se a seguir alguns inclusos no programa: deformação permanente (afundamento de trilha de roda), fadiga (trincamento de baixo para cima e de cima para baixo) e trincas térmicas (MATTOS, 2014).

O *AASHTOWare Pavement ME Design* é um software de dimensionamento de pavimentos, que se baseia no Guia AASHTO em uma metodologia mecanicista-empírica. Os engenheiros podem prever com precisão o desempenho do pavimento, pois o software incorpora características mecânicas dos materiais, dados climáticos, espectros de carga por eixo e outros avanços (AASHTO, 2014).

O programa analisa o desempenho da estrutura de um pavimento mediante critérios pré-estabelecidos. O software utiliza uma aproximação hierárquica na incorporação das variáveis de entrada, em função da importância do projeto e da disponibilidade dos dados. Tal aproximação se refere aos dados de entrada de tráfego, materiais e meio ambiente. A partir dos resultados obtidos no *AASHTOWare Pavement*, é possível conduzir uma análise de sensibilidade para verificar os efeitos da variação dos parâmetros de projeto no comportamento dos pavimentos ao longo de sua vida útil (PELISSON et. al., 2015).

Nesta pesquisa para a realização da análise de desempenho, utilizou-se o software *AASHTOWare Pavement*. A partir de uma estrutura definida avaliou-se a capacidade de suporte durante a vida útil prevista conforme os modelos de previsão do software.

Foram iniciados os dimensionamentos dos pavimentos a partir dos materiais e parâmetros que compõem a Tabela 12. Foi adotada a hipótese de não aderência entre as camadas do pavimento.

Tabela 12: Estrutura do pavimento para análise de desempenho

Camada	Material	Espessura (cm)	Módulo de Resiliência	Coeficiente de Poisson
Revestimento	CBUQ	10, 14 e 18	-^1	0,30
Base	BGS	15	200	0,35
Sub Base	MS	16	300	0,35
Subleito	Solo	-	101	0,40

Nota ¹: o software utiliza o valor de E^* que pode ser calculado ou estimado, dependendo da disponibilidade de dados.

A versão do software utilizado foi *AASHTOWare Pavement ME Design 2.1* do ano de 2014. No programa é feita a escolha do tipo de pavimento e os dados para sua caracterização, como vida útil de projeto, início e término da construção do pavimento e a data de abertura deste, justamente pelo fato do software levar em consideração os efeitos climáticos que o pavimento pode sofrer.

Na Figura 55 pode-se observar a interface do software.



Figura 55: Interface software AASHTOWare

Para o estudo foi considerado que a liberação ao tráfego se deu próximo ao meio do ano, no Brasil, pois desta maneira o software americano estima as ações climáticas nos meses mais quentes, assim condicionando o pavimento ao seu início de vida útil a elevadas temperaturas e consequentemente a maiores deformações iniciais ao pavimento.

Na Tabela 13 estão os critérios que avaliaram se a estrutura do pavimento atendeu as solicitações dentro da vida de projeto; o software avalia os critérios de IRI (Irregularidade Longitudinal da pista), trincamento do revestimento de cima para baixo, o trincamento no revestimento de baixo para cima, trincamento térmico, deformação total do pavimento e deformação do revestimento e, também pode se estipular a confiabilidade que se pretende impor ao projeto.

Tabela 13: Limites de projeto utilizados

Critérios de Desempenho	Unidades	Limites
IRI	m/km	2,7
Deformação Permanente	m/mm	378,8
Trincamento por Fadiga	%	25,0
Trincamento Térmica	m/km	198,4
Fadiga do topo para a base	mm	19,0
Deformação Revestimento	mm	6,0

Empregaram-se os dados do tráfego da BR 116, obtidos por Klamt (2014) através da ECOSUL, na Praça de Bom Retiro, em Pelotas/RS.

Para o cálculo dos valores de N, foi levado em consideração a taxa de crescimento determinada no trabalho de Klamt (2014) de 4,86% com um crescimento do volume de tráfego médio geométrico.

Para as cargas por eixo foi ponderada a hipótese de que o carregamento por eixo se deu com 80,0% da frota com carga máxima no valor máximo estabelecido pelo CTB, e que os demais 20,0% de veículos trafegam vazios, se deslocando na busca de carga ou retornando para as bases de referência (LASTRAN, 2003).

O software permite que seja feita a escolha do local sobre o qual estará o pavimento, ou seja, é possível escolher as condições climáticas que estarão agindo sobre a estrutura. Para o trabalho foram utilizadas as condições da região de Savannah (Georgia) nos EUA. A escolha se deu pela indisponibilidade de dados nacionais e pela semelhança de clima com estado, em termos de temperatura e pluviometria.

O AASHTOWare permite 3 níveis de análise, descritos a seguir:

- Nível 1: requer do projetista a obtenção de dados com maior acurácia, tais como, propriedades obtidas através de ensaios de laboratório, contagem do tráfego (volume e pesagens, levantamento deflectométrico com FWD e outros). Este nível pode ser utilizado para pistas experimentais ou para rodovias de alto volume de tráfego.

- Nível 2: destinado a utilização em projetos correntes, requer ensaios, mas o uso de correlações é permitido. Correlações regionais entre propriedades dos materiais de pavimentação são aceitas, como exemplo, módulo do subleito podendo ser estimado através de correlação empírica com o CBR. Possui moderado nível de confiança de desempenho.

- Nível 3: consiste de valores totalmente estimados. Na falta, adotam-se os oferecidos pelo próprio programa com base na experiência norte-americana. Apresenta o menor nível de confiança dos 3, devendo ser utilizado para rodovias de baixo volume de tráfego ou em anteprojeto.

Portanto, no nível 1 tem-se a probabilidade de ocorrer menos erros do que nos níveis 2 e 3. Desta forma o nível escolhido para entrada de dados está relacionado à precisão do projeto final. No caso desta pesquisa, foi possível realizar as análises pelos 3 níveis, possibilitando assim uma comparação dos resultados obtidos em cada nível.

Para a análise houve alteração na espessura dos revestimentos, trabalhando com as espessuras de 10, 14 e 18 cm para cada um dos 4 ligantes, totalizando um total de 12 simulações para cada nível do programa. Para cada análise deveria ser fornecido o valor do volume de vazios inicial (considerado como 7,0%) e o teor efetivo de ligante da mistura.

Na Tabela 14 constam os dados informados para cada nível de análise no AASHTOWare.

Tabela 14: Dados informados no AASHTOWare por nível de análise

Nível de análise	Dados informados
1	Valores do $ E^* $, PG, G^* e ângulo de fase
2	PG, G^* e ângulo de fase
3	PG

4. RESULTADOS OBTIDOS

4.1 Caracterização dos Materiais

4.1.1 Agregados Minerais

Para conhecer o desempenho potencial dos agregados, é importante considerar como são formados e o que aconteceu com eles desde então, antes de serem utilizados em um revestimento asfáltico. O agregado escolhido para uma determinada utilização deve apresentar propriedades de modo a suportar tensões impostas na superfície e no interior do pavimento. O desempenho das partículas de agregado é dependente da maneira como são produzidas, mantidas unidas e das condições sob as quais vão atuar. A escolha é feita em laboratório onde uma série de ensaios é utilizada para a predição do seu comportamento posterior quando em serviço (BERNUCCI *et al*, 2006).

Os materiais granulares foram coletados diretamente das unidades de produção, de forma a ter sua adequada representatividade, e então realizados os ensaios de caracterização de cada fração como granulometria, forma, sanidade, abrasão, massa específica e análise petrográfica. Estes ensaios laboratoriais foram realizados no LMCC (Laboratório de Materiais de Construção Civil) da UFSM (Universidade Federal de Santa Maria).

Os materiais desta pesquisa são aqueles convencionalmente utilizados em obras e empreendimentos rodoviários e disponíveis na região de atuação do projeto. O agregado é proveniente de Santo Antônio da Patrulha, localizado no estado do Rio Grande do Sul, conforme Figura 56. O material é oriundo da Pedreira TRS, localizada às margens da BR-290 (km 30).



Figura 56: Localização de Santo Antônio da Patrulha no estado do Rio Grande do Sul

Fonte: Prefeitura de Santo Antônio da Patrulha (2016)

O material pétreo é originário de uma rocha dácito, de origem vulcânica básica do Planalto Basáltico.

Na Tabela 15 e 16 são apresentadas as características dos materiais pétreos utilizados.

Tabela 15: Características granulométricas dos agregados utilizados na pesquisa

PENEIRA	mm	BRITA 3/4"	BRITA 3/8"	PÓ DE PEDRA
1"	25,4	100,00	100,00	100,00
3/4"	19,1	100,00	100,00	100,00
1/2"	12,7	50,40	100,00	100,00
3/8"	9,5	11,70	97,50	100,00
n 4	4,8	1,30	18,50	98,20
n 10	2,0	1,30	2,00	59,90
n 40	0,42	1,20	1,70	25,30
n 80	0,18	1,20	1,60	17,30
n 200	0,075	0,82	1,24	12,35

Tabela 16: Características dos agregados utilizados na pesquisa

Propriedade	Norma	Graúdo	Miúdo
Absorção	DNER-ME 195/97	1,827	-
Massa específica real do grão	DNER-ME 195/97	2,828	2,597
Massa específica aparente do grão	DNER-ME 195/98	2,689	-
Desgaste ou perda à Abrasão	DNER-ME 035/98	10,26	-
Sanidade	DNER-ME 089/94	0,395	-
Equivalente de areia	DNER-ME 054/97	-	68,74
Umidade	DNER-ME 196/98	1,12	-
Índice de lamelaridade brita 3/4	DNER-ME 086/94	14	-
Índice de lamelaridade brita 3/8	DNER-ME 086/94	28,6	-

Para o projeto de confecção da massa asfáltica foi tomado como referência o projeto executado com a metodologia Marshall e que já havia sido implementado em campo. Os agregados foram enquadrados na Faixa C – DNIT 031/2006-ES. Foi utilizada para esta pesquisa a proporção de 22% para brita 3/4, 32% de brita 3/8 e 46% de pó de pedra. A Figura 57 apresenta a análise granulométrica dos materiais e a Tabela 17 e a Figura 58 o ajuste granulométrico da mistura com relação à faixa adotada.

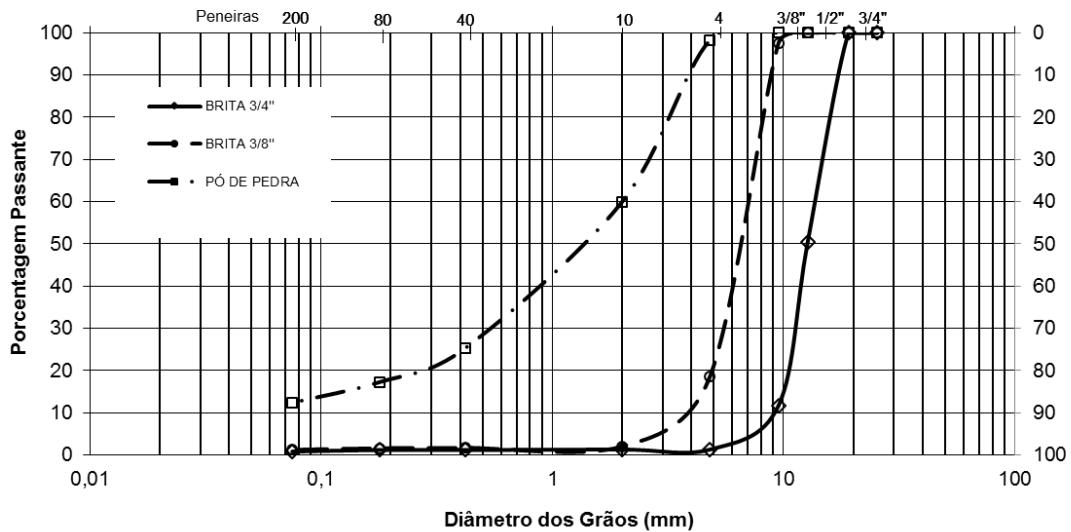


Figura 57: Análise granulométrica dos agregados minerais

Tabela 17: Composição granulométrica da mistura

PENEIRA	mm	Limites faixa		Centro faixa	Faixa trabalho		MISTURA
1"	25,4	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
3/4"	19,1	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
1/2"	12,7	80,0	100,0	90,0	81,1	95,1	88,1
3/8"	9,5	70,0	90,0	80,0	71,1	85,1	78,1
n 4	4,8	44,0	72,0	57,0	46,0	56,0	51,0
n 10	2	22,0	50,0	36,0	23,5	33,5	28,5
n 40	0,42	8,0	26,0	17,0	8,0	17,4	12,4
n 80	0,18	4,0	16,0	10,0	5,7	14,7	8,7
n 200	0,075	2,0	10,0	6,0	4,2	10,0	6,2

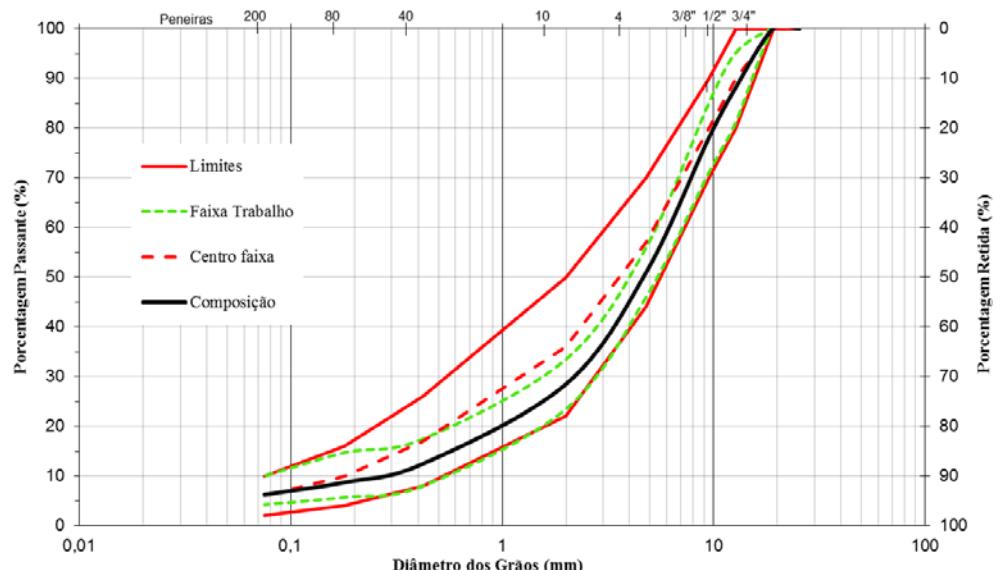


Figura 58: Composição granulométrica do agregado ajustado à faixa “C” do DNIT

4.1.2 Ligantes

O cimento asfáltico ou ligante asfáltico pode ser considerado um material viscoelastoplástico e termo sensível, ou seja, possui uma parcela viscosa, elástica e plástica; é sensível a mudança de temperatura, em altas temperaturas (acima de 100°C) se torna plástico, quando recebe um carregamento, o material deforma e não volta ao estado original, o cimento asfáltico atua como um fluído viscoso e em baixas temperaturas (abaixo de 0°C), o cimento se torna elástico, atuando como uma borracha: quando recebe um carregamento, o material se deforma, quando o carregamento é retirado, o material volta ao estado original.

Para a presente pesquisa foram utilizados quatro tipos de ligantes asfálticos, sendo eles: CAP 50/70, CAP TLA, CAP 60/85 e CAP TLA Flex, cujas propriedades encontram-se nas Tabelas 18, a 21, respectivamente.

Destes ligantes asfálticos, o CAP 50/70 é o mais comumente utilizado no país, sem adição de polímeros, o CAP 60/85 é um asfalto em que há a adição de polímero SBS, o CAP TLA, é a modificação do ligante asfáltico convencional com 25% de asfalto natural oriundo da jazida da ilha de Trinidad e Tobago, e o CAP TLA Flex é o CAP TLA com adição de polímero SBS.

O CAP 50/70 tem sua origem na Refinaria de Petróleo Alberto Pasqualini (REFAP) residente na cidade de Canoas/RS. Os ligantes foram coletados em latas metálicas de 3,6l e 18l diretamente do caminhão fornecedor, após ter suas propriedades conferidas para sua posterior utilização na Usina de Asfalto da empresa Triunfo/Concepa em Santo Antônio da Patrulha/RS.

Tabela 18: Propriedades do CAP 50/70

Ensaio	Unidade	CAP 50/70	
Penetração a 25°C, 5s, 100 g	0,1mm	62,00	
Ponto de Amolecimento	°C	47,80	
Ponto de Fulgor	°C	>236,0	
Visc. Brookfield a 135°C, SP21, 20 RPM	cP	317,50	
Visc. Brookfield a 150°C, SP21, 50 RPM	cP	150,50	
Visc. Brookfield a 177°C, SP21, 100 RPM	cP	59,50	
Densidade relativa à 20/4°C	Anotar	1,01	
PG	-	58-16	
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT			
DSR	Temp (°C)	G* (KPa)	φ (°)
	58	4,66	85,49
	64	1,98	86,89
	70	0,91	87,98

Tabela 19: Propriedades do CAP TLA

Ensaio	Unidade	CAP TLA	
Penetração a 25°C, 5s, 100 g	0,1mm	43,00	
Ponto de Amolecimento	°C	53,00	
Ponto de Fulgor	°C	>235,00	
Visc. Brookfield a 135°C, SP21, 20 RPM	cP	552,50	
Visc. Brookfield a 150°C, SP21, 50 RPM	cP	258,00	
Visc. Brookfield a 177°C, SP21, 100 RPM	cP	96,00	
Densidade relativa à 20/4°C	Anotar	1,07	
PG	-	70-22	
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT			
DSR	Temp (°C)	G* (KPa)	φ (°)
	64	5,78	84,85
	70	2,52	86,4
	76	1,13	87,58

Tabela 20: Propriedades do CAP 60/85

Ensaio	Unidade	CAP 60/85	
Penetração a 25°C, 5s, 100 g	0,1mm	58,00	
Ponto de Amolecimento	°C	64,00	
¹ Ponto de Fulgor	°C	268,00	
Visc. Brookfield a 135°C, SP21, 20 RPM	cP	1020,00	
Visc. Brookfield a 150°C, SP21, 50 RPM	cP	590,00	
Visc. Brookfield a 177°C, SP21, 100 RPM	cP	186,00	
Densidade relativa à 20/4°C	Anotar	1,01	
PG	-	76-22	
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT			
DSR	Temp (°C)	G* (KPa)	φ (°)
	70	7,01	66,07
	76	3,34	66,53
	82	1,9	66,63

Tabela 21: Propriedades do CAP TLA Flex

Ensaio	Unidade	CAP TLA Flex	
Penetração a 25°C, 5s, 100 g	0,1mm	21,00	
Ponto de Amolecimento	°C	65,00	
Ponto de Fulgor	°C	>235,0	
Visc. Brookfield a 135°C, SP21, 20 RPM	cP	1635,00	
Visc. Brookfield a 150°C, SP21, 50 RPM	cP	783,00	
Visc. Brookfield a 177°C, SP21, 100 RPM	cP	262,00	
Densidade relativa à 20/4°C	Anotar	1,07	
PG	-	76-10	
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT			
DSR	Temp (°C)	G* (KPa)	φ (°)
	70	6,08	49,63
	76	4,78	71,54
	82	2,43	79,11

4.2 Análise das Misturas Asfálticas

4.2.1 Dosagem

4.2.1.1 Parâmetros Volumétricos

Para a determinação dos teores de ligante de projeto para 4% de volume de vazios, utilizaram-se no mínimo 3 teores de ligante e 3 amostras válidas para cada mistura, além de amostras testes que não foram consideradas na análise. Com os valores obtidos encontram-se os teores de projeto de ligante para cada mistura estudada, dados que podem ser vistos na Tabela 22, que ainda traz os resultados dos parâmetros volumétricos de cada mistura, com 4% de volume de vazios.

Tabela 22: Resultados volumétricos das dosagens das misturas asfálticas com o Superpave

Ligante	Teor Ligante (%)	VAM (%)	RBV(%)	RPB(%)	Teor Efectivo de Ligante em Volume (%)
50/70	5,38	17,22	75,96	1,16	11,50
TLA	5,90	17,96	75,00	1,06	11,30
60/85	5,60	17,92	74,95	1,12	11,80
TLA FLEX	5,90	17,47	76,24	1,06	11,10

Pode-se observar que para volume de agregado mineral (VAM) e para a relação pô-betume todas as misturas atenderam os limites das faixas consideradas, apenas para o RBV algumas misturas tiveram valores acima do limite da faixa, mas mesmo assim estas misturas foram aceitas.

Nas Figuras 59, 60, 61 e 62 encontram-se os parâmetros volumétricos apresentados na forma de gráficos.

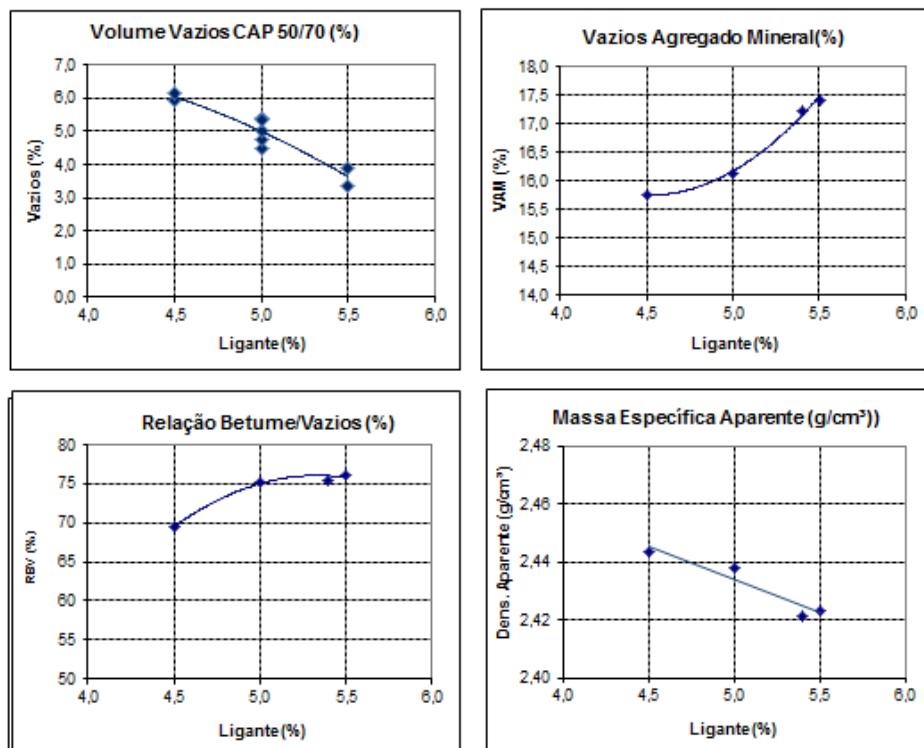


Figura 59: Parâmetros volumétricos do CAP 50/70

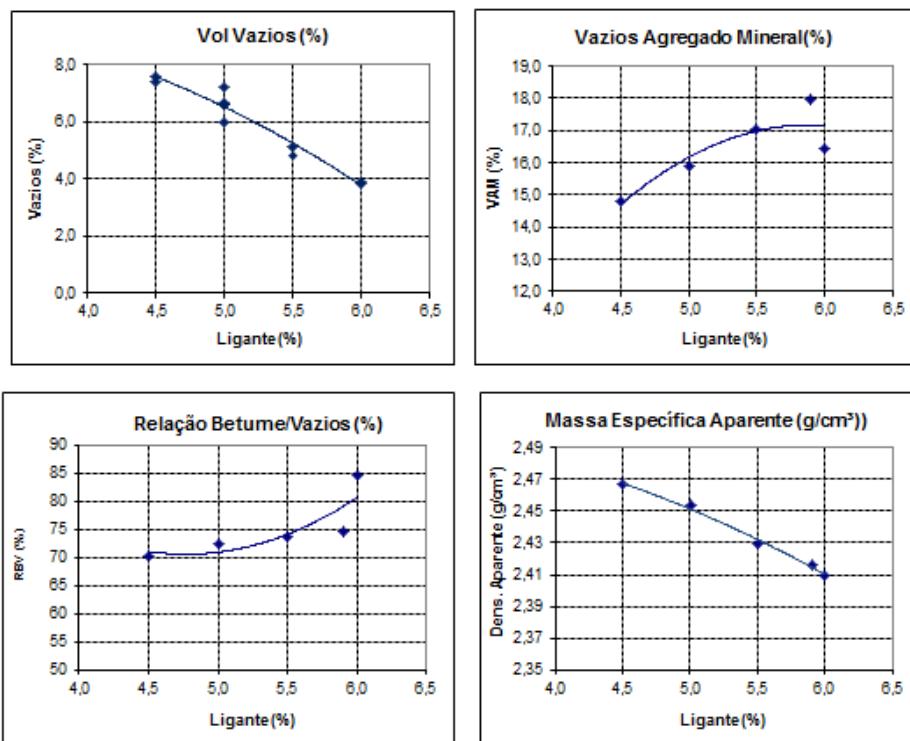


Figura 60: Parâmetros volumétricos do CAP TLA

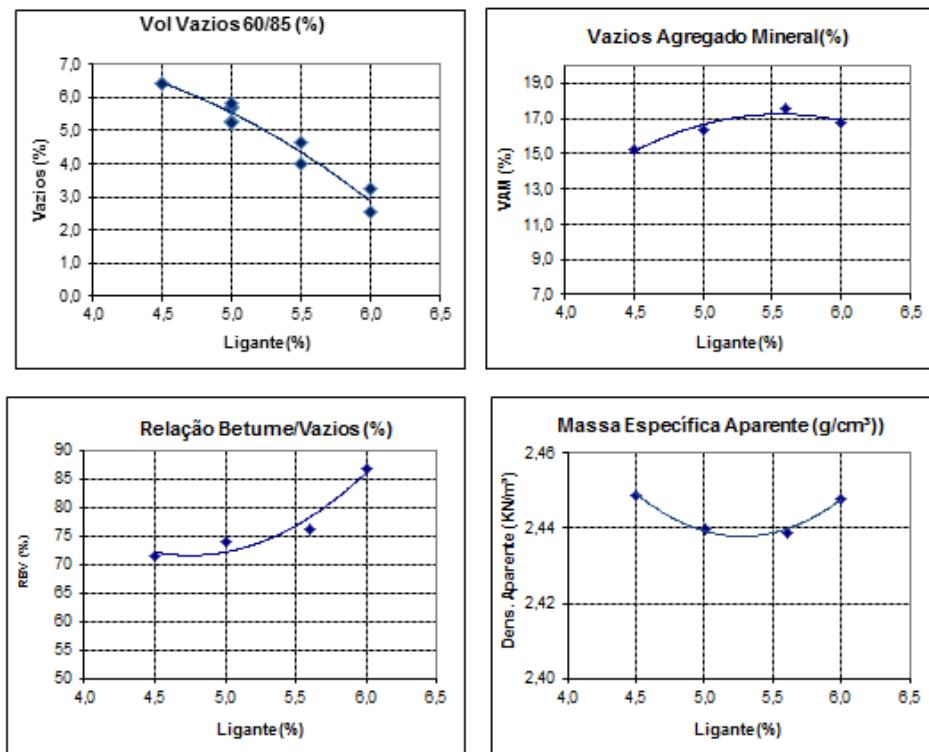


Figura 61: Parâmetros volumétricos do CAP 60/85

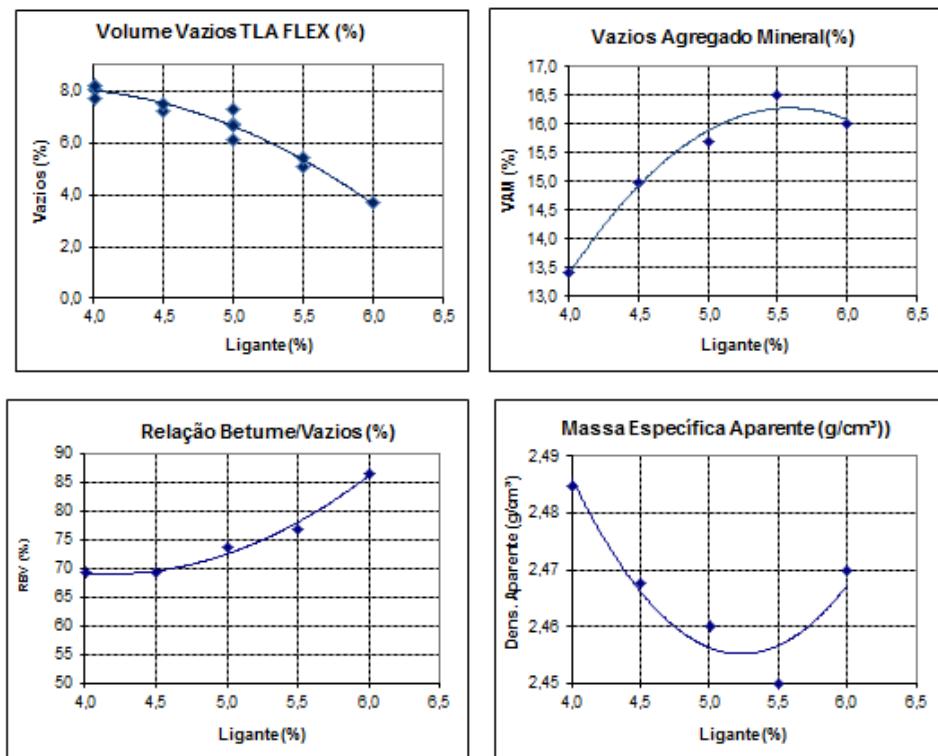


Figura 62: Parâmetros volumétricos do CAP TLA Flex

Quanto aos teores de ligante de projeto, as misturas modificadas tiveram teores maiores, que o da mistura convencional 50/70. Misturas que continham o TLA na composição tiveram o mesmo teor de ligante. A diferença entre os teores de ligante nas misturas ficou em torno de 0,5%.

4.2.1.2 Parâmetros de Densificação

Os parâmetros de compactação giratória foram calculados para todos os CP's oriundos do SGC durante os procedimentos do projeto de dosagem, obtendo-se desta forma, para cada mistura betuminosa, curvas com a variação dos índices CDI e TDIm. Na Tabela 23 estão os resultados obtidos para os parâmetros de densificação.

Tabela 23: Índices de compactação giratória

<i>Ligante</i>	<i>Teor de Ligante %</i>	<i>CDI</i>	<i>TDIm</i>
50/70	4,5	245	413
50/70	5,0	175	498
50/70	5,5	79	605
TLA	4,5	175	487
TLA	5,0	111	556
TLA	5,5	158	520
TLA	6,0	94	598
60/85	4,5	285	396
60/85	5,0	197	476
60/85	5,5	113	595
60/85	6,0	55	639
TLA Flex	4,5	585	103
TLA Flex	5,0	365	309
TLA Flex	5,5	214	485
TLA Flex	6,0	79	606

Ressalta-se que os dados da Tabela 23 são as médias dos resultados obtidos para cada teor de ligante, média está calculada com no mínimo 3 amostras para cada mistura. Para melhor interpretação desta tabela, os dados foram apresentados em forma de gráficos, como podem ser examinados nas Figuras 63 e 64.

Misturas com valores de CDI entre 50 e 100 (linha preta no gráfico), têm melhor compactabilidade, enquanto misturas com valores de CDI baixos têm problemas de estabilidade e devem ser evitadas.

Como o CDI é uma medida volumétrica de representação do trabalho da vibro acabadora no início do processo de espalhamento do material do pavimento, um valor alto inviabiliza a compactação e um valor muito baixo deixa o pavimento suscetível a afundamentos devido à deformação plástica (excesso de ligante).

Observando a Figura 63 o TLA Flex é o ligante que obteve maiores valores de CDI, seguido pelo CAP 60/85, ambos são ligantes modificados com adição de polímeros, sendo assim possuem um nível de compactação mais complexo, comprovado pelo seu valor mais alto em relação aos demais. Para o CAP TLA ao contrário dos demais ligantes estudados, o aumento de teor de ligante não ocasionou uma queda nos valores de CDI, estes variaram.

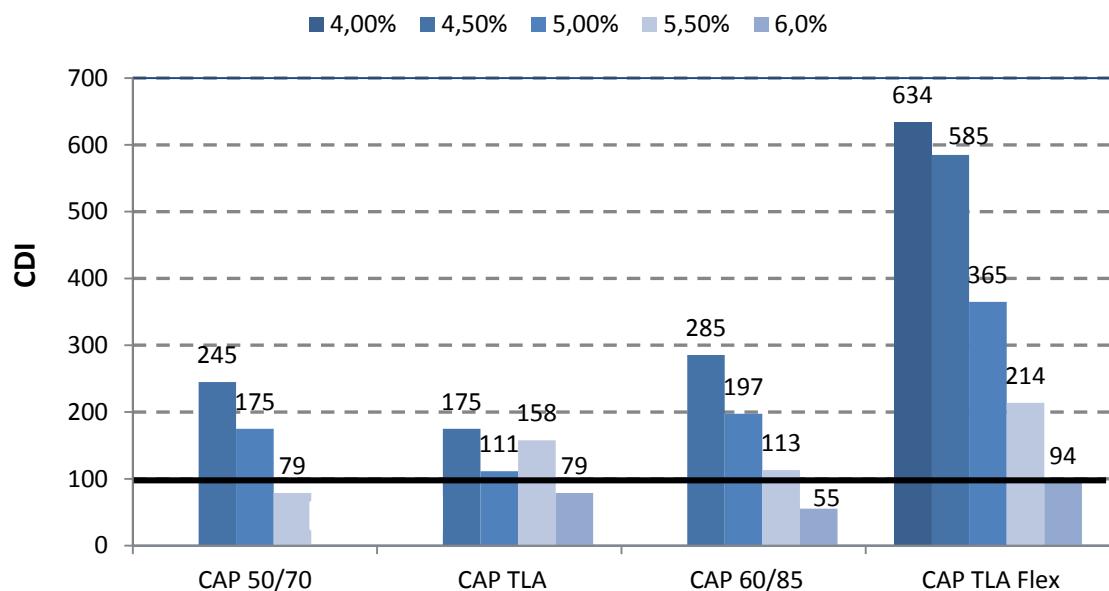


Figura 63: Valores de CDI versus tipo de ligante

Para as misturas com os teores de projeto obteve-se valores de CDI demonstrados na Tabela 24.

Tabela 24: Valores de CDI das misturas com os teores de projeto

Ligante	% Ligante	CDI
50/70	5,4	98
TLA	5,9	107
60/85	5,6	100
TLA Flex	5,9	106

As misturas com os ligantes 50/70 e 60/85 obtiveram valores entre a faixa considerada ideal (50 a 100), já as misturas com TLA e TLA Flex tiveram valores um pouco acima de 100, mas ainda possuíam boa trabalhabilidade e compactabilidade.

Embora a compactação giratória seja realizada em temperaturas bem mais altas do que a temperatura de serviço do pavimento, tendo-se em vista que a estrutura pétreia influencia no comportamento da mistura asfáltica, espera-se que o índice TDI oriundo da compactação giratória esteja relacionado com a estabilidade da mistura. Quanto maiores os valores de TDI, melhores são as expectativas de o revestimento resistir aos esforços impostos pelo tráfego durante sua vida de serviço (NASCIMENTO, 2008).

Como o TDI é a área que vai de 92% até 98% da Gmm, e neste estudo nenhuma amostra alcançou os 98%, não foi calculado este parâmetro e então considerou-se o TDIm.

Os valores de TDIm de todas as misturas foram favoráveis quanto à resistência à deformação permanente. As misturas melhoraram significativamente o TDIm, cujo tráfego admitido para a compactação giratória, estabelece um valor mínimo de 400, conforme limite definido por BAHIA e FAHEEM (2007) e 250 (linha preta no gráfico) conforme NASCIMENTO (2008).

Quanto ao TDIm, o seu valor para todas as misturas aumentou com o teor de ligante. O que explica este comportamento é que, tendo-se em vista que o mesmo é determinado a partir do giro onde a %Gmm é 92%, em misturas com maiores teores de ligante esta %Gmm é rapidamente alcançada, fazendo com que o material receba mais giros a partir desta densidade até alcançar N=100 giros.

Pode-se afirmar que os maiores valores de TDIm foram para as misturas com ligantes modificados, nesse caso o CAP 60/85, seguido do CAP TLA Flex, mas todas as misturas conseguiram valores acima do limite ideal. Com o aumento do teor de ligante encontra-se os maiores valores de TDIm. Novamente as misturas com o CAP TLA tiveram um comportamento diferente que os demais ligantes.

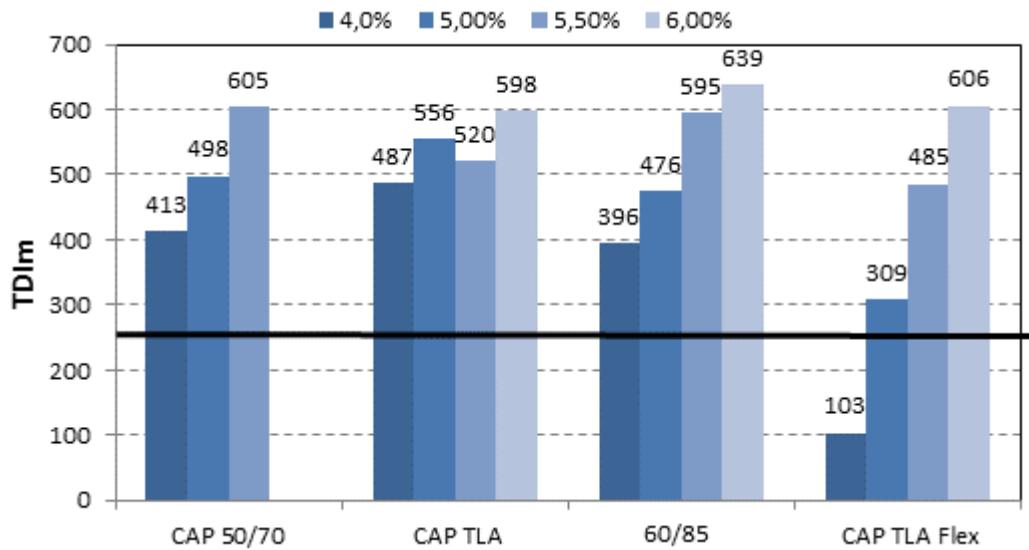


Figura 64: Valores de TDIm versus tipo de ligante

Para as misturas com os teores de projeto obteve-se os valores de TDIm demonstrados na Tabela 25.

Tabela 25: Valores de TDIm das misturas com os teores de projeto

Ligante	% Ligante	TDIm
50/70	5,4	583
TLA	5,9	582
60/85	5,6	604
TLA Flex	5,9	581

Todas as misturas obtiveram valores acima do mínimo recomendado. Avaliando os resultados das misturas com os teores de projeto para CDI e TDIm a melhor mistura seria a do CAP 60/85, pois teve CDI e TDIm de 100 e 604 respectivamente, seguida da mistura de CAP 50/70 e posteriormente das misturas que tinham em sua composição CAP TLA.

4.2.3 Propriedades Mecânicas

Nesta parte do relatório são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização mecânica das misturas asfálticas através dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência e módulo dinâmico uniaxial.

4.2.3.1 Resistência à Tração (RT)

Na Tabela 26 estão apresentadas as médias dos resultados de ensaios de resistência à tração realizados em todas as misturas e temperaturas estudadas.

As Figuras 65, 66 e 67 mostram a média dos resultados dos ensaios de resistência à tração e o desvio-padrão para cada mistura.

Os ensaios realizados a temperatura de 10°C (Figura 65) demonstram que os ligantes convencionais têm os menores valores de RT, enquanto que os ligantes modificados os maiores valores. Quando se avalia a influência do volume de vazios, percebe-se que ocorre queda dos valores de RT quando há aumento do Vv. Para as misturas com TLA Flex, 60/85 e 30/45, ocorrem queda, sendo que para o último está é de 8%. Já para o CAP 50/70 há um aumento de 2% do valor.

A diferença entre os valores mais elevados e mais baixos foi de 30%, onde se presume que a diferença foi menor pela ação da temperatura. A temperatura influenciou no volume de vazios, pois o aumento deste ocasionou queda de resistência

Tabela 26: Resultados de Resistência à Tração

Temperatura	Ligante	Vv %	RT (MPa)	DP
10°C	50/70	4,0	3,15	0,06
		5,5	3,22	0,43
	TLA	4,0	3,84	0,29
		5,5	3,56	0,28
	60/85	4,0	3,91	0,18
		5,5	3,66	0,21
	TLA Flex	4,0	4,30	0,29
		5,5	3,15	0,06
25°C	50/70	4,0	1,15	0,20
		5,5	1,03	0,02
	TLA	4,0	1,69	0,05
		5,5	1,57	0,12
	60/85	4,0	1,67	0,05
		5,5	1,71	0,17
	TLA Flex	4,0	2,37	0,01
		5,5	2,34	0,09
35°C	50/70	4,0	0,43	0,08
		5,5	0,38	0,02
	TLA	4,0	0,65	0,22
		5,5	0,70	0,03
	60/85	4,0	0,82	0,12
		5,5	0,71	0,01
	TLA Flex	4,0	1,00	0,05
		5,5	1,10	0,05

Pode-se observar na Figura 66, que na temperatura de 25º C os menores valores encontrados são para o CAP 50/70 e os maiores valores para o CAP TLA Flex, valores estes que se mantém mesmo com a diferença no volume de vazios. Quando se considera a diferença de volume de vazios, observa-se que os ligantes convencionais tendem a ter uma queda no valor de RT. Para o CAP 50/70 esta queda é em torno de 10%. Para o CAP 60/85 houve um aumento no valor de RT com o aumento do volume de vazios na ordem de 28%. Para as misturas com TLA Flex o valor se mantém constante independente do volume de vazios.

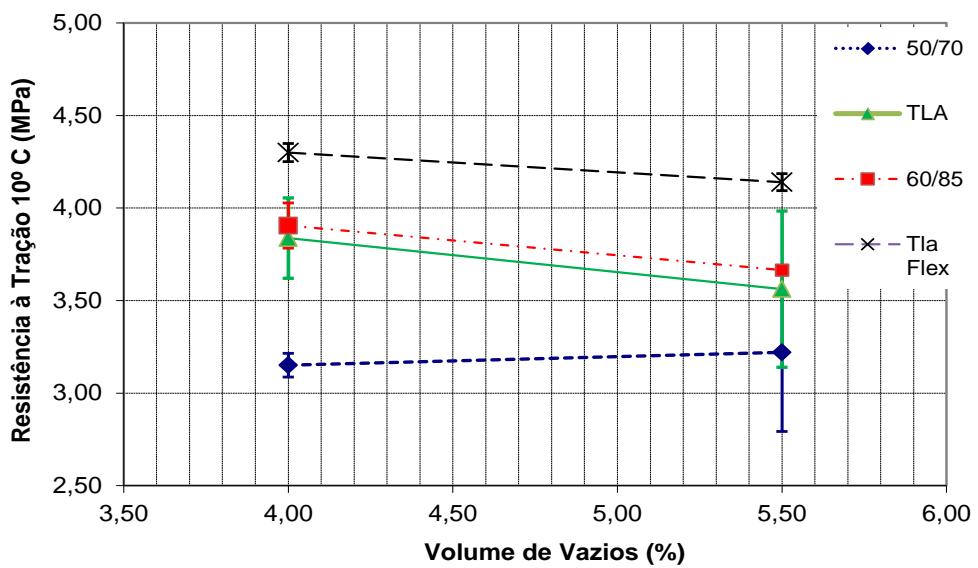


Figura 65: Resultados de Resistência à Tração a 10°C

Para ligantes modificados o aumento de resistência com o aumento do volume de vazios e para o ligante convencional ocorre queda de RT com aumento de vazios.

A Figura 67 apresenta os valores de resistência à tração para a temperatura de 35°C e os valores mais elevados foram os das misturas do CAP TLA Flex e os menores do CAP 50/70. Quando se compara os valores de RT nos diferentes volumes de vazios observa-se que ocorreram as maiores diferenças de valores. O ligante convencional obteve uma queda nos valores de RT com o aumento de vazios de 11%. Já para os ligantes com TLA na sua composição ocorreu aumento no valor da resistência entre 7 e 10%. Misturas com o CAP 60/85 o teve perde de resistência de 13%.

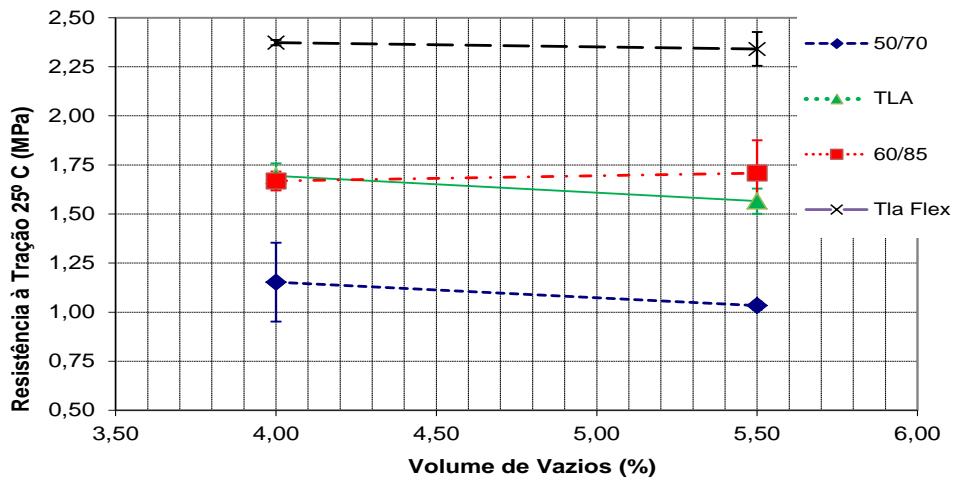


Figura 66: Resultados de Resistência à Tração a 25°C

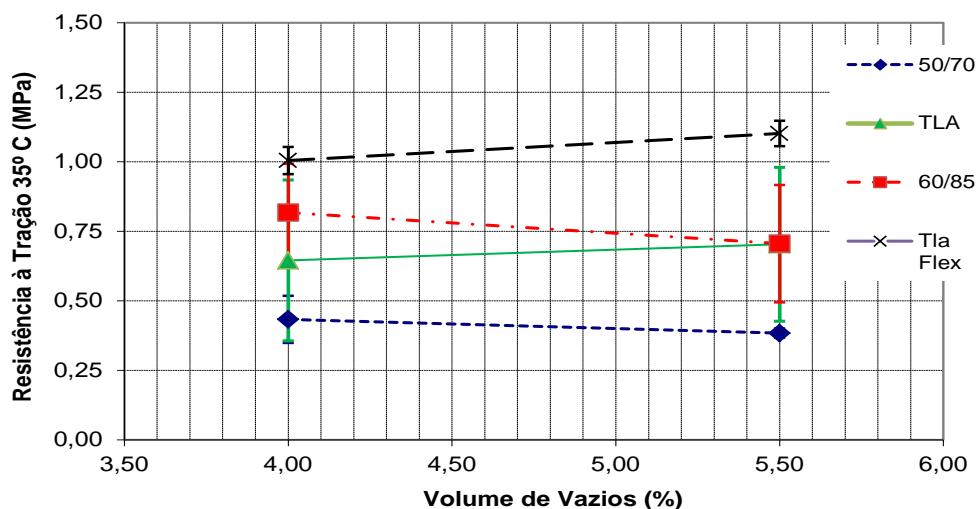


Figura 67: Resultados de Resistência à Tração a 35°C

Pode-se afirmar que mesmo com a diferença de temperatura, que os maiores valores encontrados foram para a temperatura de 10°C, seguido 25°C e 35°C, como se esperava. O valor de RT do TLA Flex a 35°C consegue ser similar com o valor de RT do CAP 50/70 a 25°C. Os maiores valores encontrados foram para as misturas com CAP TLA Flex. Já o CAP 50/70 por ser um ligante convencional produziu misturas menos resistentes (menores valores de RT).

Do ponto de vista prático, observando as barras de erro, é possível verificar que, na maioria dos casos há uma leve queda nos valores de RT, como era de se esperar. Para todas as temperaturas os maiores resultados forma do TLA Flex, seguidos do 60/85, TLA e por último o convencional.

A partir dos dados aferidos realizou-se uma análise estatística, utilizando o *software StatSoft Statistica* (versão 8 MR-3), para indicar a influência das variáveis independentes na variável de resposta (variável dependente).

Ao analisar os resultados apurados pela análise estatística para a Resistência à Tração em função da temperatura e do volume de vazios, verificou-se que a temperatura tem maior influência na resistência independente da mistura, sendo o fator de maior relevância.

4.2.3.2 Módulo de Resiliência (MR)

Os ensaios de módulo de resiliência foram executados nas temperaturas de 10°C, 25°C e 35°C. Cada corpo-de-prova de cada mistura foi ensaiado em três frequências de carregamento (5 Hz, 10 Hz e 25 Hz). O valor de MR adotado para a mistura é a média dos valores admitidos de cada corpo de prova, após análise de dispersão.

Nas Tabelas 27, 28 e 29 estão demonstrados os valores de MR para cada mistura e frequência de ensaio, já nas Figuras 68, 69 e 70 são mostradas as médias dos resultados de MR com seus respectivos valores acrescidos e subtraídos dos desvios-padrão determinados.

Tabela 27: Resultados de Módulo de Resiliência para a frequência de 5 Hz

Temp	Ligante	Vv %	MR (MPa)	DP
10°	50/70	4,0	13605	899
		5,5	13219	1987
	TLA	4,0	15683	1081
		5,5	15651	585
	60/85	4,0	13698	614
		5,5	12130	522
	TLA Flex	4,0	15006	617
		5,5	14304	159
25°	50/70	4,0	3584	333
		5,5	3596	77
	TLA	4,0	5607	692
		5,5	4532	1744
	60/85	4,0	4464	1026
		5,5	5443	261
	TLA Flex	4,0	5922	497
		5,5	8295	159
35°	50/70	4,0	984	39
		5,5	901	15
	TLA	4,0	1573	482
		5,5	1571	19
	60/85	4,0	1550	699
		5,5	1140	87
	TLA Flex	4,0	2069	101
		5,5	2079	97

Tabela 28: Resultados de Módulo de Resiliência para a frequência de 10 Hz

Temp	Ligante	Vv %	MR (MPa)	DP
10°	50/70	4,0	15221	1399
		5,5	14830	1821
	TLA	4,0	17212	1277
		5,5	16882	721
	60/85	4,0	15125	825
		5,5	13806	602
	TLA Flex	4,0	16430	703
		5,5	15450	349
	50/70	4,0	4763	841
		5,5	4573	68
25°	TLA	4,0	6587	658
		5,5	5073	948
	60/85	4,0	5251	1139
		5,5	6445	186
	TLA Flex	4,0	6762	606
		5,5	8695	349
	50/70	4,0	1297	29
		5,5	1158	15
	TLA	4,0	2064	580
		5,5	2076	10
35°	60/85	4,0	1934	794
		5,5	1512	84
	TLA Flex	4,0	2648	37
		5,5	2692	79

Tabela 29: Resultados de Módulo de Resiliência para a frequência de 25 Hz

Temperatura	Ligante	Vv %	MR (MPa)	DP
10°	50/70	4,0	17286	1327
		5,5	15967	2200
	TLA	4,0	19106	1214
		5,5	18651	514
	60/85	4,0	17353	671
		5,5	15566	327
	TLA Flex	4,0	17508	256
		5,5	17395	510
25°	50/70	4,0	6569	309
		5,5	6217	285
	TLA	4,0	8298	576
		5,5	6508	839
	60/85	4,0	6332	1194
		5,5	7950	319
	TLA Flex	4,0	8442	547
		5,5	9414	510
35°	50/70	4,0	1861	5
		5,5	1777	20
	TLA	4,0	2906	744
		5,5	2817	15
	60/85	4,0	2677	889
		5,5	2127	128
	TLA Flex	4,0	3511	27
		5,5	3695	85

Examinando o gráfico da Figura 68, para a temperatura de 10°C os valores mais altos foram os das misturas com CAP TLA com 4% de vazios, isto comprova relatos da literatura que a presença de TLA eleva a rigidez das misturas.

Nota-se que a diferença nos valores de vazios compromete o desempenho de todas as misturas há uma expressiva redução dos valores de MR com aumento do volume de vazios, alterando de sobremaneira a distribuição de esforços na estrutura do pavimento.

Na análise em relação à frequência de carregamento, assinala-se que os maiores valores foram na frequência alta de 25 Hz e as maiores quedas de valores foram para as

misturas ensaiadas a 5 Hz com volume de vazios de 5,5%, para o CAP 60/85 a queda dos valores foi de 12%.

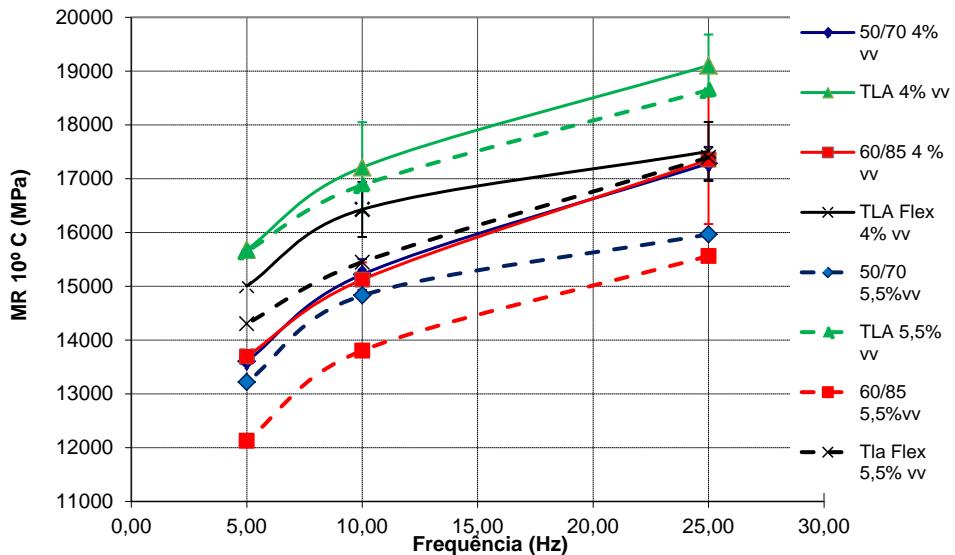


Figura 68: Resultados de MR a 10°C em função da frequência

Com base nos dados plotados na Figura 69 pode-se afirmar que os maiores valores obtidos são os da frequência de 25 Hz e com 5,5% de volumes de vazios, pois só estão ocorrendo deformações plásticas nas misturas. Os valores mais elevados são das misturas com TLA Flex, inclusive as misturas com 4% de volume de vazios alcançaram valores mais altos que as demais misturas dos outros ligantes estudados com 5,5% de Vv, comprovando a eficiência desse ligante e sua maior rigidez. Existe uma tendência de queda nos valores de MR para os ligantes convencionais quando há aumento no volume de vazios, exemplificando isto as misturas do CAP TLA tiveram uma queda de valores representativa de 22%. Já para as misturas com ligantes modificados, os maiores valores são encontrados com maior volume de vazios, sendo que no CAP 60/85 ocorre um aumento de 26% no valor de MR.

Quando se avalia o desempenho das misturas em relação às diferentes frequências de carregamento, nota-se que independente da frequência, os maiores valores alcançados são os das misturas de TLA Flex, tanto que na frequência de 5 Hz, houve um aumento no

valor de MR de 40% nas misturas com 5,5% de volume de vazios. Pode-se notar também que os menores valores encontrados foram para as misturas com o CAP 50/70.

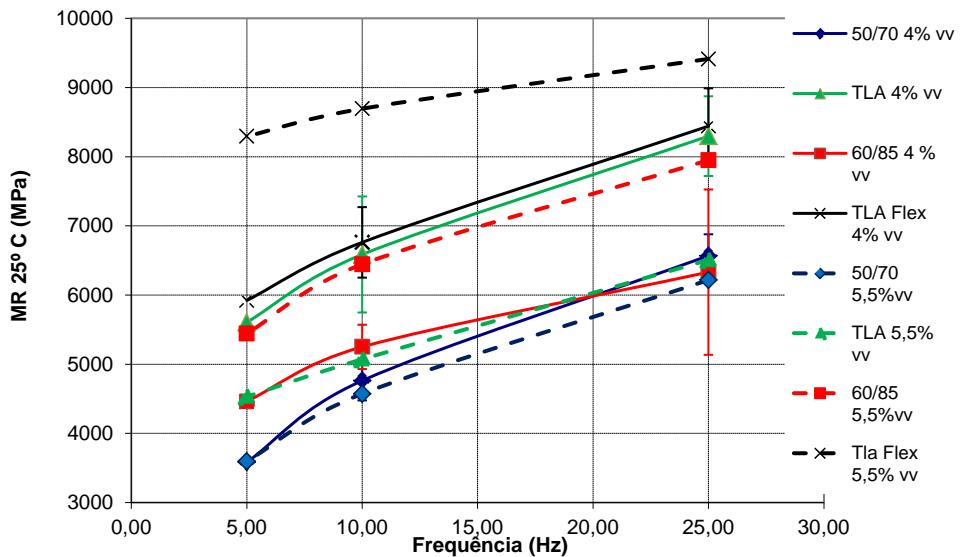


Figura 69: Resultados de MR a 25°C em função da frequência

Para a temperatura de 35°C (Figura 70) os maiores valores encontrados são os das misturas de TLA Flex com 5,5% de volume de vazios e os menores valores para as misturas do CAP 50/70 com 5,5 % de volume de vazios. Com relação às demais misturas, ocorreu o inverso do que para o TLA Flex, os maiores valores encontrados foram para as misturas com 4% de volume de vazios. As misturas do CAP TLA Flex com 4% de vv possuem maiores valores quando carregadas na frequência de 5 Hz e menores valores na frequência de 25 Hz quando comparadas as misturas com 5,5% de volume de vazios, fato este que se difere das demais misturas estudadas onde ocorre o inverso.

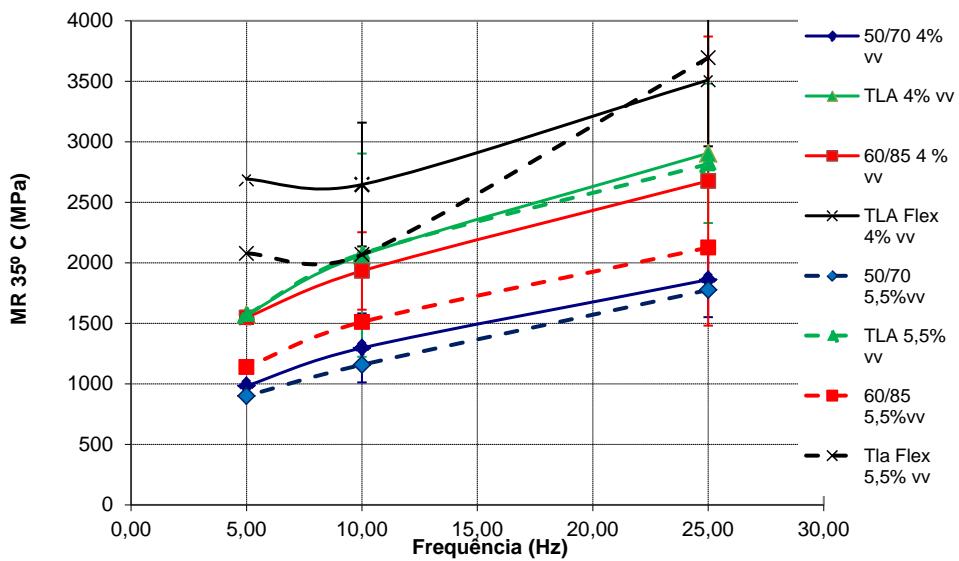


Figura 70:Resultados de MR a 35°C em função da frequência

Com base nos dados obtidos afirma-se que nas temperaturas de 25°C e 35°C a mistura com os valores mais elevados, independente da frequência foi a de TLA Flex, devido a ser uma mistura mais rígida, característica esta herdada do ligante. Já para baixa temperatura (10°C) a mistura que obteve os maiores resultados foi o TLA. Os valores mais elevados foram sempre encontrados na frequência de 25 Hz, como era de se esperar.

A partir dos dados obtidos realizou-se uma análise estatística, para verificar qual a influência das variáveis independentes na variável de resposta (variável dependente). Nesta análise buscou-se descobrir o que influencia mais o módulo de resiliência: a temperatura, frequência ou o volume de vazios.

Ao analisar os resultados apurados pela análise estatística para o valor de MR para cada mistura, verificou-se que a temperatura tem maior influência para as misturas com ligantes CAP 50/70, CAP TLA e CAP TLA Flex, seguida da frequência e por último o volume de vazios. Para as misturas com CAP 60/85 as variáveis que mais influenciaram foram temperatura e frequência.

Realizando a análise para todas as misturas, verificou-se a relevância da temperatura e da frequência para o MR.

Observando-se os valores de MR e RT dessas misturas, é desejado que a relação de ambos apresente um valor pequeno, pois busca-se uma baixa rigidez para evitar elevada absorção de tensões que levem ao trincamento prematuro do revestimento e uma alta resistência à tração para que a mistura resista a esforços de tração, que é o que ocorre com as misturas que contém TLA em sua composição.

Os ensaios de MR comprovaram que os valores mais altos são para ligantes modificados, pois possuem comportamento elástico melhor, ao contrário do que ocorre com as misturas convencionais que são menos rígidas.

Cada mistura deve ser selecionada de acordo com um caso específico de aplicação. Como por exemplo, um determinado tipo de tráfego, ou de clima ou ainda do tipo da estrutura. Estes ensaios mostram que misturas com TLA são indicadas para altas temperaturas e baixas frequências, já misturas com ligante 60/85 são indicadas para menores temperaturas.

4.2.3.3 Módulo Dinâmico (E^*)

Os ensaios de Módulo Dinâmico foram obtidos conforme descrito no capítulo anterior. Nas Tabelas 30, 31, 32 e 33 são mostrados os resultados obtidos para cada mistura nas frequências ensaiadas. Nesta pesquisa optou-se por chamar de módulo dinâmico MD ou $|E^*|$ o valor da nominal do módulo complexo, segundo tradição da prática norte americana

Tabela 30: Resultados de E^* para misturas com o CAP 50/70

<i>Ligante</i>	<i>Temperatura</i>	<i>Frequência (Hz)</i>	$ E^* (MPa)$	<i>Ângulo de Fase (°)</i>	<i>Deformação (μm)</i>
50/70	4°C	25	20021	6,82	59,55
		10	19215	8,74	60,48
		5	18062	9,60	59,73
		1	15190	12,12	57,38
		0,5	13730	13,41	56,69
		0,1	10528	16,99	57,86
	20°C	25	10264	19,33	53,94
		10	7994	22,53	6,18
		5	6379	25,26	61,89
		1	3772	31,25	60,95
		0,5	2805	34,33	61,72
		0,1	1250	39,92	63,59
	40°C	25	1167	42,36	55,49
		10	646	44,19	58,39
		5	441	42,22	64,49
		1	198	35,58	74,66
		0,5	148	31,53	72,19
		0,1	89,5	22,95	72,76

Tabela 31: Resultados de E^* para misturas com o CAP TLA

<i>Ligante</i>	<i>Temperatura</i>	<i>Frequência (Hz)</i>	$ E^* (MPa)$	<i>Ângulo de Fase (°)</i>	<i>Deformação (μm)</i>
TLA	4°C	25	22641	5,01	62,65
		10	21161	6,80	63,35
		5	20020	7,30	63,19
		1	17471	8,98	63,20
		0,5	16209	9,83	63,28
		0,1	13246	12,35	60,23
	20°C	25	12632	13,89	61,98
		10	10641	16,29	63,56
		5	9251	17,43	64,27
		1	6644	20,55	63,21
		0,5	5642	22,68	62,99
		0,1	3452	27,51	62,05
	40°C	25	2949	31,29	62,68
		10	1757	36,72	66,85
		5	1253	38,64	65,66
		1	574	38,81	63,10
		0,5	391	37,92	66,30
		0,1	198	34,07	51,50

Tabela 32: Resultados de E^* para misturas com o CAP 60/85

<i>Ligante</i>	<i>Temperatura</i>	<i>Frequência (Hz)</i>	$ E^* (MPa)$	<i>Ângulo de Fase (°)</i>	<i>Deformação (μm)</i>
60/85	4°C	25	16200	6,89	63,40
		10	15200	8,10	63,10
		5	14300	8,85	63,50
		1	12300	11,10	62,00
		0,5	11300	12,20	60,60
		0,1	8940	15,20	62,40
	20°C	25	8680	17,10	62,20
		10	7350	19,80	63,40
		5	6350	21,30	64,70
		1	4310	25,70	61,70
		0,5	3510	28,10	61,00
		0,1	1960	33,10	61,80
	40°C	25	1960	34,00	62,40
		10	1270	36,30	65,00
		5	894	37,00	66,40
		1	447	33,50	65,10
		0,5	337	32,20	62,90
		0,1	196	27,70	64,50

Tabela 33: Resultados de E^* para misturas com o CAP TLA Flex

Ligante	Temperatura	Frequência (Hz)	$ E^* $ (MPa)	Ângulo de Fase (°)	Deformação (μm)
TLA Flex	4°C	25	18035	5,92	62,90
		10	17112	6,99	63,41
		5	16202	7,68	63,11
		1	13985	9,54	62,24
		0,5	12975	10,57	61,50
		0,1	10458	13,47	62,09
	20°C	25	10727	15,23	63,22
		10	9091	17,79	62,95
		5	7811	19,29	63,47
		1	5426	23,36	63,13
		0,5	4427	25,88	62,54
		0,1	2528	31,54	63,36
	40°C	25	2957	31,73	60,74
		10	1945	34,94	62,95
		5	1382	36,61	63,57
		1	640	35,12	64,48
		0,5	460	34,66	62,69
		0,1	228	30,04	65,64

As Figuras 71 a 73 apresentam os resultados obtidos de $|E^*|$ e ângulo de fase em função da temperatura de ensaio, ou seja as isotermas. Pode se observar que os maiores valores encontrados foram para as misturas com o ligante TLA e os menores valores para as misturas com o CAP 60/85, comprovando os resultados obtidos no ensaio de MR a 10°C, em que estas misturas tiveram o mesmo comportamento. Corroborando que para baixas temperaturas o CAP 60/85 tem um comportamento mais elásticos, distribuindo melhor os esforços solicitados. A diferença de valores de $|E^*|$ foi de 50% entre as misturas.

Para as misturas ensaiadas na temperatura de 20°C ambas as misturas que contém ligante TLA garantiram os maiores valores, ficando a misturas com ligante 60/85 com os valores mais baixos, essa diferença de valores foi de 45%.

Para as misturas ensaiadas a 40°C (Figura 34) os maiores valores ficaram com as misturas de TLA Flex. Os valores mais baixos foram para as misturas com CAP 50/70. A diferença de valores foi de 53%.

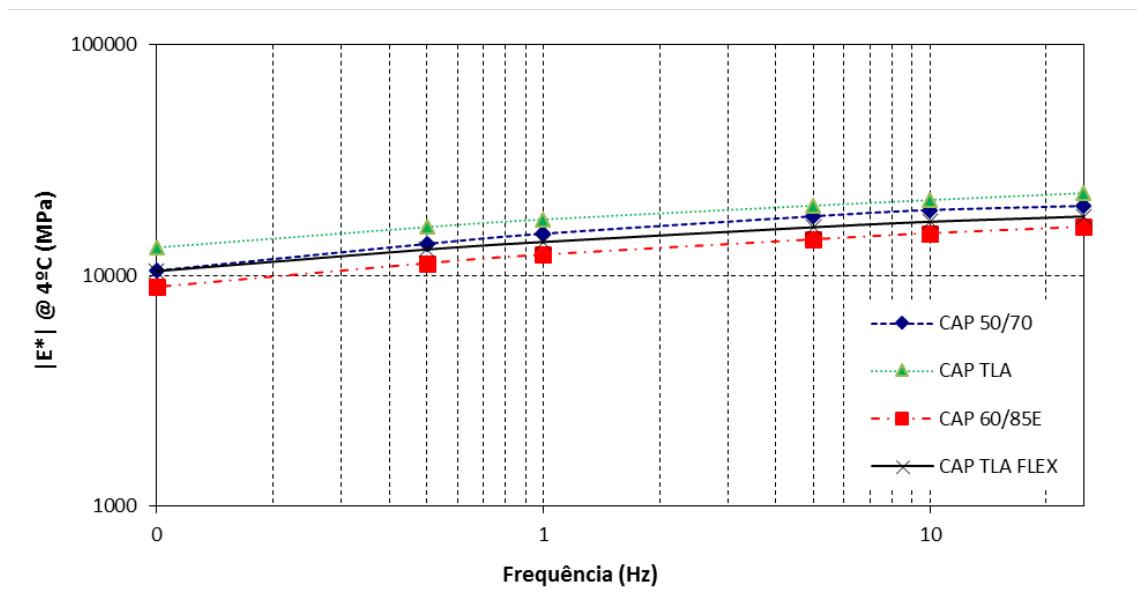


Figura 71: Curvas isotermas de módulo dinâmico à 4°C

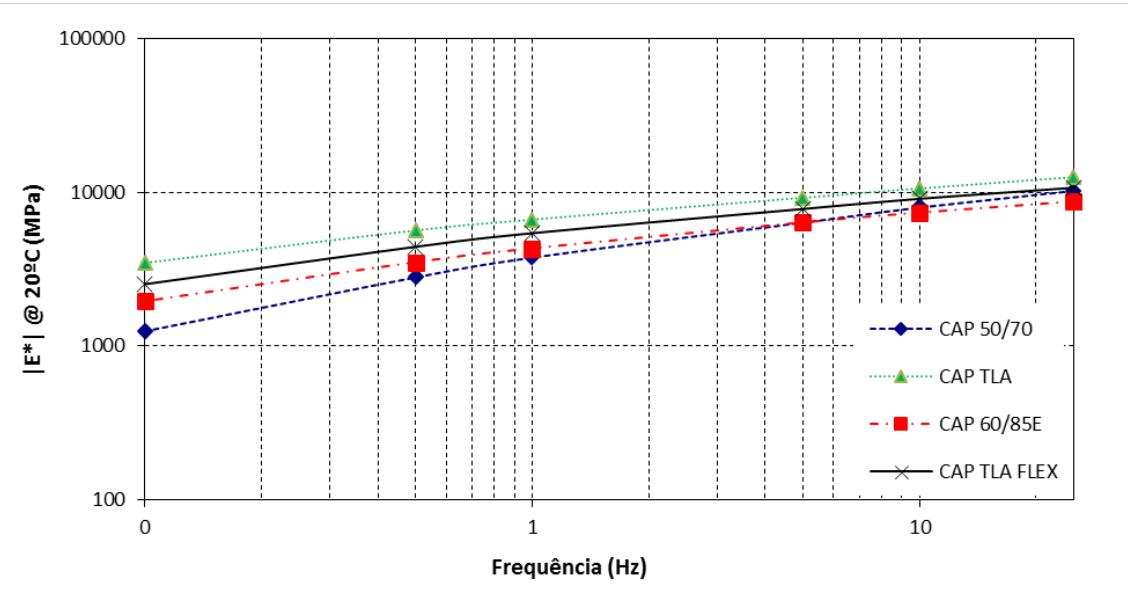


Figura 72: Curvas isotermas de módulo dinâmico à 20

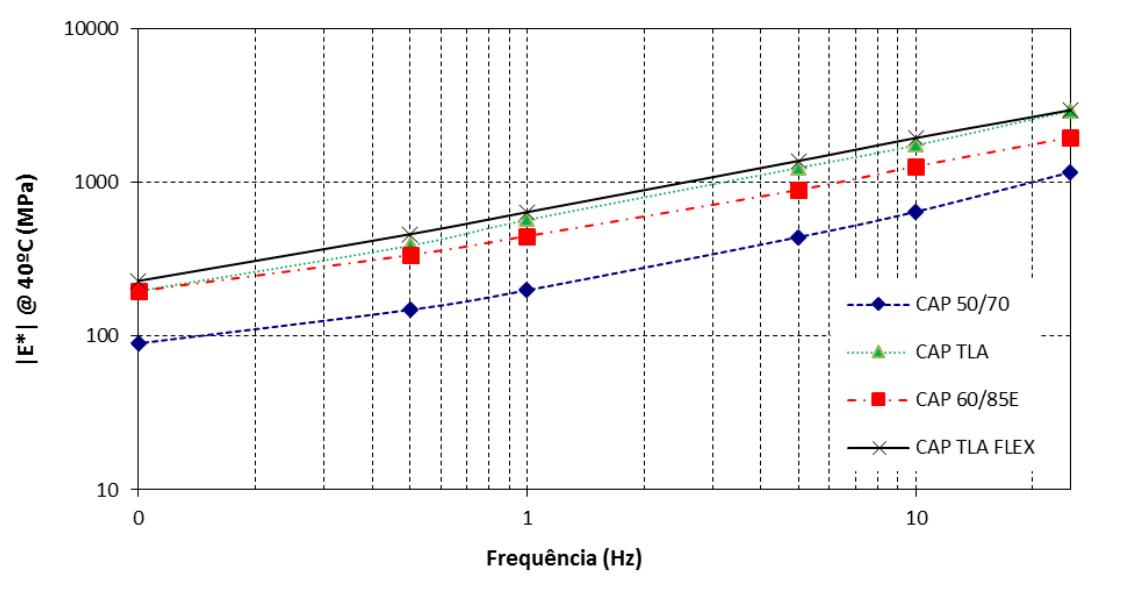


Figura 73: Curvas isotermas de módulo dinâmico à 40°C

Nas Figuras 74 a 76 estão apresentadas as curvas da relação ângulo de fase para cada temperatura estudada. O ângulo de fase diminui à medida que se aumenta a frequência do carregamento, mantendo-se a temperatura constante. Ainda em relação aos ângulos de fase, as misturas mais rígidas apresentaram os menores valores, o que era esperado, já que dissipam menos energia viscosa ao longo dos carregamentos.

Os resultados dos ensaios de módulo complexo mostram que à medida que se diminui a temperatura e aumenta à frequência, o módulo dinâmico se eleva. Através da análise comparativa das misturas asfálticas estudadas, os resultados deram o que já se esperava.

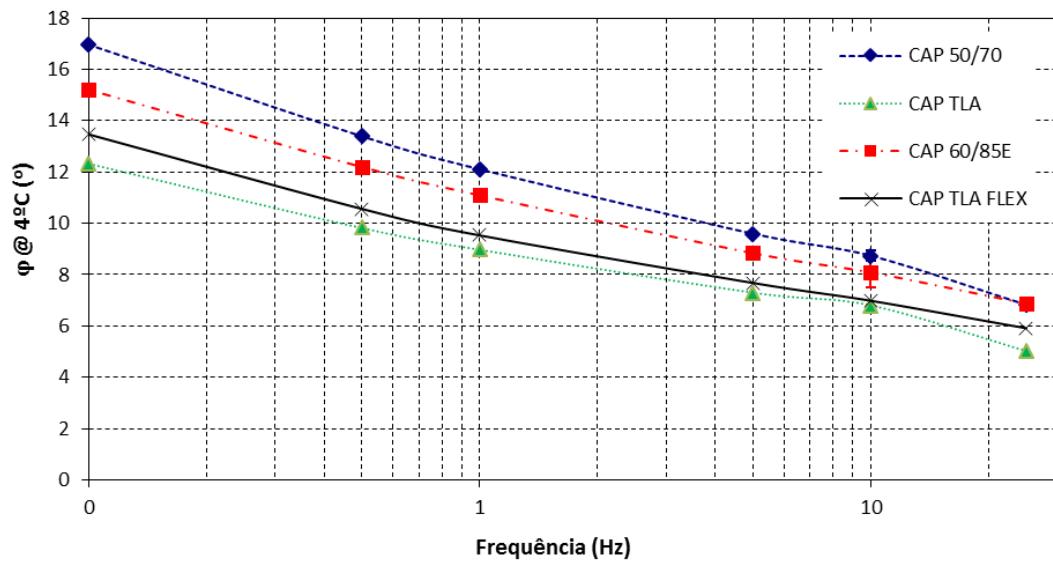


Figura 74: Curvas isotermas de ângulo de fase à 4°C

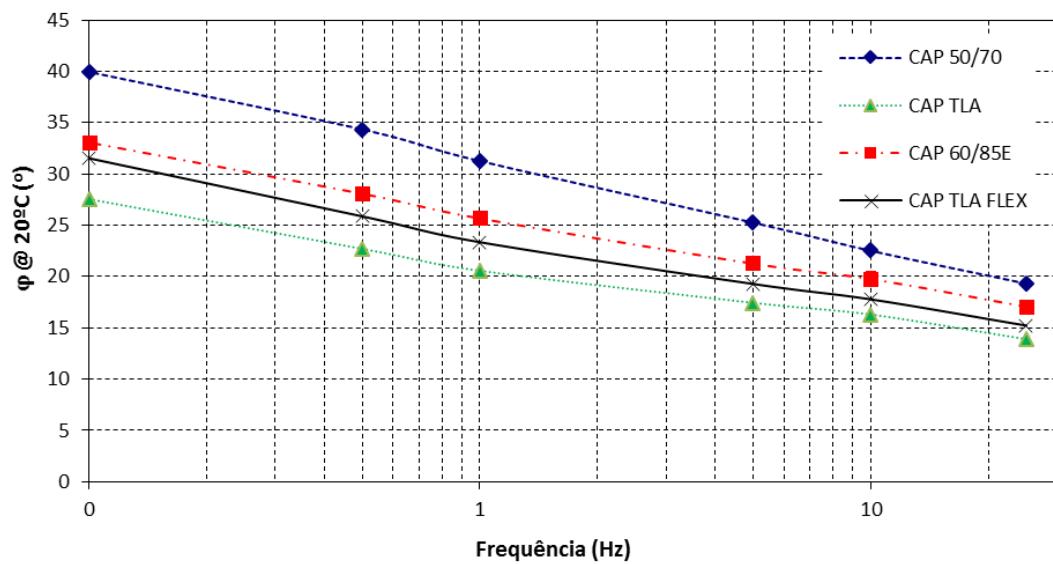


Figura 75: Curvas isotermas de ângulo de fase à 20

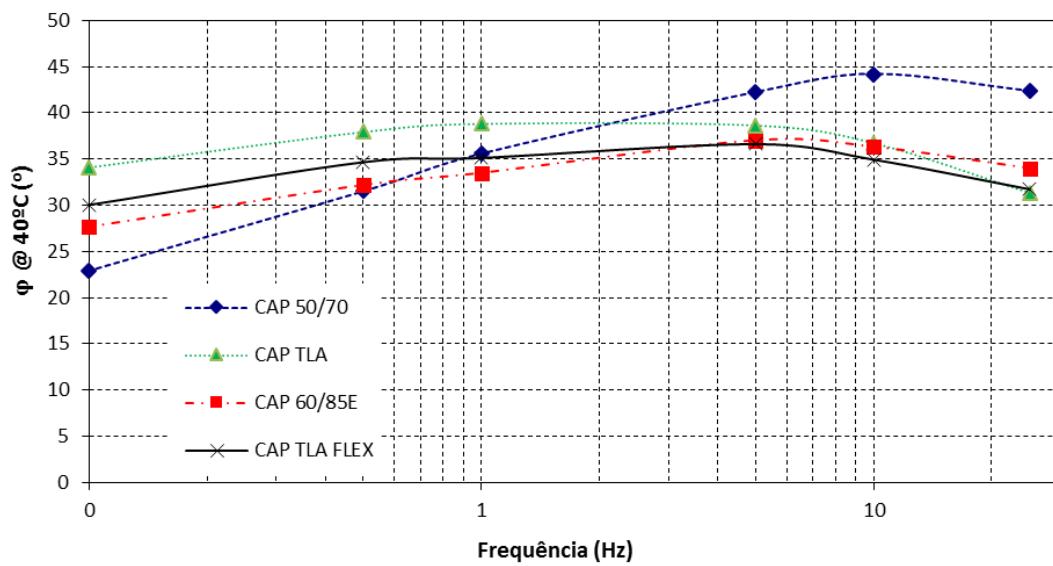


Figura 76: Curvas isotermas de ângulo de fase à 40°C

Nas Figuras 77 a 88 estão apresentadas as curvas da módulo dinâmico e ângulo de fase por frequência para cada frequência estudada, de forma que se pode observar os mesmos resultados sob a ótica da influência da temperatura para a mesma frequência.

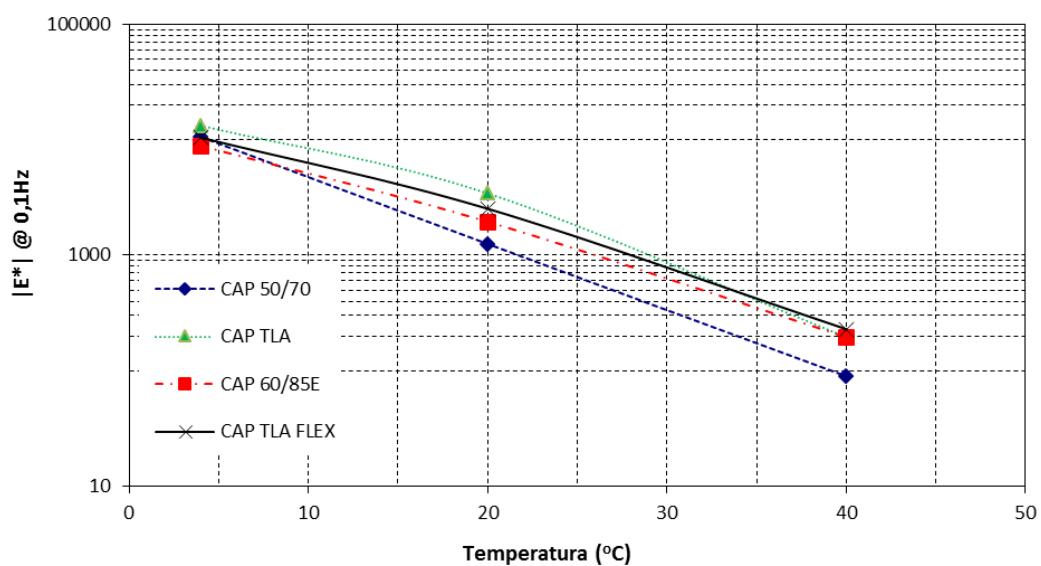


Figura 77: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 0,1Hz

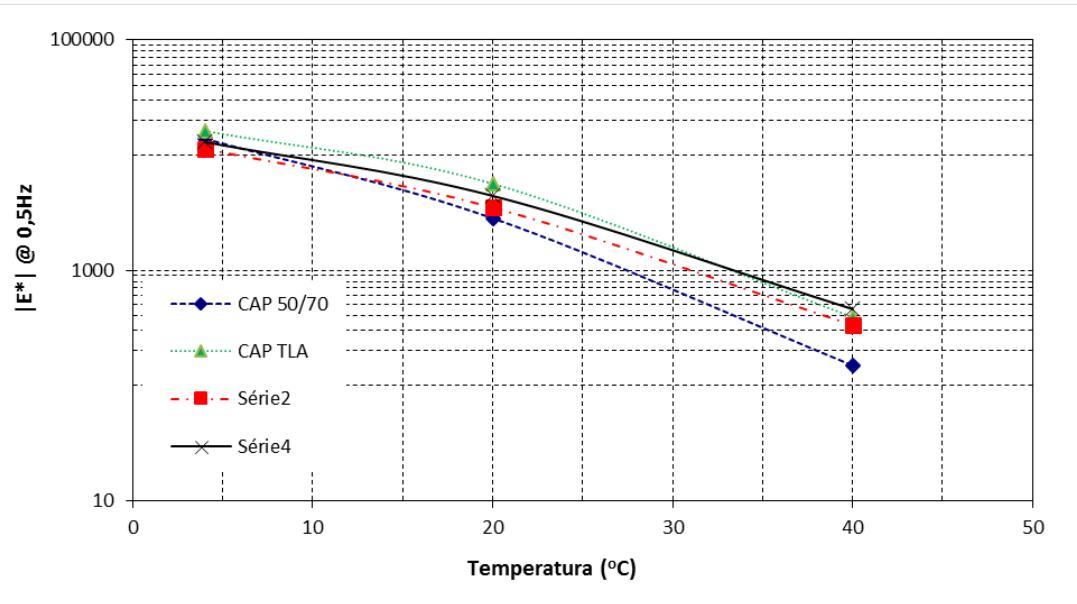


Figura 78: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 0,5Hz

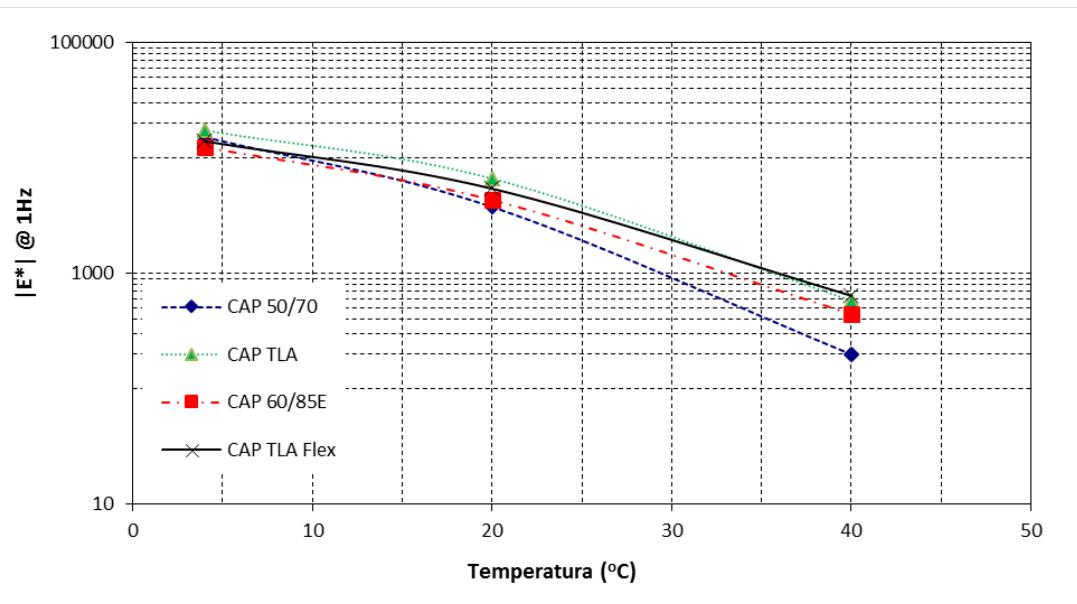


Figura 79: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 1Hz

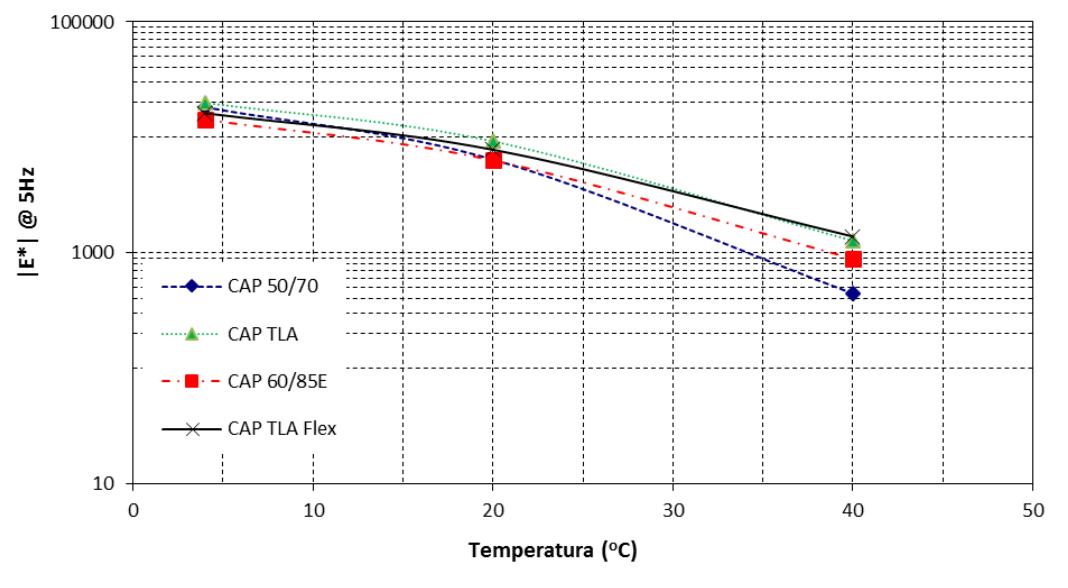


Figura 80: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 5Hz

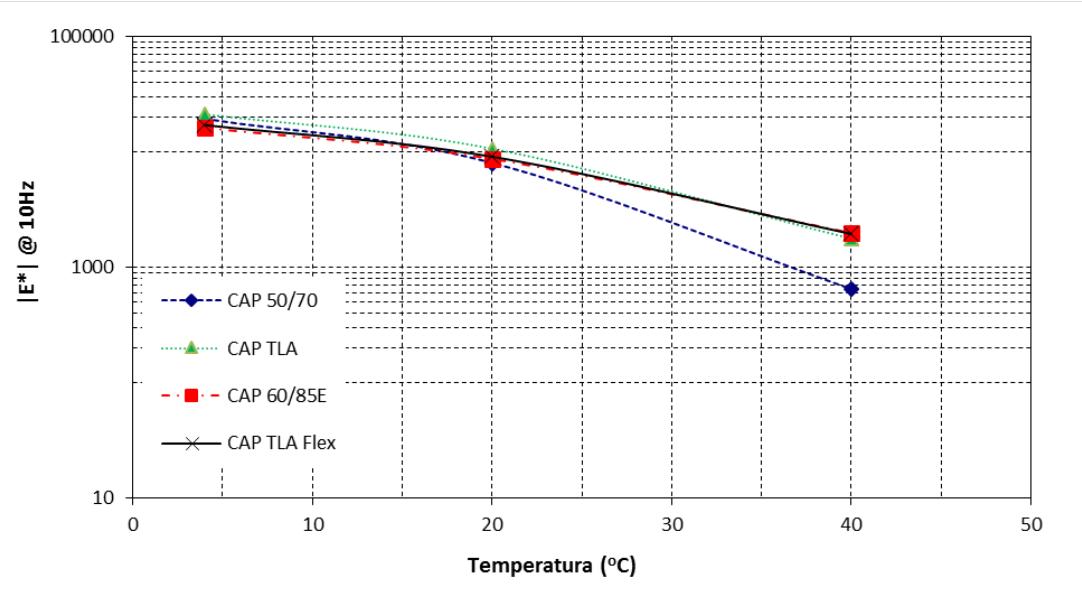


Figura 81: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 10Hz

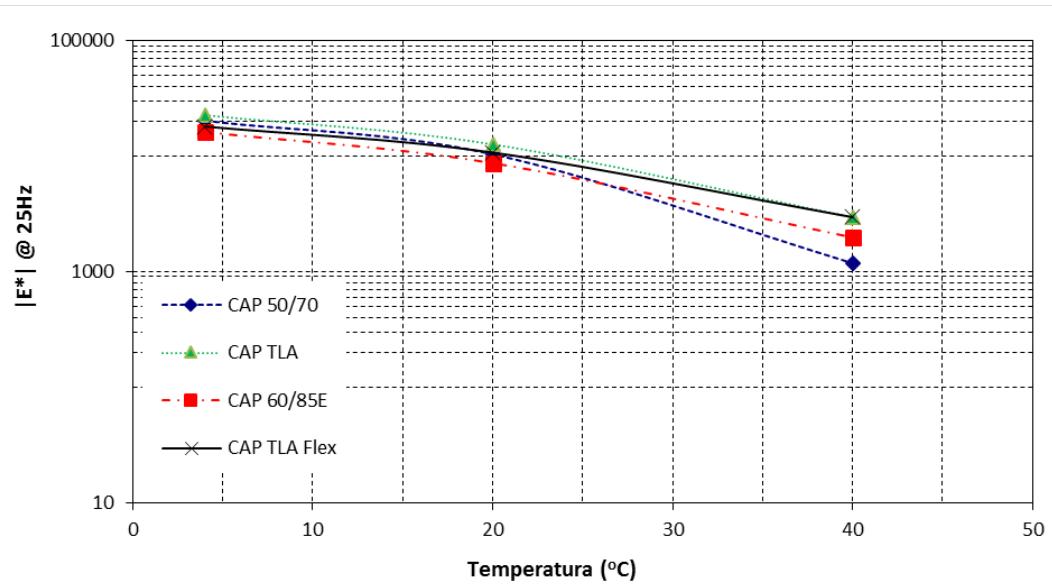


Figura 82: Curvas isócrona de módulo dinâmico à 25Hz

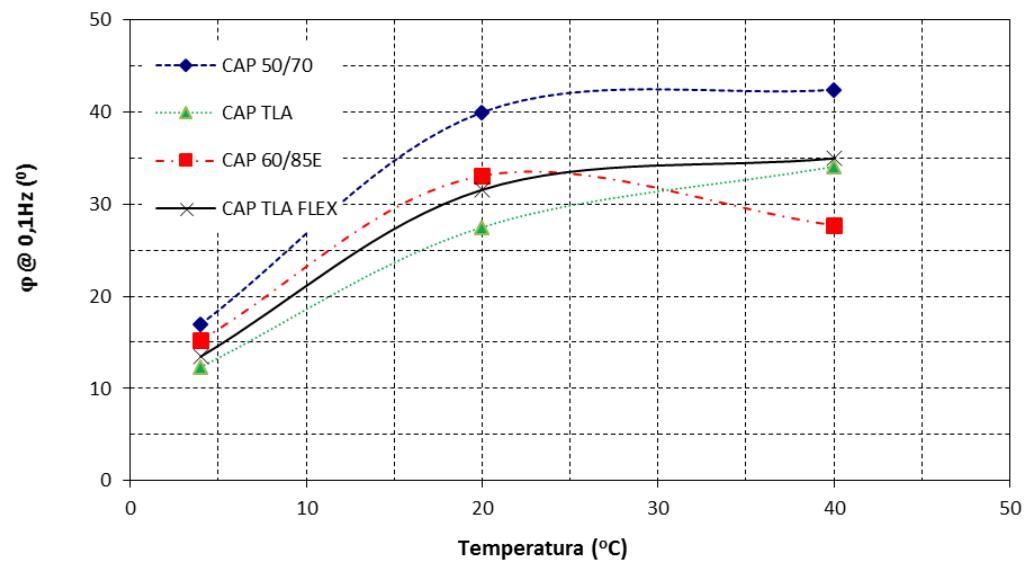


Figura 83: Curvas isócrona de ângulo de fase à 0,1Hz

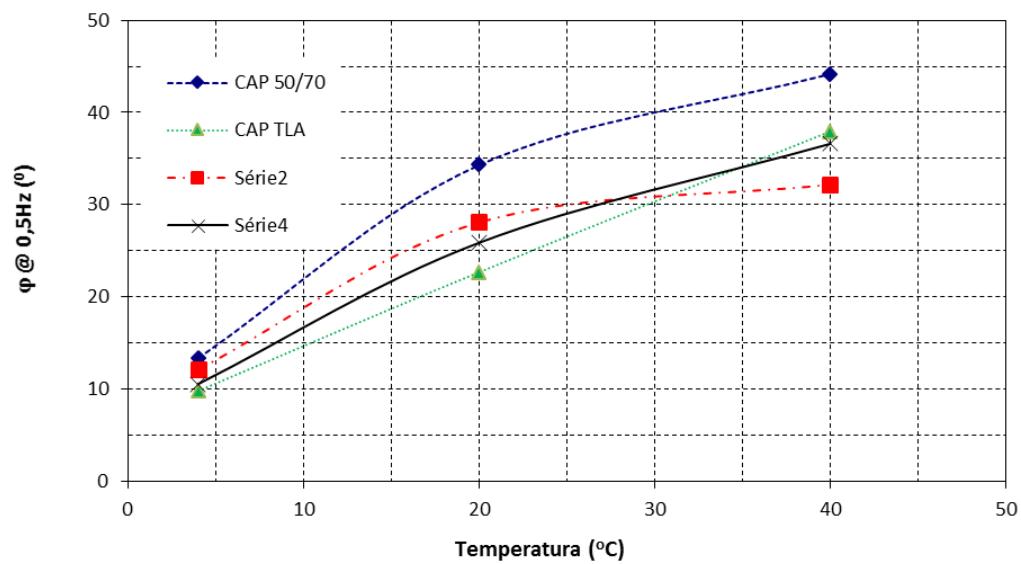


Figura 84: Curvas isócrona de ângulo de fase à 0,5Hz

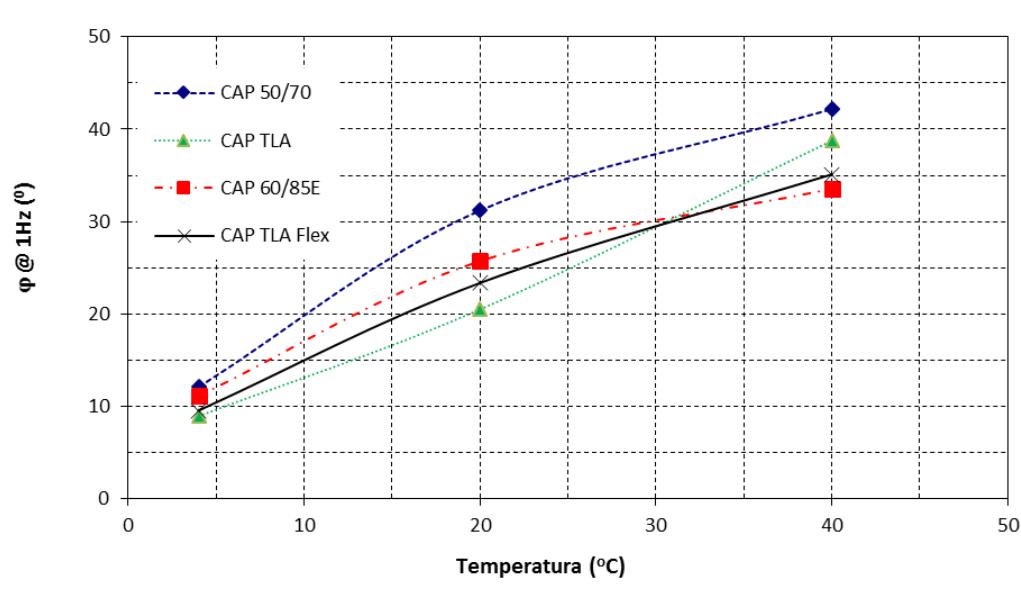


Figura 85: Curvas isócrona de ângulo de fase à 1Hz

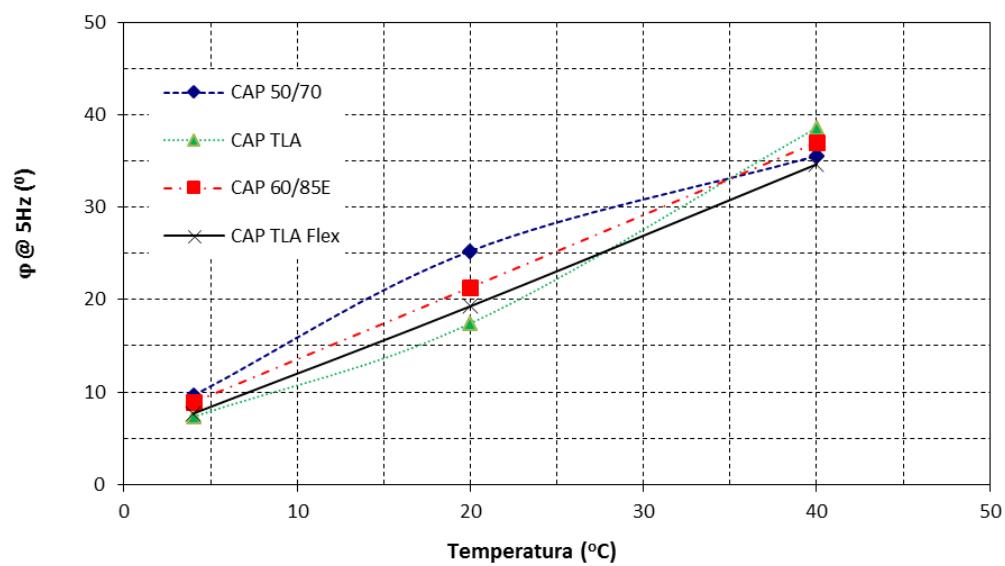


Figura 86: Curvas isócrona de ângulo de fase à 5Hz

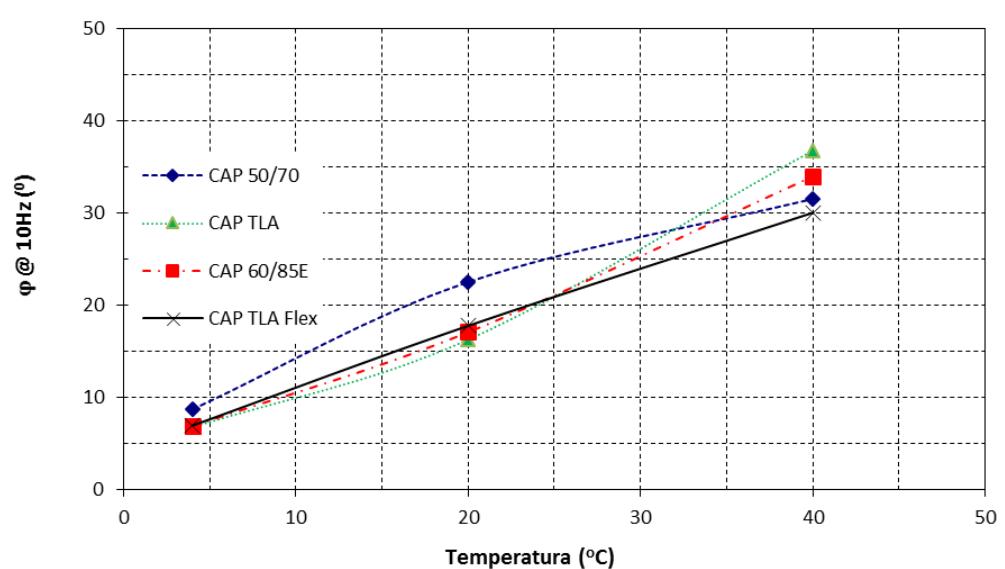


Figura 87: Curvas isócrona de ângulo de fase à 10Hz

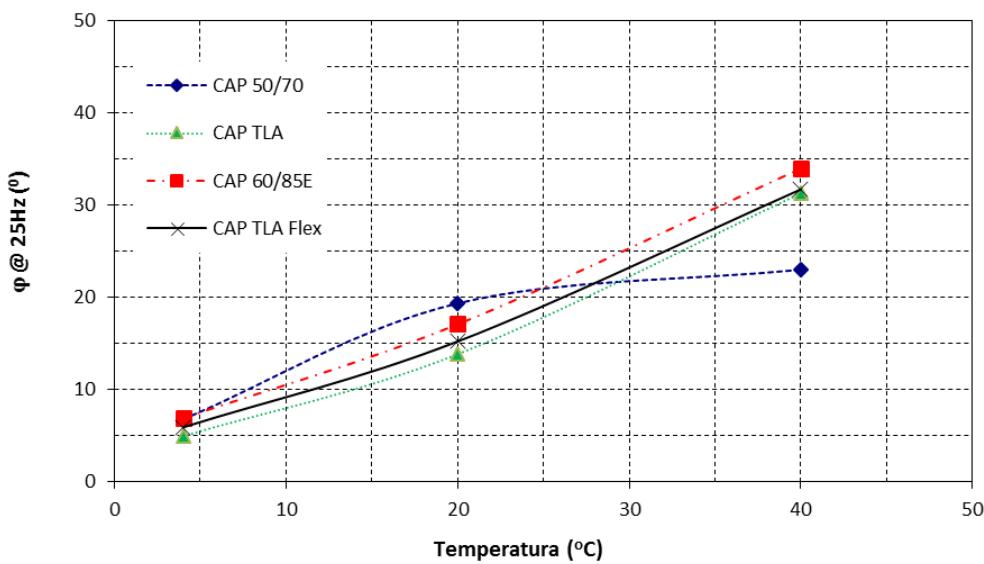


Figura 88: Curvas isócrona de ângulo de fase à 25Hz

As Figuras 89 a 92 apresentam a representação gráfica dos resultados no espaço Cole-Cole e no Diagrama de Black. Na Cole-Cole é representada, em escala aritmética a parte real (E_1) e imaginária ou de perda (E_2). Nota-se, em geral, que os dados formam curvas de formato de semicírculo, como era de se esperar, e que a mistura convencional apresenta os maiores valores de E_2 indicando mobilização do esqueleto mineral e dissipação de energia. As misturas com polímero SBS ficam no outro extremo, indicando maior capacidade de atenuação dos esforços pelo ligante. Também são apresentados nas Figuras os ajustes do modelo 2S2P1D (os parâmetros do modelo estão apresentados na Tabela 34)

Tabela 34: Parâmetros do modelo 2S2P1D e C1 e C2 – WLF na temperatura de 20°C

Mistura	E^*							WLF	
	E_{00} (MPa)	E_0 (MPa)	k	h	δ	τ_E (s)	β	C1	C2
CAP 50/70	75	24,000	0,315	0,660	2,70	0,06	100	20,72	151,47
CAP TLA	90	29,000	0,235	0,570	2,60	0,15	200	30,40	210,44
CAP SBS 60/85E	130	19,300	0,290	0,559	2,10	0,08	90	20,86	151,54
CAP TLAFlex	110	23,500	0,250	0,570	2,10	0,09	500	20,28	151,30

As Figuras 90 e 92 apresentam, para todas as misturas, a relação entre o módulo dinâmico e o ângulo de fase. Através desta representação é possível visualizar a região dos módulos onde ocorre o acréscimo do ângulo de fase para condições de temperatura elevada (neste caso em 40°C). Pode ser observado que a mistura com ligante convencional apresenta os maiores valores de ângulo de fase, ou seja, apresenta um parcela viscosa mais importante, em detrimento da parcela elástica. Pode-se, a partir daí, inferir (em relação aos demais misturas estudadas) que este ligante apresentará em campo, mais deformações plásticas que os demais

Novamente, no outro extremo, aparecem as misturas com ligante SBS que apresentam menores ângulos de fase para o mesmo módulo dinâmico. A mistura com ligante TLA apresenta comportamento intermediário.

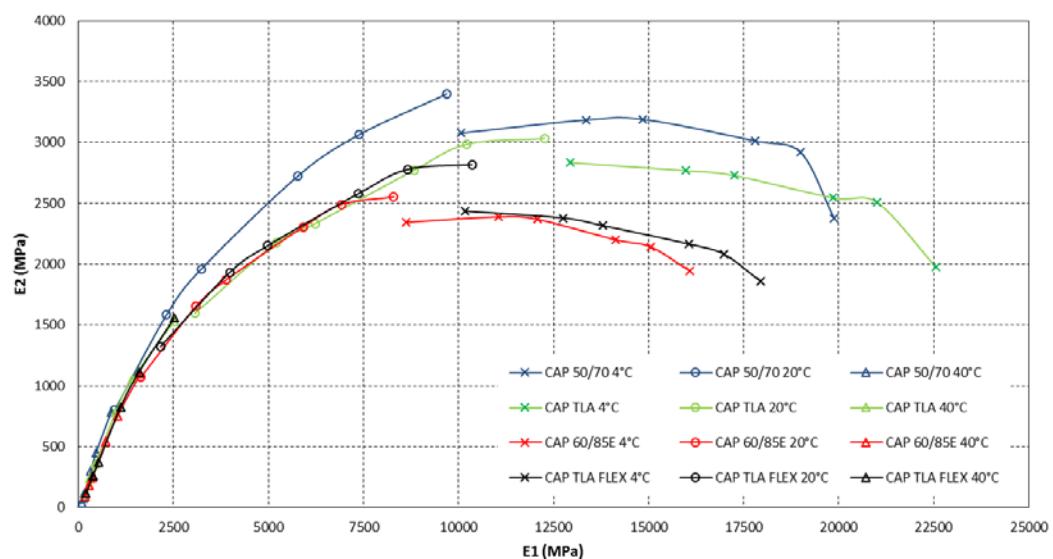


Figura 89: Plano Cole-Cole com pontos experimentais

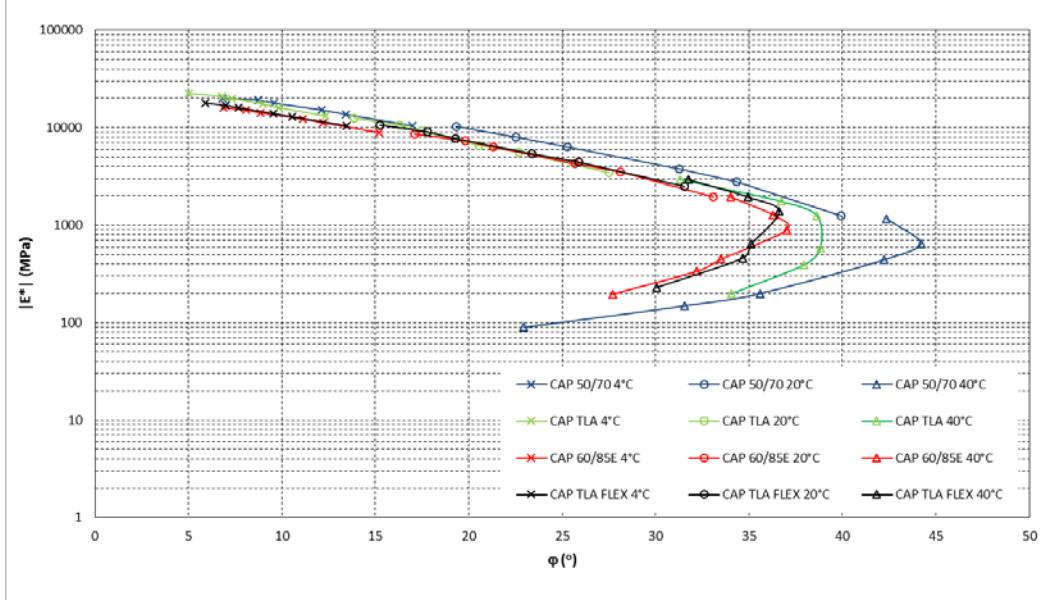


Figura 90: Plano Cole-Cole com pontos experimentais e modelo 2S2P1D

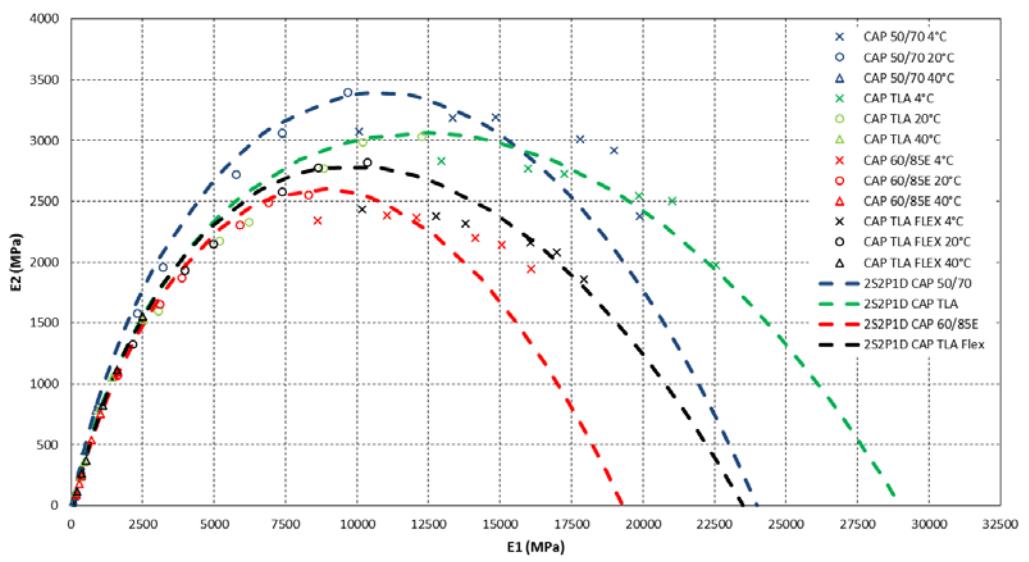


Figura 91: Espaço de Black com pontos experimentais

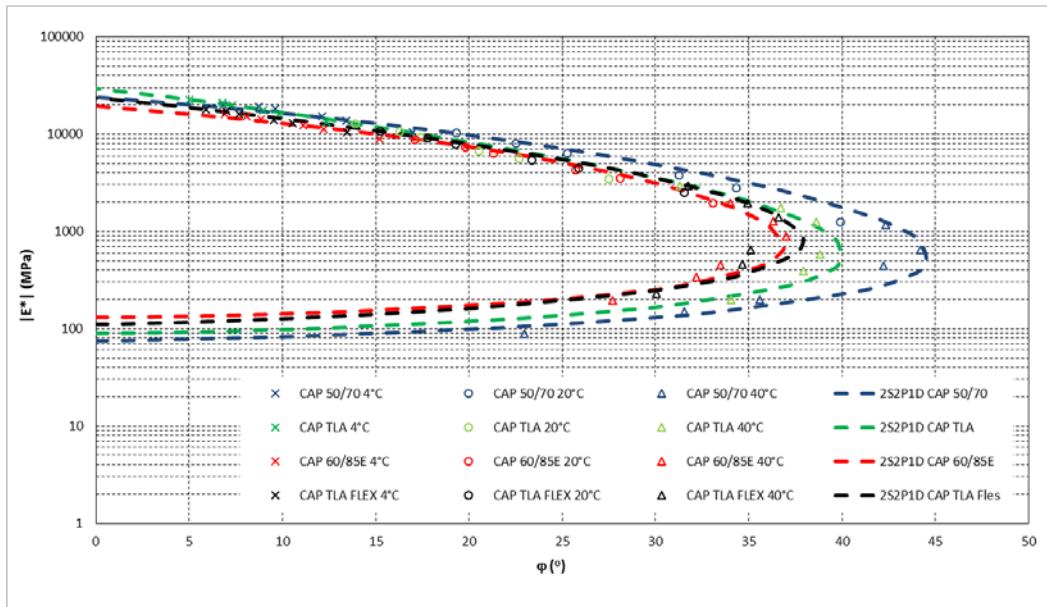


Figura 92: Espaço de Black pontos experimentais e modelo 2S2P1D

Tendo-se em vista o comportamento termoreologicamente simples das misturas asfálticas, a partir dos resultados dos ensaios de módulo dinâmico (módulo e ângulo de fase) foram construídas curvas mestras utilizando-se o princípio da superposição tempo-temperatura (t-TS). Tais curvas foram ajustadas ao modelo sigmoidal e 2S2P1D e os fatores de deslocamento (*shift factors*) em função da temperatura foram ajustados com o modelo de WLF (C1 e C2). Fica claro nas Figura 93 e 94 a superioridade do modelo 2S2P1D em representar a curva mestra;

Uma das grandes vantagens das curvas mestras é possibilitarem a previsão dos valores de uma determinada propriedade reológica ao longo de uma gama de frequências mais ampla do que aquela que foi inicialmente utilizada nos ensaios, o que é desejável, não só porque a realização de ensaios numa gama alargada de frequências é um procedimento moroso, como também pelo fato de poderem existir algumas limitações nos equipamentos de medida (limites superiores e inferiores de frequência).

A Figura 93 traz a comparação de todas as curvas mestras das misturas estudadas. As misturas 60/85 trabalham bem a altas frequências, mas seu desempenho piora nas

frequências baixas, ou seja, seu maior potencial é para carregamentos altos ou temperaturas mais baixas, tendo bom potencial para fadiga.

Como pode ser visto nas Figura 93 e 94, o $|E^*|$ cresce em função da frequência e este crescimento deve-se ao fato de que quando a frequência é aumentada existe um tempo menor em carga, não havendo tempo para manifestações de deformações viscoelásticas. Quando a frequência é muito alta, o $|E^*|$ atinge seu maior valor, pois só existem praticamente deformações elásticas no material. Quando a frequência é baixa, o tempo de carregamento é longo e as deformações viscoelásticas podem se manifestar em sua totalidade, provocando assim módulo baixo. Para frequências muito baixas, o $|E^*|$ atinge seu menor valor, assim explicando o formato da curva mestra.

Conforme esperado, o ligante asfáltico exerce forte efeito na rigidez das misturas. Nas temperaturas intermediárias, por exemplo, a diferença chega a ser maior do que 70% entre amostras nos extremos de rigidez. A mistura menos rígida – 60/85, tem módulo dinâmico de aproximadamente 7350 MPa a 10 Hz e 20°C, enquanto que a mistura TLA – a mais rígida, tem módulo de 12632 MPa na mesma condição.

A Figura 94 apresenta, para todas as misturas, a curva mestra do ângulo de fase, novamente pode ser observado que a mistura convencional possui maiores ângulos de fase e uma inversão de comportamento em uma frequência próxima de 0,02Hz enquanto que para as misturas modificadas esta inversão acontece mais à esquerda, indicando que o ligante consegue suportar as tensões e deformações até temperaturas mais elevadas. Na região a esquerda do pico o comportamento da mistura recebe forte influência do esqueleto mineral, pois para estas frequências (ou altas temperaturas) o ligante já não tem capacidade elástica.

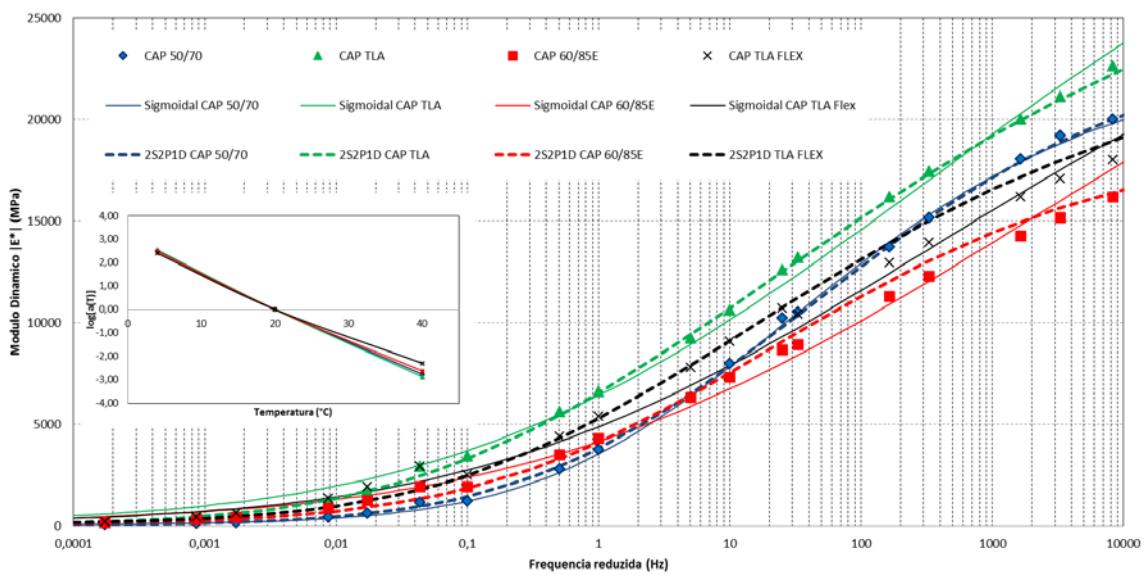


Figura 93: Curva mestra do módulo com pontos experimentais, ajuste sigmoidal e modelo 2S2P1D

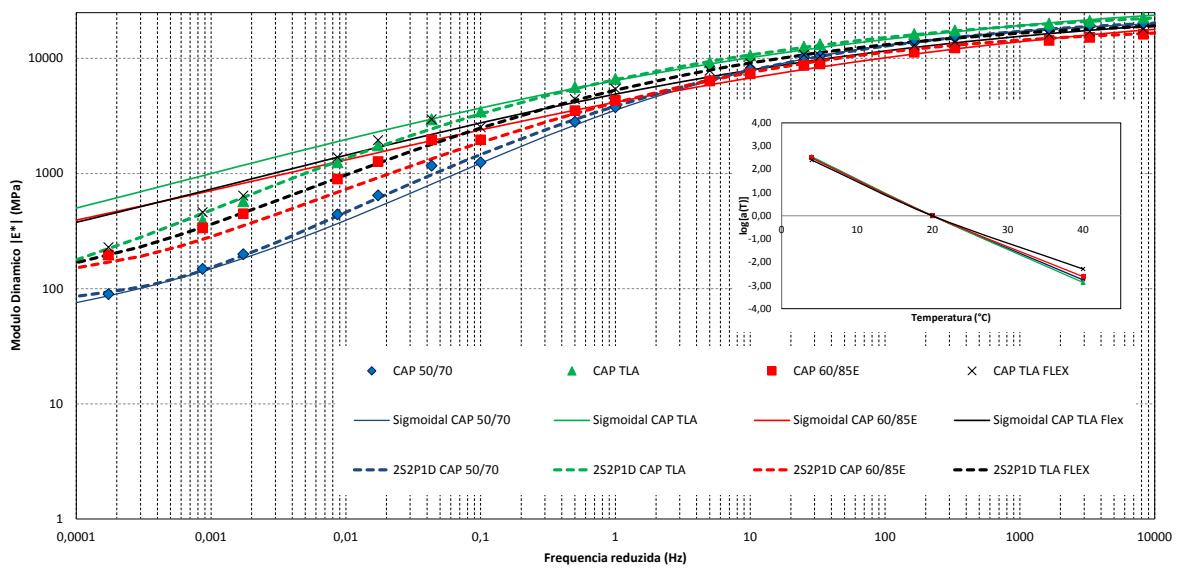


Figura 94: Curva mestra do módulo com pontos experimentais, ajuste sigmoidal e modelo 2S2P1D, na escala log log

A Figura 95 mostra a curva mestra do ângulo de fase, nota-se o maior valor para o CAP 50/70 (mais plástico) o que acaba sobre carregando o esqueleto mineral da mistura.

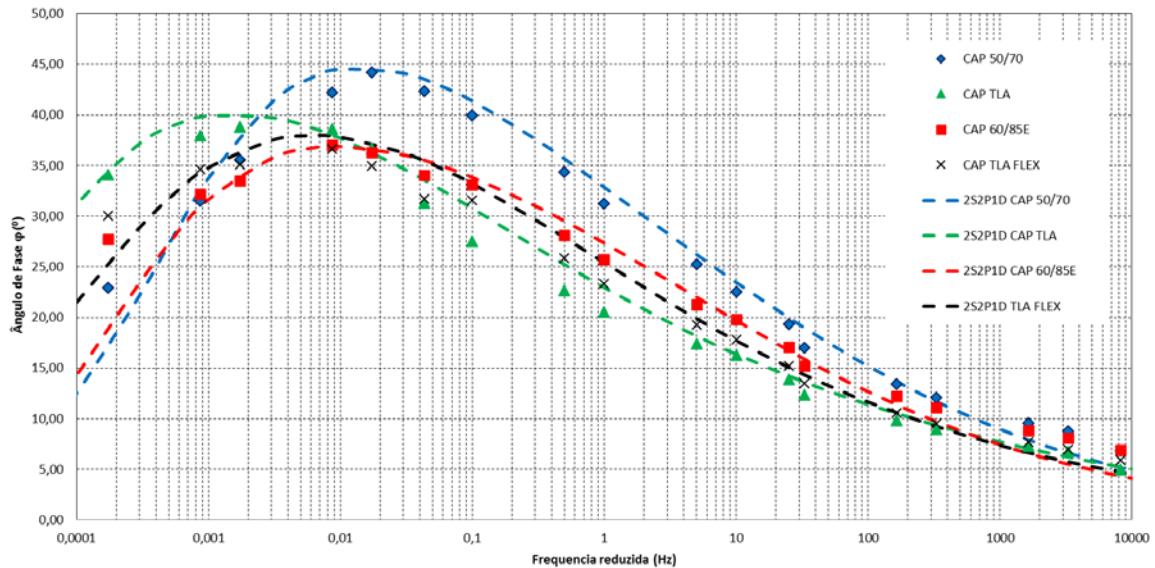


Figura 95: Curva mestra do ângulo de fase com pontos experimentais e modelo 2S2P1D

Mais uma vez reforça-se que o estudo da viscoelasticidade, no domínio linear, não é um indicativo direto de dano, nem de trincamentos nem de deformações plásticas, todavia alguns indicadores podem ser utilizado para tanto.

Assim como para ligantes asfálticos, para misturas também é possível, com alguns cuidados, relacionar as relações $|E^*| \cdot \text{sen}\varphi$ e $|E^*|/\text{sen}\varphi$ com o desempenho à fadiga e deformação permanente, respectivamente. Evidente que não se espera uma quantificação dos valores, mas apenas uma qualificação entre as misturas.

No caso do comportamento à fadiga, a Figura 96 apresenta a relação $|E^*| \cdot \text{sen}\varphi$ para todas as mistura e a Figura 26 apenas para o caso crítico, de temperatura medianas, neste caso em 20°C e pode ser observado que no domínio de frequência acima de 1Hz (possibilidade de ocorrência de fadiga antes de deformações plásticas), das 4 misturas testadas a mistura com ligante convencional é a que apresenta o pior índice (maior valor), dando indício de mau comportamento quanto a fadiga, frente as demais misturas testadas. Normalmente os ensaios de fadiga são conduzidos à 10 ou 20Hz A mistura com 60-85 é a

que tem melhor desempenho, seguida da mistura TLAFlex (ambas com polímero) seguida da mistura com CAP TLA.

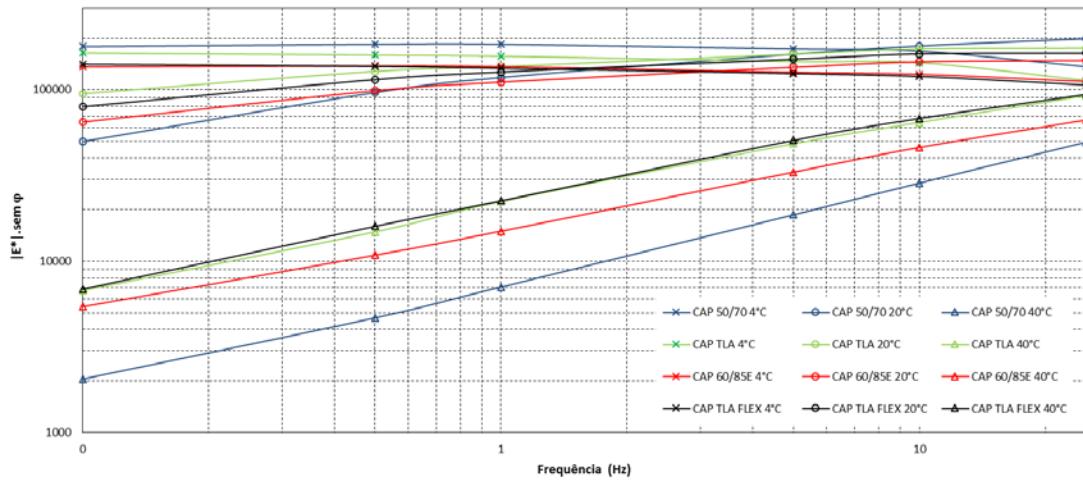


Figura 96: Relação entre frequência e $|E^*| \cdot \text{sen}\varphi$ para todos os ensaios

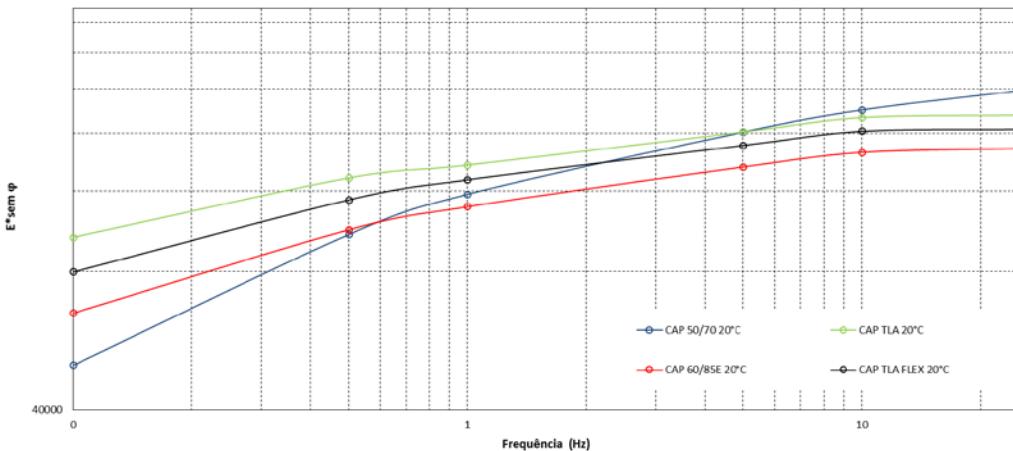


Figura 97: Relação entre frequência e $|E^*| \cdot \text{sen}\varphi$ para os ensaios realizados à 20°C

De maneira semelhante, as Figuras 98 e 99 apresentam as relações $|E^*|/\text{sen}\varphi$ para todas as mistura e apenas para o caso crítico, de temperaturas altas, neste caso em 60°C e pode ser observado em domínio de frequência os piores valores (mais baixos) são os da mistura convencional, seguido da mistura de CAP 60/85, TLA e TLAFlex. Neste caso os melhores desempenhos são para as misturas com presença de ligante produzido com adição de asfalto natural TLA.

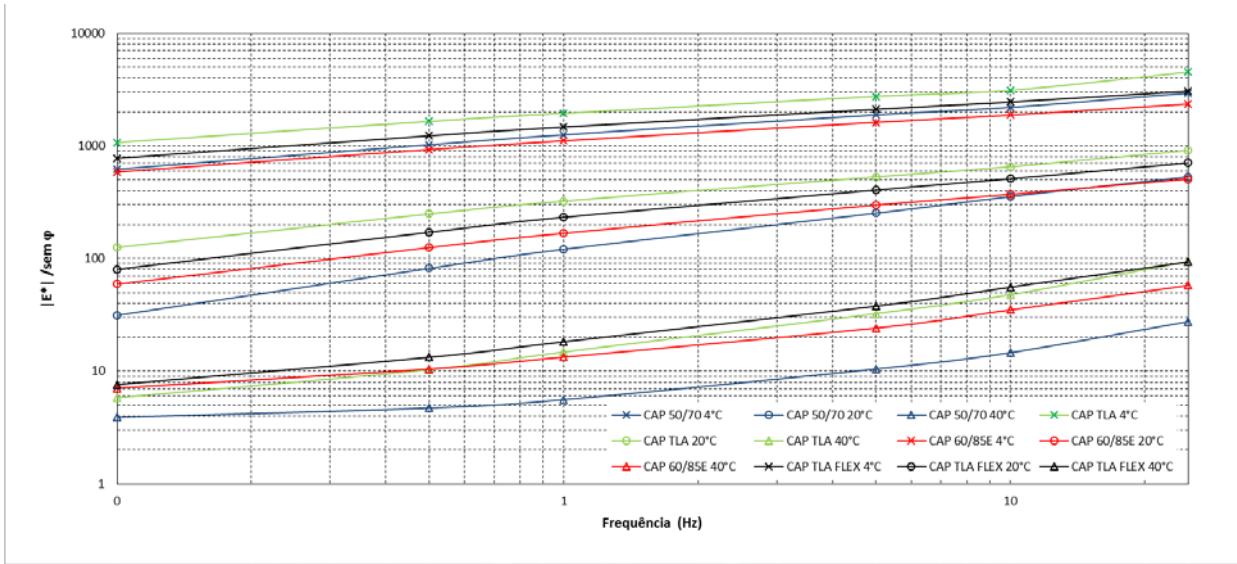


Figura 98: Relação entre frequência e $|E^*|/\text{sen}\varphi$ para todos os ensaios

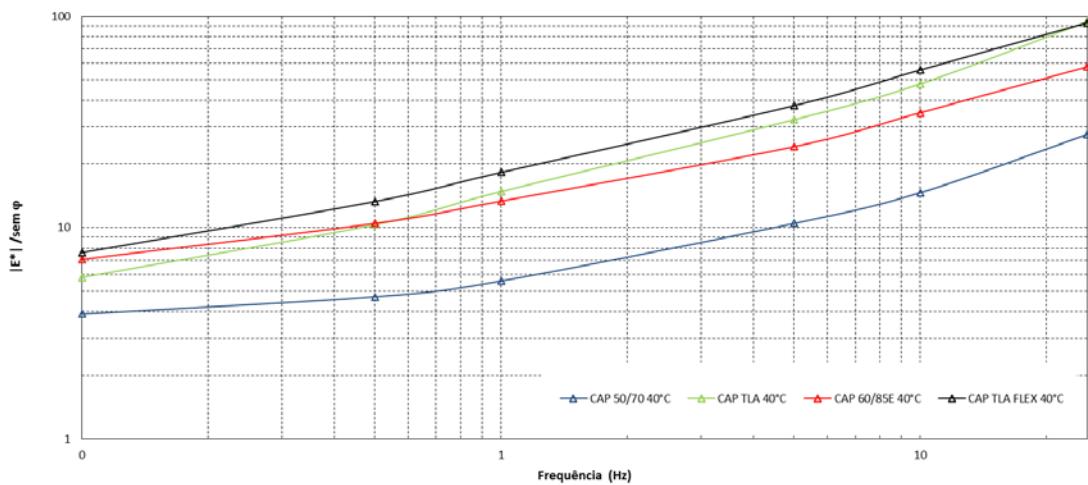


Figura 99: Relação entre frequência e $|E^*|/\text{sen}\varphi$ para os ensaios realizados à 40°C

4.2.4 Análise de Desempenho

As análises de desempenho foram executadas conforme descrito no capítulo 3 e realizadas nos três níveis de análise que o software permite, como pode ser visto a seguir.

4.2.4.1 Nível de análise 3

Realiza os cálculos de maneira totalmente empírica a partir da informação do PG do ligante.

Nas Tabelas 35, 36 e 37 estão apresentados os valores obtidos para os parâmetros avaliados na análise de desempenho para as três espessuras admitidas.

Tabela 35: Resultados da análise de desempenho nível 3 para revestimento com 10 cm de espessura

Espessura Revestimento 10 cm						
Critérios de Ruptura	CAP 50/70				Critério Satisffeito?	
	Confiabilidade		% Confiabilidade			
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados		
IRI	2,70	2,38	50,00	69,75	Satisffeito	
Deformação permanente	19,00	32,21	50,00	0,24	Não satisffeito	
Trincamento por fadiga	25,00	51,20	50,00	3,19	Não satisffeito	
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito	
Trincamento de cima para baixo	378,80	1912,88	50,00	0,06	Não satisffeito	
Deformação perm. rev.	6,00	14,41	50,00	1,53	Não satisffeito	
CAP TLA						
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?	
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados		
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados		
IRI	2,70	2,24	50,00	78,19	Satisffeito	
Deformação permanente	19,00	27,28	50,00	1,62	Não satisffeito	
Trincamento por fadiga	25,00	48,40	50,00	4,89	Não satisffeito	
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito	
Trincamento de cima para baixo	378,80	1912,88	50,00	0,06	Não satisffeito	
Deformação perm. rev.	6,00	10,04	50,00	8,31	Não satisffeito	
CAP 60/85E						
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?	
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados		
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados		
IRI	2,70	2,25	50,00	77,79	Satisffeito	
Deformação permanente	19,00	28,14	50,00	1,15	Não satisffeito	
Trincamento por fadiga	25,00	46,10	50,00	6,77	Não satisffeito	
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito	
Trincamento de cima para baixo	378,80	1912,88	50,00	0,06	Não satisffeito	
Deformação perm. rev.	6,00	10,89	50,00	5,79	Não satisffeito	
CAP TLA Flex						
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?	
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados		
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados		
IRI	2,70	2,22	50,00	79,79	Satisffeito	
Deformação permanente	19,00	25,50	50,00	3,36	Não satisffeito	
Trincamento por fadiga	25,00	50,80	50,00	3,39	Não satisffeito	
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito	
Trincamento de cima para baixo	378,80	1931,82	50,00	0,05	Não satisffeito	
Deformação perm. rev.	6,00	8,13	50,00	19,34	Não satisffeito	

Tabela 36:Resultados análise de desempenho nível 3 para revestimento com 14 cm de espessura

Espessura Revestimento 14 cm					
CAP 50/70					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	2,04	50	88,71	Satisffeito
Deformação permanente	19	26,29	50	3,4	Não satisfeito
Trincamento por fadiga	25	19,9	50	64,09	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	1842,8	50	0,09	Não satisfeito
Deformação perm. rev.	6	11,33	50	4,84	Não satisfeito
CAP TLA					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	1,91	50	93,43	Satisffeito
Deformação permanente	19	22,27	50	16,53	Não satisfeito
Trincamento por fadiga	25	16,4	50	72,86	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	1780,3	50	0,14	Não satisfeito
Deformação perm. rev.	6	7,99	50	20,59	Não satisfeito
CAP 60/85E					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	1,92	50	93,09	Satisffeito
Deformação permanente	19	23,05	50	12,31	Não satisfeito
Trincamento por fadiga	25	14,9	50	76,26	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	1789,77	50	0,13	Não satisfeito
Deformação perm. rev.	6	8,72	50	14,84	Não satisfeito
CAP TLA Flex					
Defeitos Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	1,86	50	94,88	Satisffeito
Deformação permanente	19	20,77	50	28,42	Não satisfeito
Trincamento por fadiga	25	15,2	50	75,6	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	1704,55	50	0,23	Não satisfeito
Deformação perm. rev.	6	6,54	50	35,59	Não satisfeito

Tabela 37: Resultados análise de desempenho nível 3 para revestimento com 18 cm de espessura

Espessura Revestimento 18 cm					
CAP 50/70					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	1,84	50	95,34	Satisffeito
Deformação permanente	19	22,88	50	14,16	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25	6,35	50	90,68	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	1435,61	50	1,14	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6	9,77	50	9,3	Não satisffeito
CAP TLA					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	1,71	50	97,96	Satisffeito
Deformação permanente	19	19,31	50	46,02	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25	4,11	50	93,37	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	956,44	50	10,29	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6	6,99	50	32,5	Não satisffeito
CAP 60/85E					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	1,75	50	97,38	Satisffeito
Deformação permanente	19	20,3	50	34,31	Satisffeito
Trincamento por fadiga	25	4,42	50	92,86	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	1102,27	50	5,76	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6	7,73	50	23,17	Não satisffeito
CAP TLA Flex					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	1,69	50	98,33	Satisffeito
Deformação permanente	19	18,72	50	53,72	Satisffeito
Trincamento por fadiga	25	4,15	50	93,31	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	721,59	50	22,36	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6	6,37	50	42,76	Não satisffeito

O nível de análise de desempenho 3 consiste de valores totalmente estimados e portanto tem o menor nível de confiança. Com base nestes seis critérios avaliados nenhuma das misturas seria considerada aceitável.

Na Tabela 38, tem-se os resultados dos os 4 critérios de ruptura mais importantes no Brasil para verificação da vida de projeto dessas misturas e a sua durabilidade em anos.

Tabela 38: Resultados da vida útil do pavimento em anos

Critérios de Ruptura	Espessura Revestimento											
	10 cm				14 cm				18 cm			
	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85 E	CAP TLA Flex	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85 E	CAP TLA Flex	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85 E	CAP TLA Flex
IRI	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Deformação permanente total	2	2,5	3,25	4	3	6	7	8	6	9	10	10
Trincamento por fadiga	3,75	4,25	5,5	5	10	10	10	10	10	10	10	10
Trincamento Térmico	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Com base nesta comparação verifica-se que para a espessura de 18 cm as misturas de TLA Flex e 60/85 seriam aceitáveis e durariam os 10 anos previstos no projeto.

4.2.4.2 Nível de análise 2

Para este nível os cálculos são realizados a partir das informações do PG do ligante, G^* e ângulo de fase do ligante.

Nas Tabelas 39, 40, e 41 estão apresentados os valores obtidos para os parâmetros avaliados na análise de desempenho e se o critério é satisfeito.

Tabela 39: Resultados análise de desempenho nível 2 para revestimento com 10 cm de espessura

Espessura Revestimento 10 cm					
CAP 50/70					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	2,38	50,00	69,76	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	30,71	50,00	0,39	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	56,80	50,00	1,22	Não satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1950,76	50,00	0,04	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	12,88	50,00	2,65	Não satisffeito
CAP TLA					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	2,05	50	88,17	Satisffeito
Deformação permanente	19	22,37	50	14,44	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25	37	50	19,79	Não satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	1893,94	50	0,06	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6	6,31	50	43,75	Não satisffeito
CAP 60/85E					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	2,28	50,00	76,15	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	28,07	50,00	1,16	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	50,70	50,00	3,45	Não satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1931,82	50,00	0,05	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	10,71	50,00	6,26	Não satisffeito
CAP TLA Flex					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	1,86	50,00	94,85	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	18,37	50,00	59,16	Satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	24,30	50,00	51,96	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1770,83	50,00	0,15	Satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	3,70	50,00	95,86	Não satisffeito

Tabela 40: Resultados análise de desempenho nível 2 para revestimento com 14 cm de espessura

Espessura Revestimento 14 cm					
CAP 50/70					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	2,01	50,00	89,86	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	24,81	50,00	6,05	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	21,00	50,00	61,14	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1890,15	50,00	0,07	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	10,00	50,00	8,43	Não satisffeito
CAP TLA					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	1,76	50,00	97,19	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	18,68	50,00	54,47	Satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	9,12	50,00	85,95	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1513,26	50,00	0,74	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	5,55	50,00	59,68	Não satisffeito
CAP 60/85E					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	1,93	50,00	92,86	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	22,90	50,00	13,03	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	16,10	50,00	73,56	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1846,59	50,00	0,09	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	8,59	50,00	15,74	Não satisffeito
CAP TLA Flex					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	1,60	50,00	99,20	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	15,31	50,00	93,30	Satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	4,55	50,00	92,70	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	653,41	50,00	27,03	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	3,45	50,00	97,87	Não satisffeito

Tabela 41: Resultados análise de desempenho nível 2 para revestimento com 18 cm de espessura

Espessura Revestimento 18 cm					
CAP 50/70					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	1,82	50	96,04	Satisffeito
Deformação permanente	19	21,64	50	21,93	Não satisfeito
Trincamento por fadiga	25	6,52	50	90,47	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	1462,12	50	0,99	Não satisfeito
Deformação perm. rev.	6	8,69	50	15,02	Não satisfeito
CAP TLA					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	1,6	50	99,28	Satisffeito
Deformação permanente	19	16,57	50	81,63	Satisffeito
Trincamento por fadiga	25	2,33	50	99,50	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	285,96	50	58,58	Satisffeito
Deformação perm. rev.	6	5,16	50	68,63	Satisffeito
CAP 60/85E					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	1,75	50	97,38	Satisffeito
Deformação permanente	19	20,08	50	36,69	Não satisfeito
Trincamento por fadiga	25	4,72	50	92,58	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	1179,92	50	4,10	Não satisfeito
Deformação perm. rev.	6	7,57	50	24,95	Não satisfeito
CAP TLA Flex					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,7	1,51	50	99,75	Satisffeito
Deformação permanente	19	13,76	50	98,69	Satisffeito
Trincamento por fadiga	25	1,11	50	100,00	Satisffeito
Trincamento térmico	189,4	0,19	50	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,8	15,98	50	89,81	Satisffeito
Deformação perm. rev.	6	3,46	50	97,84	Satisffeito

Este nível de análise de desempenho requer valores de características dos ligantes utilizados, mas ainda permite o uso de correlações. Para as espessuras de revestimento de 10 e 14 cm nenhuma das misturas é adequada e suporta todos os defeitos para na vida de projeto. Para a espessura de 18 cm são aceitas as misturas de TLA e TLA Flex.

A Tabela 42, apresenta os resultados dos 4 critérios de ruptura mais importantes para no Brasil, quanto a verificação da vida útil de projeto dessas misturas em anos.

Tabela 42: Resultados da vida útil do pavimento em anos

Critérios de Ruptura	Espessura Revestimento											
	10 cm				14 cm				18 cm			
	Ligante											
	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85E	CAP TLA Flex	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85E	CAP TLA Flex	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85E	CAP TLA Flex
IRI	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Deformação permanente total	2	5	2,5	10	4	10	5	10	6	10	9	10
Trincamento por fadiga	3,75	7	4,5	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Trincamento Térmico	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Nesta comparação admite-se que as misturas com TLA Flex seriam adequadas nas 3 espessuras estudadas e as misturas com TLA para as espessuras de 14 e 18 cm.

4.2.4.3 Nível de análise 1

Para este nível os cálculos são realizados a partir das informações do PG do ligante, G^* , ângulo de fase e módulo dinâmico das misturas, não existem correlações empíricas e os dados são os mais fiéis.

Nas Tabelas 43, 44 e 45 estão apresentados os valores obtidos para os parâmetros avaliados na análise de desempenho e se o critério é satisfeito.

Tabela 43:Resultados análise de desempenho nível 1 para revestimento com 10 cm de espessura

Espessura Revestimento 10 cm					
CAP 50/70					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	2,38	50,00	69,75	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	32,21	50,00	0,24	Não satisfeito
Trincamento por fadiga	25,00	51,20	50,00	3,19	Não satisfeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1912,88	50,00	0,06	Não satisfeito
Deformação perm. rev.	6,00	14,41	50,00	1,53	Não satisfeito
CAP TLA					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	2,24	50,00	78,19	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	27,28	50,00	1,62	Não satisfeito
Trincamento por fadiga	25,00	48,40	50,00	4,89	Não satisfeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1912,88	50,00	0,06	Não satisfeito
Deformação perm. rev.	6,00	10,04	50,00	8,31	Não satisfeito
CAP 60/85E					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	2,25	50,00	77,79	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	28,14	50,00	1,15	Não satisfeito
Trincamento por fadiga	25,00	46,10	50,00	6,77	Não satisfeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1912,88	50,00	0,06	Não satisfeito
Deformação perm. rev.	6,00	10,89	50,00	5,79	Não satisfeito
CAP TLA Flex					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisfeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	2,22	50,00	79,79	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	25,50	50,00	3,36	Não satisfeito
Trincamento por fadiga	25,00	50,80	50,00	3,39	Não satisfeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1931,82	50,00	0,05	Não satisfeito
Deformação perm. rev.	6,00	8,13	50,00	19,34	Não satisfeito

Tabela 44: Resultados análise de desempenho nível 1 para revestimento com 14 cm de espessura

Espessura Revestimento 14 cm					
CAP 50/70					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	2.03	50,00	89,10	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	25,31	50,00	4,93	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	21,90	50,00	58,68	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1892,05	50,00	0,07	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	10,38	50,00	7,19	Não satisffeito
CAP TLA					
Critérios de Ruptura	Critérios de Ruptura		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	1,91	50,00	93,30	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	22,30	50,00	16,45	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	16,40	50,00	72,86	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1840,91	50,00	0,09	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	8,12	50,00	19,43	Não satisffeito
CAP 60/85E					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	1,86	50,00	94,94	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	21,21	50,00	24,63	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	12,60	50,00	80,99	Não satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1765,15	50,00	0,15	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	7,34	50,00	27,78	Não satisffeito
CAP TLA Flex					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	1,85	50,00	95,31	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	20,52	50,00	31,36	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	13,10	50,00	80,02	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1765,15	50,00	0,16	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	6,85	50,00	34,64	Não satisffeito

Tabela 45: Resultados análise de desempenho nível 1 para revestimento com 18 cm de espessura

Espessura Revestimento 18 cm					
CAP 50/70					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	1,83	50,00	95,73	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	22,02	50,00	19,21	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	6,84	50,00	90,08	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1492,42	50,00	0,83	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	8,96	50,00	13,32	Não satisffeito
CAP TLA					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	1,74	50,00	97,62	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	19,60	50,00	42,38	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	4,80	50,00	92,49	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	1128,79	50,00	5,14	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	7,21	50,00	29,39	Não satisffeito
CAP 60/85E					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	1,69	50,00	98,29	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	18,77	50,00	53,04	Não satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	3,62	50,00	94,20	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	827,65	50,00	16,12	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	6,63	50,00	38,03	Não satisffeito
CAP TLA Flex					
Critérios de Ruptura	Confiabilidade		% Confiabilidade		Critério Satisffeito?
	Alvo	Previstos	Alvo	Alcançados	
IRI	2,70	1,68	50,00	98,48	Satisffeito
Deformação permanente	19,00	18,21	50,00	60,65	Satisffeito
Trincamento por fadiga	25,00	3,76	50,00	93,89	Satisffeito
Trincamento térmico	189,40	0,19	50,00	100,00	Satisffeito
Trincamento de cima para baixo	378,80	778,41	50,00	18,86	Não satisffeito
Deformação perm. rev.	6,00	6,25	50,00	44,96	Não satisffeito

Este nível é o mais confiável, pois os cálculos são realizados com base nas informações dos ligantes e das misturas, reduzindo possíveis correlações ou cálculos empíricos. Nenhuma das amostras é considerada adequada para este nível de análise, quando levado em consideração os seis defeitos avaliados. Os critérios que menos são satisfeitos são os da deformação do revestimento e da fadiga de cima para baixo do revestimento.

Quando se compara o resultado da vida útil dos pavimentos em anos, levando em conta apenas os 4 critérios de ruptura mais importantes no Brasil, identificados na Tabela 46, observa-se que somente na espessura de 18 cm de revestimento teríamos uma mistura considerada aceitável, a mistura com TLA Flex que duraria os 10 anos de projeto da rodovia. Pode-se observar que a mistura com TLA quase atingiu os 10 anos de duração quanto ao critério de deformação permanente, o que garante a sua eficácia e que corrobora os resultados obtidos nos ensaios de módulo dinâmico e módulo de resiliência.

Tabela 46: Resultados da vida útil do pavimento em anos

Critérios de Ruptura	Espessura Revestimento											
	10 cm				14 cm				18 cm			
	Ligante											
	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85E	CAP TLA Flex	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85E	CAP TLA Flex	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85E	CAP TLA Flex
IRI	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Deformação permanente total	1,75	3	2,5	4	3	6	5	7,5	5	9,75	8	10
Trincamento por fadiga	4	5	5,25	5	10	10	10	10	10	10	10	10
Trincamento Térmico	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Comparando os resultados desse nível que é o mais confiável com os outros dois níveis avaliados, nota-se que somente a mistura com TLA Flex consegue a duração de projeto da rodovia para os 10 anos, ao contrário do nível 2 onde cinco estruturas/misturas eram consideradas aceitáveis, três delas sendo de TLA Flex nas diferentes espessuras e duas de TLA nas espessuras de 14 e 18 cm de revestimento.

Estes resultados corroboram os resultados obtidos nos ensaios de caracterização mecânica, a mistura que obteve os melhores resultados e que foi considerada menos suscetível a influencia da temperatura e frequência foi a mistura de TLA Flex.

Nas Figuras 100 a 104 os dados estão apresentados para melhor visualização em forma de gráficos. O IRI e o trincamento térmico foram atendidos em todos os casos enquanto que o trincamento por fadiga é atendido para todas as misturas com 14cm e a deformação permanente é o parâmetro critico, só atendida com 18cm de revestimento. Vale mencionar que toda está análise foi feita no intuito de comparar as misturas para um cenário de tráfego, um contexto estrutural e a luz dos modelos e calibrações da metodologia utilizada.

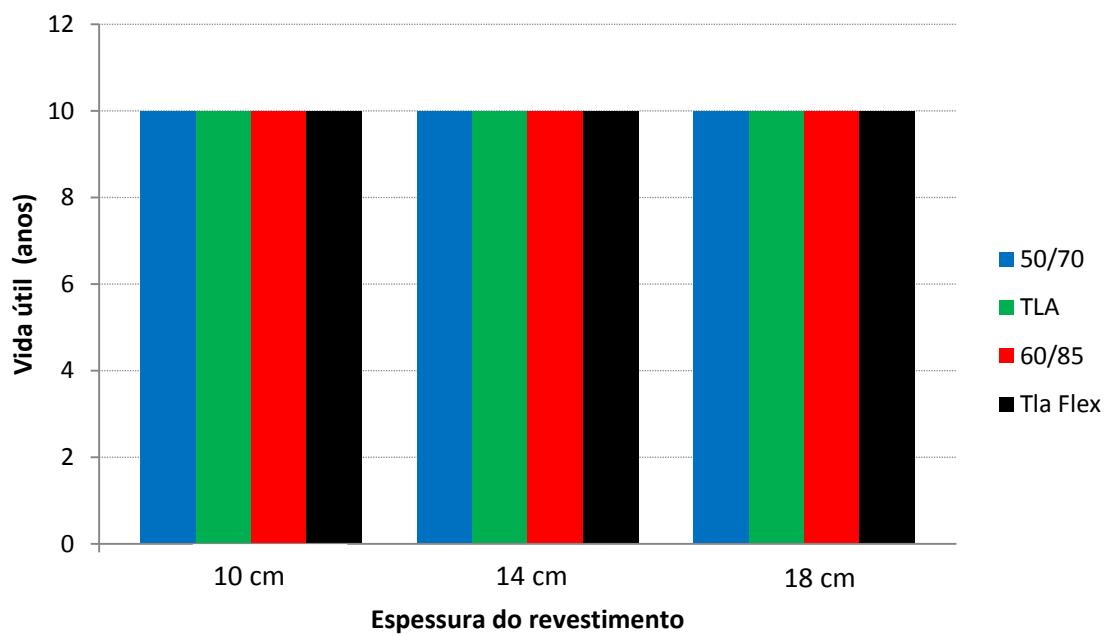


Figura 100: Duração do pavimento em anos tendo com critério o IRI

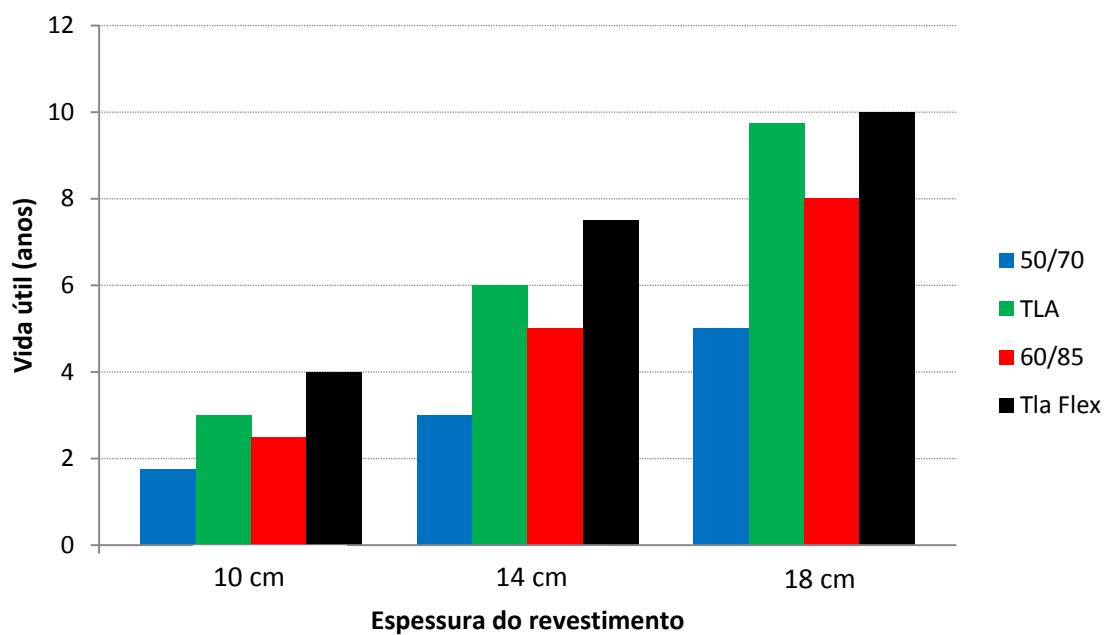


Figura 101: Resultados da Deformação Permanente Total em função da durabilidade do revestimento em anos

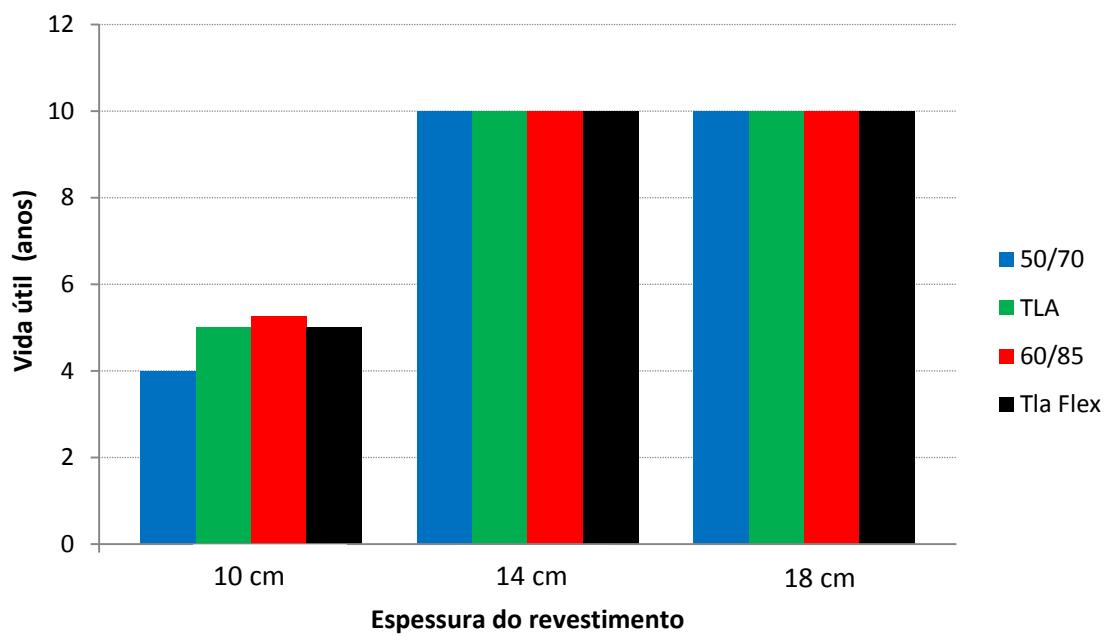


Figura 102: Resultados do Trincamento por Fadiga em função da durabilidade do revestimento em anos

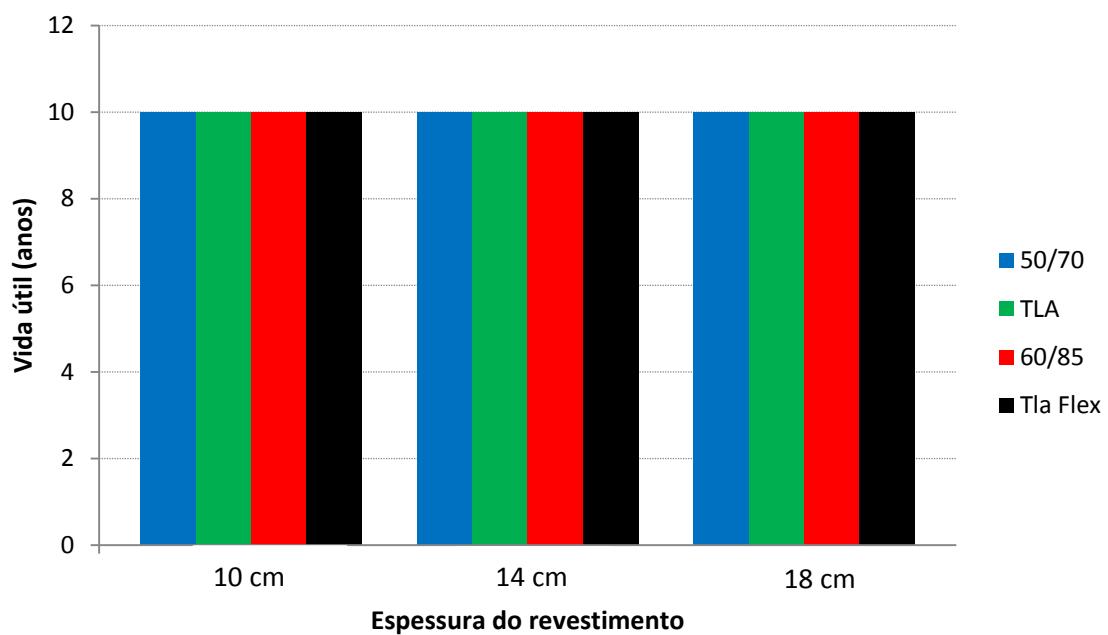


Figura 103: Resultados do Trincamento Térmico em função da durabilidade do revestimento em anos

Estes resultados demonstram o péssimo desempenho que as misturas com CAP 50/70, que é o ligante mais utilizado no país tiveram. No Brasil, a prática corrente utiliza na camada de revestimento a espessura de 12,5 cm e conforme observado nessas análises, na larga maioria dos casos, os melhores desempenhos foram obtidos com espessuras maiores que essa, comprovando assim a ineficácia de uma camada de revestimento mais esbelta.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo teve por característica a avaliação dos parâmetros de dosagem (volumétrico e de densificação), das propriedades mecânicas das misturas (Resistência à Tração, Módulo de Resiliência, Módulo Dinâmico) e análise de desempenho das misturas.

Com relação a dosagem das misturas:

- Quanto aos teores de ligante de projeto, as misturas modificadas tiveram teores maiores, que o da mistura convencional 50/70.
- Misturas que continham o TLA na composição tiveram o mesmo teor de ligante.
- A diferença entre os teores de ligante nas misturas ficou em torno de 0,5%
- Quanto aos parâmetros de densificação:
 - a) Para o CDI, todas as misturas moldadas com o teor de ligante de projeto obtiveram valores que se enquadram na faixa de 50 a 100, garantindo misturas com boa compactabilidade.
 - b) Como nenhuma mistura conseguiu compactação de 98%, o TDI não pode ser calculado, sendo então utilizado o TDIm.
 - c) Para o TDIm, as misturas avaliadas conseguiram valores maiores que o mínimo aceitável que é 400, sendo que o valor mais elevado foi para as misturas com CAP 60/85 e TLA Flex com valores acima de 600.

Com relação as propriedades mecânicas:

- Para a Resistencia à Tração:
 - a) Os maiores valores de RT encontrados foram para as misturas com TLA Flex e os menores valores para as misturas com CAP 50/70 em todas as temperaturas estudadas.
 - b) Existe uma queda nos valores de RT com os ligantes convencionais quando há aumento no volume de vazios, independente da temperatura de ensaio.

- c) Nos ensaios a 10°C, a diferença entre os valores mais elevados e mais baixos foi de 30%, onde se presume que a diferença foi menor pela ação da temperatura.
 - d) Para os ensaios realizados a 25°C, os maiores valores encontrados foram para as misturas de TLA Flex e os menores para o CAP 50/70, com uma diferença de valores de 200%.
 - e) Através de análise estatística ficou comprovado que a temperatura é a variável mais relevante para o RT.
-
- Para o Módulo de Resiliência
 - a) Os maiores valores foram encontrados nas maiores frequências e com misturas menos rígidas, devido ao maior volume de vazios dessas misturas. Os valores mais elevados na frequência de 25 Hz são devidos as maiores deformações elásticas.
 - b) Para 10°C: os valores mais altos para misturas com CAP TLA com 4% de vazios.
 - c) Para 25°C: o valor mais elevado é para a mistura com TLA Flex com 5,5% de volume de vazios, para as demais misturas os valores mais elevados foram encontrados com 4% de volume de vazios.
 - d) Para 35°C: a mistura de TLA Flex teve os maiores valores e o CAP 50/70 os menores valores, sendo os valores de TLA Flex o dobro que os do 50/70 para mesma frequência.
 - e) A análise estatística comprovou que entre temperatura, frequência e volume de vazios, o fator de maior influencia para os valores de MR é a temperatura.
-
- Módulo Dinâmico
 - a) Nos ensaios a 4°C, os maiores valores encontrados foram para o CAP TLA e os menores para o 60/85, com uma diferença de valores entre ambos de 50%.
 - b) Para o ensaio a 20°C, o comportamento continuou semelhante ao do ensaio a 4°C, com TLA com maiores valores e 60/85 com menores, mas a diferença cai pra 45%.
 - c) No ensaio a 40°C as misturas de TLA Flex conseguem os maiores valores e os menores valores são para as misturas com CAP 50/70, diferença em torno de 50%.

- d) Os resultados mostram que à medida que se diminui a temperatura e aumenta à frequência, o módulo dinâmico se eleva.
- e) O ângulo de fase diminui à medida que se aumenta a frequência do carregamento, mantendo-se a temperatura constante.
- f) O ligante asfáltico exerce forte efeito na rigidez das misturas. Nas temperaturas intermediárias, por exemplo, a diferença chega a ser maior do que 70% entre amostras nos extremos de rigidez. A mistura menos rígida – 60/85, tem módulo dinâmico de aproximadamente 7350 MPa a 10 Hz e 20°C, enquanto que a mistura TLA – a mais rígida, tem módulo de 12632 MPa na mesma condição.

Com relação à análise de desempenho:

- Nível de análise 3
 - a) Valores determinados empiricamente a partir da informação do PG do ligante. É o nível menos confiável de análise e deve servir apenas como parâmetro de auxílio.
 - b) Considerando a duração do pavimento a uma vida de projeto de 10 anos, para este nível seriam adequados as misturas de TLA Flex e 60/85 com 18 cm de espessura de revestimento.
- Nível de análise 2
 - a) Este nível de análise de desempenho requer valores de características dos ligantes utilizados PG, G^* e ângulo de fase, mas ainda permite o uso de correlações.
 - b) Considerando a duração do pavimento a uma vida de projeto de 10 anos, para este nível é aceito as misturas de TLA e TLA Flex nas espessuras de 14 e 18 cm de revestimento.
- Nível de análise 1
 - a) Para este nível os cálculos são realizados a partir das informações do PG do ligante, G^* , ângulo de fase e módulo dinâmico das misturas, não existem correlações empíricas e os dados são os mais fiéis.

- b) Quando comparamos o resultado da duração dos pavimentos em anos, a mistura com TLA Flex que duraria os 10 anos de projeto da rodovia.
- c) Pode-se observar que a mistura que a mistura com TLA quase atingiu os 10 anos de duração quanto ao critério de deformação permanente.

Por fim pode-se afirmar que as análises de MR e E^* possuem a mesma tendência. O uso do software *AASHTOWare*, corroborou com os resultados da análise mecânica, demonstrando que as misturas com TLA Flex tiveram melhor desempenho, principalmente se empregada numa camada de 18 cm de espessura. O software ainda indicou que os parâmetros mais críticos de ruptura de um pavimento são a deformação do revestimento e o trincamento de cima para baixo, parâmetros esses que foram satisfatórios apenas para a espessura de 18 cm, no nível de análise 2, que ainda utilizava correlações. A análise de desempenho deixou claro que uma maior espessura do revestimento garante a eficácia e vida útil do pavimento

A pesquisa teve andamento adequado em relação ao seu cronograma e seus objetivos; todas as previstas estão foram executadas. Vale pontuar que no dia 29 de Fevereiro de 2016 foi realizada uma apresentação da pesquisa para os técnicos da ANTT Miriam Ramos Quebaud, Eduardo Constante Bergmann e Marisa Dagmar Tiefensee na sede da concessionária em Porto Alegre (Anexo 2) bem como em 30 de Agosto de 2016 no Workshop da ANTT em Brasília-DF (Anexo 3).

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. **AASHTOWare Pavement ME Design.** Informativo Software. Disponível em: <http://www.aashtoware.org/Pavement/Pages/default.aspx>. Acessado em 27/07/2015.

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, **Determining Dynamic Modulus of Hot-mix Asphalt Concrete Mixtures.** American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 311, Washington, D. C.

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

ASPHALT INSTITUTE. **The asphalt handbook.** Manual Series, n. 4 (MS-4), College Park, 1956. P. 46-8

ASPHALT INSTITUTE. **SUPERPAVE: Level 1 Mix Design.** SUPERPAVE Series N° 2 (SP-2). Lexington, 1995.

ASPHALT INSTITUTE. **SUPERPAVE – performance grade asphalt – binder specification and testing.** Lexington, SUPERPAVE Series N°2 (SP-1). 1994. 69p.

ASPHALT INSTITUTE. **SUPERPAVE protocols for modified asphalt binders**. Lexington, NCHRP 9-10 (Preliminary Darft). 2000. 183p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Determinação do Ponto de Amolecimento de Materiais Betuminosos - Método do Anel e Bola**: ABNT/MB-164/NBR 6560. Rio de Janeiro, 1972.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Materiais Betuminosos - Determinação da Penetração**: ABNT/NBR 6576. Rio de Janeiro, 1998.

ASTM, 1979, **Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures**. American Society for Testing and Materials, ASTM D 3497-79, USA.

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.

BAHIA, H.; FAHEEM, A. F., **Using the SUPERPAVE gyratory compactor to estimate rutting resistance of hot-mix asphalt**. In: Transportation Research Circular EC124 – Practical approaches to hot-mix asphalt mix design and production quality control testing, pp. 45-61, Washington, D. C., EUA, 2007.

BARRA, B. S. **Avaliação da ação da agua no modulo complexo e na fadiga de misturas asfálticas densas**. 2009, 327 p. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B. **Pavimentação Asfáltica: Formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro, Petrobras: ABEDA, 2008.

BRITO, L. A. T. **Avaliação e análise paramétrica do ensaio de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas**. 2006. 180f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

BALBO, J.T. **Pavimentação Asfáltica**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

CAVALCANTI, L. S. **Efeito de alguns modificadores de ligante na vida de fadiga e deformação permanente de misturas asfálticas.** 2010, 196 f. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2010.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES. **Pesquisa CNT de rodovias 2015.** Disponível em: <http://pesquisarodovias.cnt.org.br/> Acesso em: 9 de nov. 2015.

CORBETT, L. W. e PETROVSKI U., **Research & Development** v. 17, p. 342, 1978.

COSTA, C.; NOGUEIRA, L.; GIOIA, J.; 2008, **Mistura asfáltica com o uso do modificador TLA (Trinidad Lake Asphalt).** In: 39^a Reunião Anual de Pavimentação - RAPv e 13^o Encontro Nacional de Conservação Rodoviária - ENACOR, Recife, Pernambuco, Brasil, 16 a 19 de setembro. 2008.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **Manual de Pavimentação.** Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **Pavimentação - concreto asfáltico com asfalto polímero.** DNER – ES 385/1999. Rio de Janeiro, 1999, 15p.

DI BENEDETTO, H. Advanced testing and modeling of granular materials with and without viscous glue: Research and practical implication. The third Bishop Lecture. Deformation Characteristics of Geomaterials. **Advances in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 1, p.3-39, 2015.

DI BENEDETTO, H.; CORTÉ, J. F. **Matériaux routiers.** Tome 2. 2005. 283p.

DI BENEDETTO, H.; PARTL, M. N.; FRANCKEN L.; DE LA ROCHE, C. **Stiffness testing for bituminous mixtures.** Materials and Structures/Matériaux et Constructions, v. 34, p.66-70, 2001.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Pavimentos Flexíveis: Concreto Asfáltico: Especificação de Serviço.** DNIT 031/2006 - ES. Rio de Janeiro, 2006.

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
Pavimentação Flexível - Cimento asfáltico modificado por borracha de pneus inservíveis pelo processo via úmida, do tipo “Terminal Blending” - Especificação de material. DNIT 111/2009 - EM. Rio de Janeiro, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. DNIT 135/2010-ME. Rio de Janeiro/RJ: IPR/DNER, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. DNIT 136/2010-ME. Rio de Janeiro/RJ: IPR/DNER, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Pavimentos Flexíveis – Concreto asfáltico com asfalto-borracha, via úmida, do tipo “Terminal Blending” - Especificação de serviço.** DNIT 112/2011 - ES. Rio de Janeiro, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Cimento asfáltico de petróleo modificado por polímero elastomérico – Especificação de material.** DNIT 129/2011 - EM. Rio de Janeiro, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Cimento asfáltico de petróleo modificado por asfalto natural do tipo TLA (Trinidad Lake Asphalt)– Especificação de serviço.** DNIT 168/2013 - ES. Rio de Janeiro, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE TRÂNSITO. **Frota.** Disponível em:
<http://www.denatran.gov.br/frota.htm>. Acesso em: 29 abr. 2013.

LASTRAN (Laboratório de Sistemas de Transporte, do Departamento de Engenharia de Produção e Transportes da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul). **A Influência do Tráfego de Composição de Veículos de Carga – CVC's sobre os Pavimentos das Rodovias do Rio Grande do Sul.** Relatório, v.1. DAER (Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem). 2003.

LEITE, F. L. M.; MOTTA, L. M. G.; CONSTANTINO, R. S.; TONIAL, I. A. **Curso sobre o programa SHRP: Aplicação a ligantes, agregados e misturas betuminosas.** Instituto Brasileiro de Petróleo. Rio de Janeiro, RJ, 1996.

LEITE, L. F. M. **Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímeros.** 1999. 266 f. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

LOPES, M. M., LINHARES, M., VASCONCELOS, K. L., BERNUCCI, L. L. B. **Estudo do processo de densificação e da deformação permanente de misturas asfálticas.** Rio de Janeiro, 2010.

LUCENA, M. C. C. **Caracterização química e reológica de asfaltos modificados por polímeros.** 2005, 163 f. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 2005.

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. **Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures.** Wisconsin highway research program 0092-01-02 , Madison, Wisconsin, EUA, 2004.

MANO, E. B. e MENDES, L. C. **Introdução à Polímeros.** Editora Edgard Blücher Ltda, 2001.

MARQUES, G. L. O.; Leite, L. M.; MOTTA, L. M. G., et al, 2001-b, “**Estudos de dosagem de misturas betuminosas SUPERPAVE versus métodos tradicionais**“. In: **11º Congresso Del Asfalto**, Lima, Peru. 2001.

MARQUES, G. L. O. Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; Efeito da compactação por impacto e giratória. Tese (Doutorado). 2004, 461 p. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2004.

MATTOS, J. R. G.; Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS – A implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul. 2014. 250f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

MEDINA, J.; MOTTA, L.G. Mecânica dos Pavimentos. Rio de Janeiro: 3^a Edição, 2015.

MOTTA, L. M. G. “Contribuição para a Estimativa do Módulo Resiliente de Misturas Asfálticas”. In: *14º Encontro de Asfalto*, Instituto Brasileiro do Petróleo. Rio de Janeiro, 1998.

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.

NÚÑEZ, W. P. et al. Produzindo Misturas Asfálticas de Elevado Desempenho com Emprego de Cal Hidratada. In: *38a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO - 12º ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA - 38a RAPv / 12º ENACOR*, 2007, Manaus-AM. Anais. 2007.

OLARD, F. Comportement thermonécanique des enrobés bitumineux à bases températures: relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé. 2003. 211f. Tese (Doutorado) – DGCB, ENTPE, Lyon.

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.

PAPAGIANNAKIS, A. T.; MASSAD, E. A. **Pavement design and materials**. Hoboken: John Wiley & Sons. 2008. 542p.

PELISSON, N. D. et. al. **Avaliação de desempenho pelo MEPDG: o efeito da variação de espessuras de pavimentos flexíveis**. The Journal of Transport Literature. 20-24, 2015.

READ, J.; WHITEOAK, D. **The Shell Bitumen Handbook**. 5. ed. London Thomas Telford Publishing, 2003.

ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R.; LEE, D-Y; KENNEDY, T.W. **Hot mix asphalt materials, mixture, design and construction**. 2 ed. Laham: Napa Education Foundation, 1996.

ROHDE, L. **Estudo de misturas asfálticas de módulo elevado para camadas estruturais de pavimentos**. 2007. 250 F. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

SANTOS, J. P. **Análise de modelos reológicos viscoelásticos através de formulações mistas em elementos finitos**. 2008. 123F. Dissertação (Mestrado) Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SENÇO, W.. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. Volume 2, Ed. Pini, São Paulo, 2001.

SHRP. **Superior Performing Asphalt Pavements (SUPERPAVE): The Product of the SHRP Asphalt Research Program, Strategic Highway Research Program**, SHRP-A-410. Washington, DC. 1994a.

SHRP. **Weather Database for the SUPERPAVE Mix Design System**, Strategic Highway Research Program, SHRP-A-648. Washington, DC. 1994b.

SPECHT, L. P. **Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus**. 2004. 279f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

THEISEN, K. M.; **Estudo de parâmetros constitutivos extraídos de dados experimentais no comportamento de misturas asfálticas.** 2011. 312f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

VALKERING, C. P.; LANCON, D. J. L.; HILSTER, E. D.; STOKER, D. A. 1990, **Rutting resistance of asphalt mixes containing non-conventional and polymer modified binders.** Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 59, p. 590-609.

YEN T. F., **Asphaltene/Resin plus oil interconversion: an investigation into colloidal modelo f asphaltenes** – Proceedings of Workshop – The chemical components and structure of asphaltic materials. 1991. Rome.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T. et al. **Simple performance test for SUPERPAVE mix design.** National Cooperative Highway Research Program – NCHRP Report 465, Washington, D. C., EUA. 2002.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. **Principles of Pavement Design.** New York: John Wiley & Sons Inc., ed. 2, 1975. 711p.

**ANEXO 1 – ARTIGO PUBLICADO NA 45^A REUNÃO ANUAL DE
PAVIMENTAÇÃO EM BRASÍLIA – DF EM SETEMBRO DE 2016**

Disponível em: <http://www.rapvenacor.com.br/anais/Ordem%202013%20Artigo%209967.pdf>

ESTUDO DO COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO DE CONCRETOS ASFÁLTICOS CONVENCIONAIS E MODIFICADOS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DE ANÁLISE DE DESEMPENHO

*Daiana Frank Bruxel¹, Luciano Pivoto Specht², Thiago Vitorelo³, Fábio Hirsh⁴, Kelli Mallmann⁵,
Lélio Brito⁶*

RESUMO

O transporte rodoviário é de grande importância para muitos países, no Brasil isso pode ser ainda mais extremo, pelo excesso de movimentação das cargas através deste modal. Sabe-se que os custos de manutenção das rodovias são elevados, forçando os pesquisadores a encontrar sempre novas alternativas para melhorar o aproveitamento dos materiais, diminuir o consumo de energia, agilizar as intervenções de restauração, entre outros. O objetivo do presente trabalho é avaliar o comportamento de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros quanto à resistência e deformabilidade. Para este estudo foi utilizado um esqueleto mineral agregado britado de origem vulcânica com granulometria enquadrada na Faixa C do DNIT, advindos da pedreira de Santo Antônio da Patrulha, RS. Foram utilizados 4 tipos de ligantes asfálticos, o CAP 50/70, o CAP TLA, o CAP 60/85 e o TLA FLEX. A dosagem e compactação foram feitas segundo a metodologia SUPERPAVE. Foram realizados ensaios para verificação do comportamento mecânico (ensaio de Módulo Dinâmico Uniaxial) e posteriormente realizada uma análise desempenho das misturas estudadas através do software AASHTOWare. A partir destas investigações foi possível verificar o comportamento das misturas estudadas quanto a sua resistência, deformabilidade e principalmente quanto ao seu desempenho. Pode-se afirmar que a escolha da mistura a ser utilizada dependerá do cumprimento de uma série de quesitos de projeto. Os ensaios evidenciaram que as misturas com TLA Flex obtiveram os melhores resultados, fato este que foi confirmado através da análise de desempenho que comprovou que esta mistura, com espessura de 18 cm de revestimento cumpre com todos os requisitos de projeto.

Palavras-chave: Pavimentos, Misturas Asfálticas, Módulo Dinâmico, Asfaltos Polímero.

ABSTRACT

Road transport is of great importance for many countries, in Brazil it can be even more extreme, by excessive movement of cargo through this modal. We know that the maintenance costs of roads are high, forcing researchers to find always new alternatives to improve the use of materials, reduce energy consumption, speed up restoration interventions, among others. The goal of this study is to evaluate the behavior of conventional asphalt mixtures of polymers and modified for resistance and deformability. For this study, we used a crushed mineral aggregate skeleton of volcanic origin with framed particle size in the range of C DNIT, coming from the quarry of Santo Antonio da Patrulha RS. 4 types of asphalt binders were used, the CAP 50/70, the TLA CAP, the CAP 60/85 and the TLA FLEX, and the latter two are modified polymers. Compression was done according to Superpave methodology. Tests were carried out to check the mechanical behavior (Dynamic Module test Uniaxial) and later held one performance analysis of mixtures studied by AASHTOWare software. From these investigations it was possible to verify the behavior of the mixtures studied for their resistance, deformability and especially as its durability. It can be said that the choice of the mixture to be used will depend on its applicability. The tests showed that mixtures with TLA Flex achieved the best results, a fact that was confirmed by performance analysis that demonstrated the mixture of TLA Flex with a thickness of 18 cm coating meets all requirements evaluated.

Keywords: pavement, asphalt mixes, complex modulus, modified asphalt.

¹Professora da Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí-RS. E-mail: daiabruzel2@gmail.com

² Professor da Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria - RS. E-mail: luspicht@gmail.com

³ Concepá – Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre. Porto Alegre- RS. E-mail: thiago@triunfoconcepá.com.br

⁴ Concepá – Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre. Porto Alegre- RS. E-mail: fabio.hirsch@triunfoconcepá.com.br

⁵ Concepá – Concessionária da Rodovia Osório-Porto Alegre. Porto Alegre- RS. E-mail: keli.mallmann@triunfoconcepá.com.br

⁶ Professor da Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. Porto Alegre - RS. E-mail: lelio.brito@pucrs.br

INTRODUÇÃO

O pavimento é uma estrutura constituída por camadas de materiais capazes de suportar a ação danosa do tráfego e do meio ambiente. O desempenho de um pavimento está relacionado a um

complexo conjunto de fatores, dentre eles as propriedades físicas e mecânicas dos materiais das camadas que o constituem.

As misturas asfálticas são utilizadas na estrutura de pavimentos visando proteger as camadas granulares subjacentes do efeito da umidade e de tensões elevadas resultantes das cargas transferidas ao pavimento pelo tráfego. Para desempenhar adequadamente estas funções ao longo da vida útil do pavimento, a mistura asfáltica deve resistir às solicitações impostas pelo tráfego que, somadas às condições ambientais, podem causar processos de degradação no pavimento, como deformações permanentes e trincamento.

A distribuição de esforços no interior da estrutura condiciona as tensões críticas que levam o pavimento a um estado de degradação última; por fadiga, com solicitações ou tensões/deformações nas camadas asfálticas e cimentadas e de compressão/cisalhamento nas camadas granulares e/ou coesivas. Tal distribuição, para uma dada situação de carregamento, depende da rigidez das camadas, que por sua vez é influenciada pelas condições de carregamento como magnitude das cargas e velocidade de passagem das mesmas e ambientais, como temperatura e umidade.

Muitas vezes as propriedades conferidas ao pavimento por um ligante asfáltico convencional não são suficientes para garantir um bom desempenho, podendo ocorrer deterioração prematura da estrutura. Com base nisso a utilização de materiais poliméricos em asfaltos vem sendo utilizada para atender demandas especiais, em situações que exigem desempenho superior e durabilidade do revestimento, aliada a relação custo/benefício.

O asfalto é um material complexo, tanto sob a ótica da composição quanto de comportamento. Apresenta comportamento viscoelástico, caracterizado pela redução da rigidez sob longos períodos de carregamento ou altas temperaturas e comportamento elástico em situações inversas. Durante a vida útil do pavimento, as misturas asfálticas apresentam uma parcela viscosa e uma parcela elástica em resposta a solicitações do tráfego. As misturas asfálticas, por consequência, tem comportamento semelhante a este, de queda ou elevação da rigidez, dependendo da temperatura ou do tempo de aplicação de carga (ligada a velocidade operacional dos veículos).

Nos países do chamado primeiro mundo há uma preocupação efetiva com a melhoria da qualidade do pavimento rodoviário e com o aumento da vida útil das rodovias. Há cerca de trinta anos foi verificada que a adição de polímeros ao asfalto melhora consideravelmente suas propriedades, especialmente a resistência à fratura a baixas temperaturas e ao escoamento sob condições de aquecimento elevado.

A evolução das pesquisas permitiu aprofundar os conhecimentos e hoje já se tem informações mais precisas sobre o mecanismo de atuação dos polímeros como reforço das propriedades do ligante. Com base nestas informações, esta pesquisa tem como objetivo avaliar o comportamento de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros através da realização de ensaios que avaliam o comportamento viscoelástico, além de realizar, com os dados obtidos, uma análise de desempenho no atual método de dimensionamento da AASHTO, verificando quais misturas possuem melhor desempenho quanto à irregularidade longitudinal, deformação permanente e trincamento por fadiga.

METODOLOGIA

Tendo em vista os objetivos propostos para este trabalho, a metodologia empregada consistiu, num primeiro momento, na realização de dosagens de misturas asfálticas utilizando o compactador giratório Superpave (SGC). Para isso, selecionou-se agregados minerais de origem vulcânica, oriundos da Pedreira TRS, Santo Antônio da Patrulha – RS. Os agregados foram separados por peneiramento, sendo utilizada a proporção de 22% para brita $\frac{3}{4}$, 32% de brita $\frac{3}{8}$ e 46% de pó de pedra, sendo enquadrado na Faixa C – DNIT 031/2006-ES.

Utilizou-se 4 tipos de ligantes asfálticos: o CAP 50/70, o CAP TLA, o CAP 60/85 e o CAP TLA FLEX. A combinação de uma faixa granulométrica com 4 tipos de CAP resultou em 4 diferentes combinações, que compõem o universo principal de misturas asfálticas da pesquisa.

Com estas misturas asfálticas, foram realizados ensaios uniaxiais com diferentes temperaturas com varredura de frequências para determinação do módulo dinâmico (E*).

Os ensaios de módulo dinâmico foram realizados com 12 amostras de dimensões de 10x15 cm, sendo 3 amostras para cada ligante. Determinou-se o módulo complexo após aplicação de carga em altas e baixas frequências, nas temperaturas de 4°C, 20°C e 40°C. As frequências altas são: 25Hz, 10Hz e 5Hz; as baixas frequências são 1Hz; 0,5Hz e 0,1Hz. Realizou-se os ensaios utilizando-se uma prensa hidráulica MTS, da PETROBRAS/CENPES, seguindo os procedimentos da norma AASHTO T 311 – *Determining Dynamic Modulus of Hot-mix Asphalt Concrete Mixtures*.

Após os ensaios laboratoriais, realizou-se uma análise de desempenho pelo software *AASHTOWare*. O *AASHTOWare Pavement ME Design* é um software de dimensionamento de pavimentos, que se baseia no Guia AASHTO em uma metodologia mecânica-empírica. A partir dos resultados obtidos no *AASHTOWare Pavement*, é possível conduzir uma análise de sensibilidade para verificar os efeitos da variação dos parâmetros de projeto no comportamento dos pavimentos ao longo de sua vida útil (PELISSON *et. al.*, 2015).

A versão do software utilizado foi *AASHTOWare Pavement ME Design 2.1* do ano de 2014. No programa é feita a escolha do tipo de pavimento e os dados para sua caracterização, como vida útil de projeto, início e término da construção do pavimento e a data de abertura deste, justamente pelo fato do software levar em consideração os efeitos climáticos que o pavimento pode sofrer.

Empregaram-se os dados do tráfego da BR 116, obtidos por Klamt (2014) através da ECOSUL, na Praça de Bom Retiro, em Pelotas/RS. Para o cálculo dos valores de N, foi levado em consideração a taxa de crescimento determinada no trabalho de Klamt (2014) de 4,86% com um crescimento do volume de tráfego médio geométrico. Para as cargas por eixo foi ponderada a hipótese de que o carregamento por eixo se deu com 80,0% da frota com carga máxima no valor máximo estabelecido pelo CTB, e que os demais 20,0% de veículos trafegam vazios, se deslocando na busca de carga ou retornando para as bases de referência (LASTRAN, 2003).

O software permite que seja feita a escolha do local sobre o qual estará o pavimento, ou seja, é possível escolher as condições climáticas que estarão agindo sobre a estrutura. Para o trabalho foram utilizadas as condições da região de Savannah (Georgia) nos EUA. A escolha se deu pela indisponibilidade de dados nacionais e pela semelhança de clima com estado, em termos de temperatura e pluviometria.

O *AASHTOWare* permite 3 níveis de análise: o no nível 1 requer do projetista a obtenção de dados com maior acurácia, tais como, propriedades obtidas através de ensaios de laboratório, contagem do tráfego (volume e pesagens, levantamento deflectométrico com FWD e outros). Este nível pode ser utilizado para pistas experimentais ou para rodovias de alto volume de tráfego. O nível 2 é destinado a utilização em projetos correntes, requer ensaios, mas o uso de correlações é permitido. Correlações regionais entre propriedades dos materiais de pavimentação são aceitas. Possui moderado nível de confiança de desempenho. Já o nível 3 consiste de valores totalmente estimados. Na falta, adotam-se os oferecidos pelo próprio programa com base na experiência norte-americana. Apresenta o menor nível de confiança dos 3, devendo ser utilizado para rodovias de baixo volume de tráfego ou em anteprojeto.

Portanto, no nível 1 tem-se a probabilidade de ocorrer menos erros do que nos níveis 2 e 3. Desta forma o nível escolhido para entrada de dados está relacionado à precisão do projeto final. No caso desta pesquisa, foi possível realizar as análises pelos 3 níveis, possibilitando assim uma comparação dos resultados obtidos em cada nível.

Foram iniciados os dimensionamentos dos pavimentos a partir dos materiais e parâmetros que compõem a Tabela 01. Foi adotada a hipótese de não aderência entre as camadas do pavimento.

]

Tabela 47: Estrutura do pavimento para análise de desempenho

Camada	Material	Espessura (cm)	Módulo de Resiliência	Coeficiente de Poisson
Revestimento	CBUQ	10, 14 e 18	- ¹	0,30
Base	BGS	15	200	0,35
Sub Base	MS	16	300	0,35
Subleito	Solo	-	101	0,40

Nota ¹: o software utiliza o valor de E^* que pode ser calculado ou estimado, dependendo da disponibilidade de dados.

Para a análise houve alteração na espessura dos revestimentos, trabalhando com as espessuras de 10, 14 e 18 cm para cada um dos 4 ligantes, totalizando um total de 12 simulações para cada nível do programa. Para cada análise deve ser fornecido o valor do volume de vazios inicial (considerado como 7,0%) e o teor efetivo de ligante da mistura.

Na tabela 02 constam os dados informados para cada nível de análise no *AASHTOWare*.

Tabela 48: Dados informados no *AASHTOWare* por nível de análise

Nível de análise	Dados informados
1	Valores do E^* , PG, G^* e ângulo de fase
2	PG, G^* e ângulo de fase
3	PG

RESULTADOS

Módulo Dinâmico

As Figuras 01, 02 e 03 apresentam os resultados obtidos em função da temperatura de ensaio. Pode se observar na Figura 01 que os maiores valores encontrados foram para as misturas com o ligante TLA e os menores valores para as misturas com o CAP 60/85. Corroborando que para baixas temperaturas o CAP 60/85 tem um comportamento mais elástico, distribuindo melhor os esforços solicitados. A diferença de valores de MD foi de 50% entre as misturas.

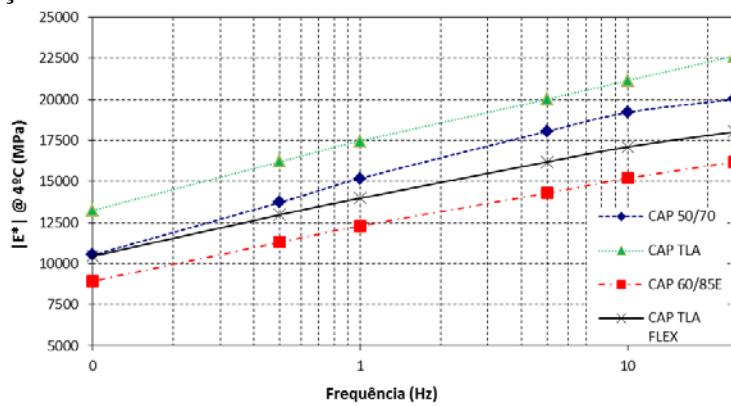


Figura 104. Resultados de E^* a 4°C

Para as misturas ensaiadas na temperatura de 20°C (Figura 02) ambas as misturas que contém ligante TLA garantiram os maiores valores, ficando a mistura com ligante 60/85 com os valores mais baixos, essa diferença de valores foi de 45%.

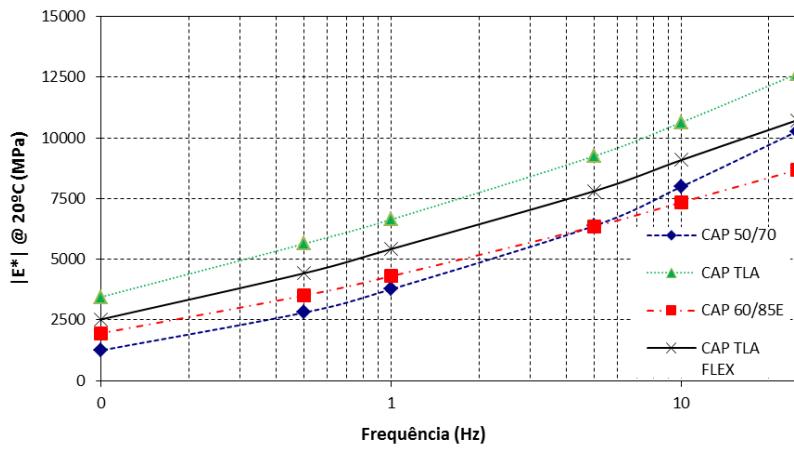


Figura 105. Resultados de E^* a 20°C

Para as misturas ensaiadas a 40°C (Figura 03) os maiores valores ficaram com as misturas de TLA Flex. Os valores mais baixos foram para as misturas com CAP 50/70. A diferença de valores foi de 53%.

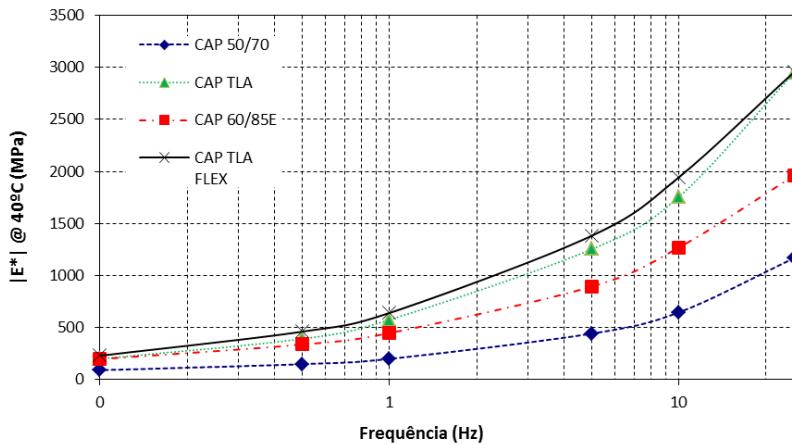


Figura 106. Resultados de E^* a 40°C

Nas Figuras 04, 05 e 06 estão apresentadas as curvas da relação ângulo de fase por frequência para cada frequência estudada.

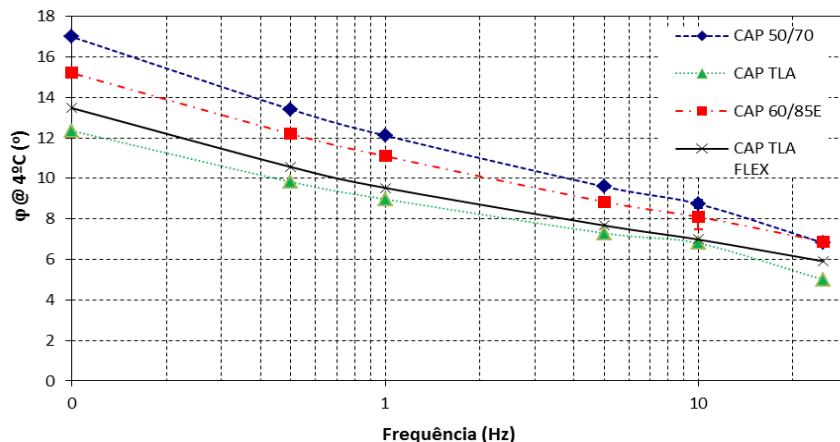


Figura 107. Ângulo de fase das misturas a 4°C

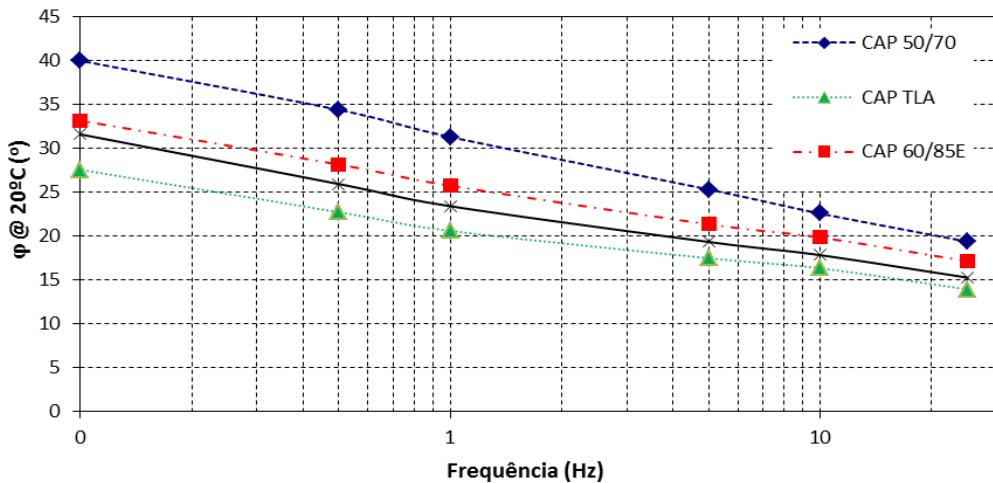


Figura 108. Ângulo de fase das misturas a 20°C

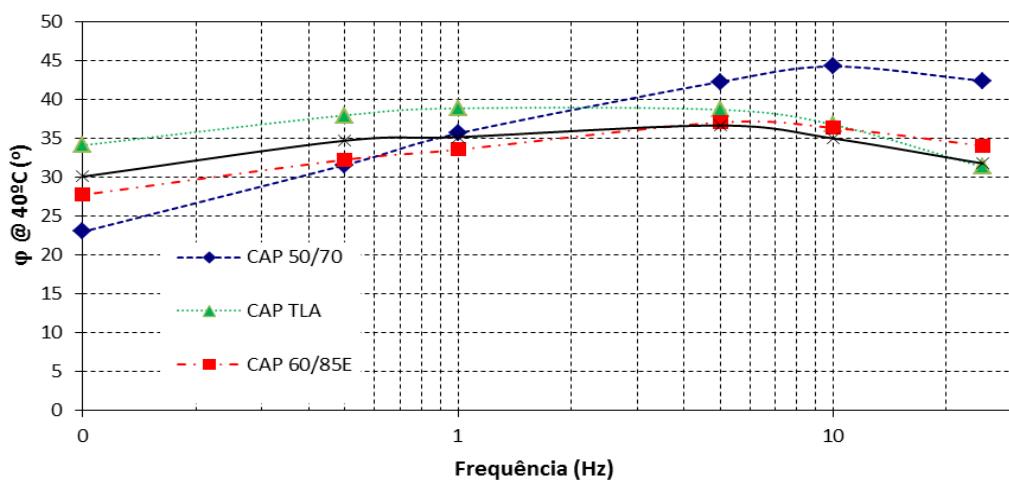


Figura 109. Ângulo de fase das misturas a 40°C

Com base nas figuras anteriores, o ângulo de fase diminui à medida que se aumenta a frequência do carregamento, mantendo-se a temperatura constante. Ainda em relação aos ângulos de fase, as misturas mais rígidas apresentaram os menores valores, o que era esperado, já que dissipam menos energia viscosa ao longo dos carregamentos.

Os resultados dos ensaios de módulo complexo mostram que à medida que se diminui a temperatura e aumenta à frequência, o módulo dinâmico se eleva. Através da análise comparativa das misturas asfálticas estudadas, os resultados deram o que já se esperava.

As Figuras 07 e 08 apresentam a representação gráfica dos resultados no espaço Cole-Cole e no Diagrama de Black. Na Cole-Cole é representada, em escala aritmética a parte real (E1) e imaginária ou de perda (E2). Nota-se, em geral, que os dados formam curvas de formato de semicírculo, como era de se esperar, e que a mistura convencional apresenta os maiores valores de E2 indicando mobilização do esqueleto mineral e dissipação de energia. As misturas com polímero SBS ficam no outro extremo, indicando maior capacidade de atenuação dos esforços pelo ligante.

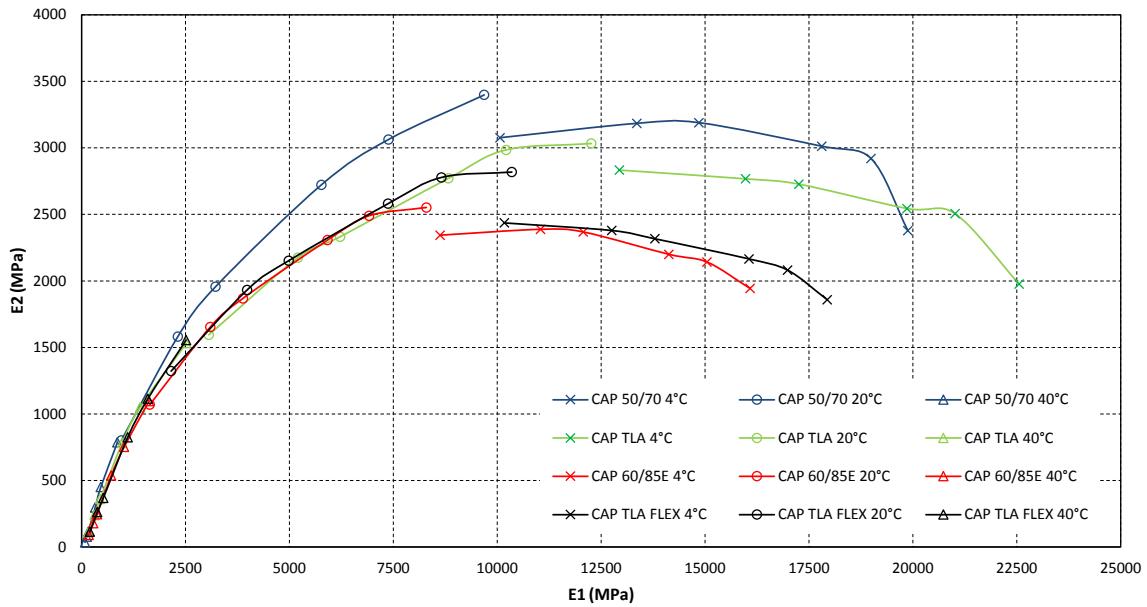


Figura 110. Espaço Cole-Cole para todas as misturas

A Figura 08 apresenta, para todas as misturas, a relação entre o módulo dinâmico e o ângulo de fase, para diferentes temperaturas. Através desta representação é possível visualizar a região dos módulos onde ocorre o acréscimo do ângulo de fase para condições de temperatura elevada (neste caso em 40°C). Pode ser observado que a mistura com ligante convencional apresenta os maiores valores de ângulo de fase, ou seja, apresenta uma parcela viscosa mais importante, em detrimento da parcela elástica. Pode-se, a partir daí, inferir (em relação as demais misturas estudadas) que este ligante apresentará em campo, maiores deformações plásticas que os demais. Novamente, no outro extremo, aparecem as misturas com ligante SBS que apresentam menores ângulos de fase para o mesmo módulo dinâmico. A mistura com ligante TLA apresenta comportamento intermediário.

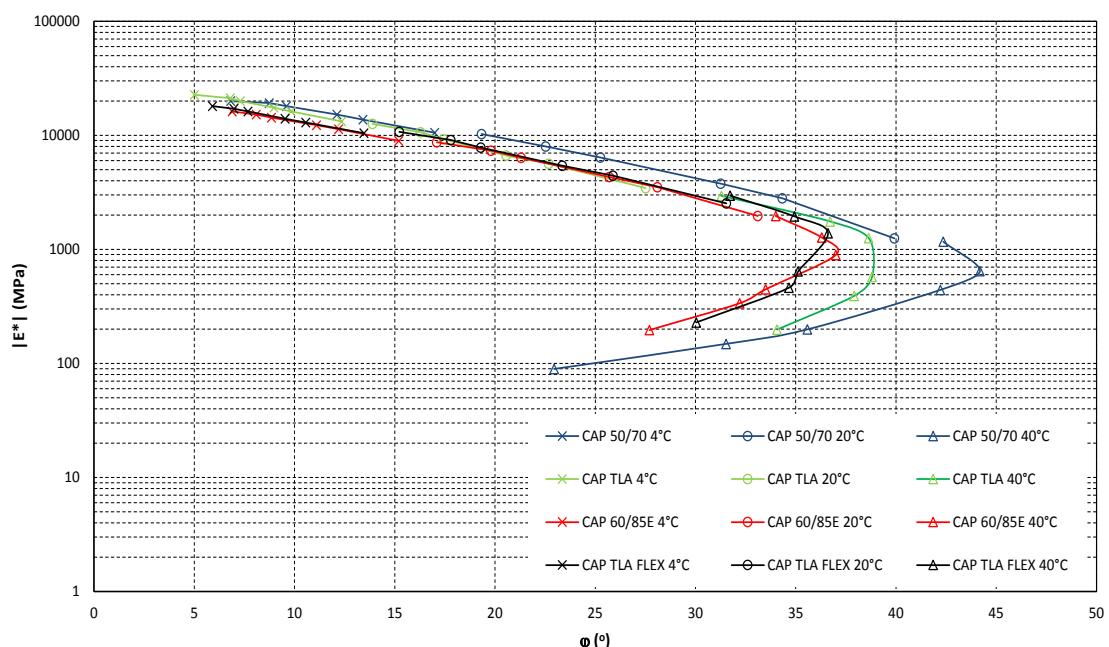


Figura 111. Diagrama de Black para todas as misturas

Tendo-se em vista o comportamento termoreologicamente simples das misturas asfálticas, a partir dos resultados dos ensaios de módulo dinâmico (módulo e ângulo de fase) foram construídas curvas mestras utilizando-se o princípio da superposição tempo-temperatura (t-TS). Tais curvas foram ajustadas ao modelo sigmoidal e os fatores de deslocamento (*shift factors*) em função da temperatura foram ajustados a um polinômio de segunda ordem.

Uma das grandes vantagens das curvas-mestras é possibilitarem a previsão dos valores de uma determinada propriedade reológica ao longo de uma gama de frequências mais ampla do que aquela que foi inicialmente utilizada nos ensaios, o que é desejável, não só porque a realização de ensaios numa gama alargada de frequências é um procedimento moroso, como também pelo fato de poderem existir algumas limitações nos equipamentos de medida (limites superiores e inferiores de frequência).

A Figura 09 apresenta o comparativo das curvas $\log a(T)$ nota-se que quanto mais próximos de zero forem os valores de cada mistura, menos suscetível a temperatura esta mistura é, pois tendem ter maior estabilidade. A mistura TLA Flex é a que aparece menos íngreme comprovando que este ligante melhora a suscetibilidade térmica da mistura.

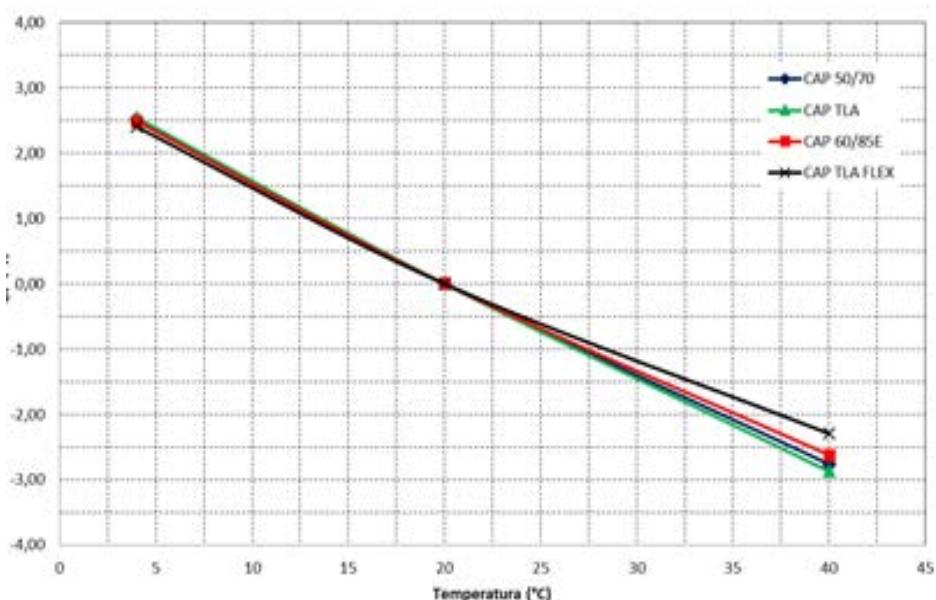


Figura 112. Comparação curva $\log a(T)$ para todas as misturas

A Figura 10 traz a comparação de todas as curvas mestras das misturas estudadas. As misturas 60/85 trabalham bem a altas frequências, mas seu desempenho piora nas frequências baixas, ou seja, seu maior potencial é para carregamentos altos ou temperaturas mais baixas, tendo bom potencial para fadiga.

Como pode ser visto na Figura 10, o MD cresce em função da frequência e este crescimento deve-se ao fato de que quando a frequência é aumentada existe um tempo menor em carga, não havendo tempo para manifestações de deformações viscoelásticas. Quando a frequência é muito alta, o MD atinge seu maior valor, pois só existem praticamente deformações elásticas no material. Quando a frequência é baixa, o tempo de carregamento é longo e as deformações viscoelásticas podem se manifestar em sua totalidade, provocando assim MD baixo. Para frequências muito baixas, o MD atinge seu menor valor, assim explicando o formato da curva mestra.

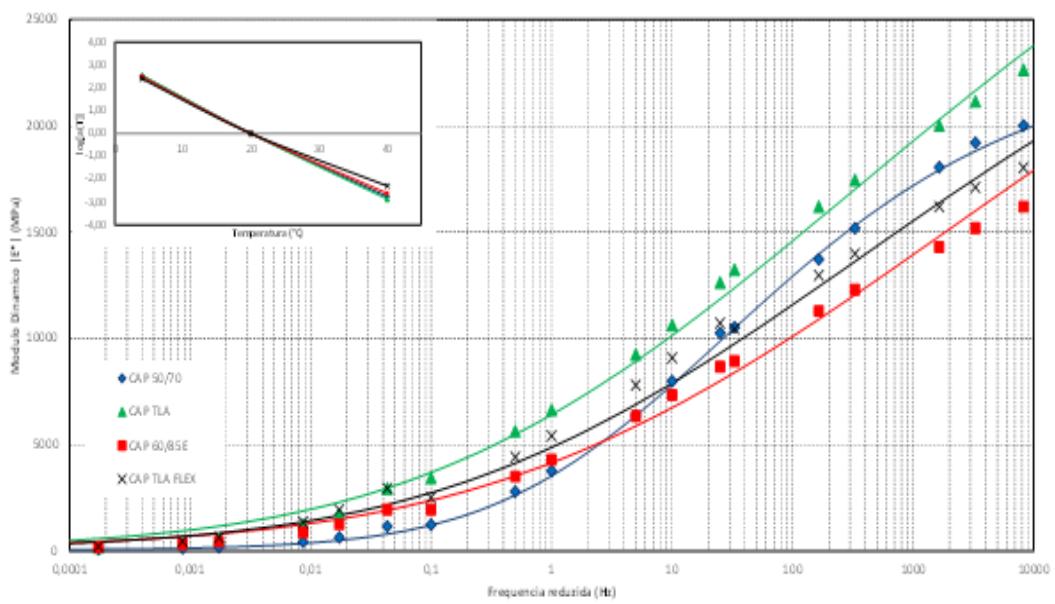


Figura 113. Comparação curva mestra para todas as misturas

Conforme esperado, o ligante asfáltico exerce forte efeito na rigidez das misturas. Nas temperaturas intermediárias, por exemplo, a diferença chega a ser maior do que 70% entre amostras nos extremos de rigidez. A mistura menos rígida – 60/85E, tem módulo dinâmico de aproximadamente 7350 MPa a 10 Hz e 20°C, enquanto que a mistura TLA – a mais rígida, tem módulo de 12632 MPa na mesma condição.

Por fim, a Figura 11 apresenta, para todas as misturas, a curva mestra do ângulo de fase, novamente pode ser observado que a mistura convencional possui maiores ângulos de fase e uma inversão de comportamento em uma frequência próxima de 0,02Hz enquanto que para as misturas modificadas esta inversão acontece mais à esquerda, indicando que o ligante consegue suportar as tensões e deformações até temperaturas mais elevadas. Na região à esquerda do pico o comportamento da mistura recebe forte influência do esqueleto mineral, pois para estas frequências (ou altas temperaturas) o ligante já não tem capacidade elástica.

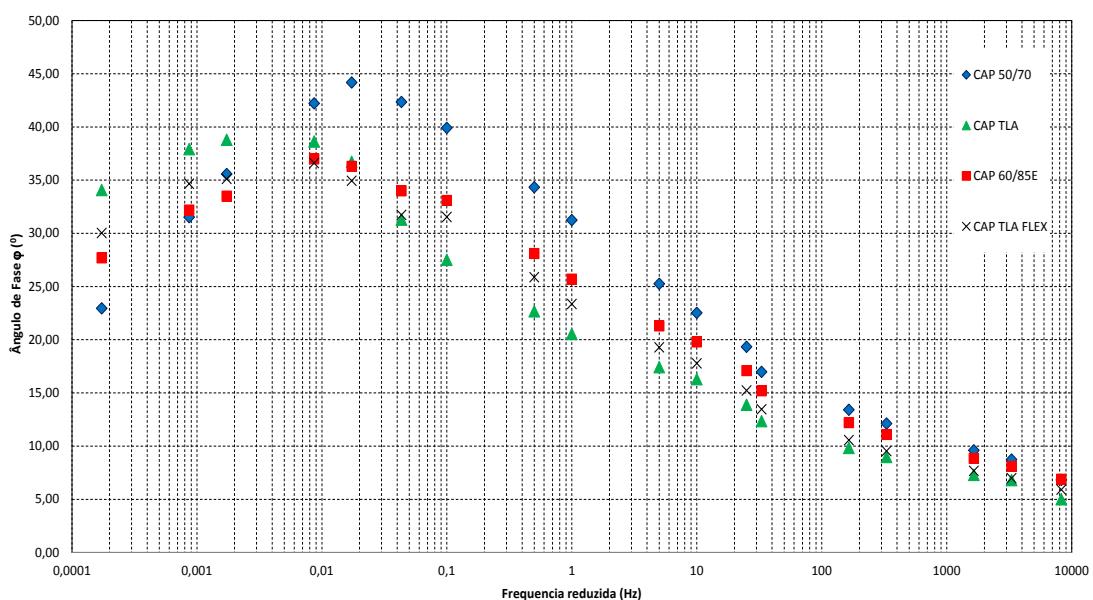


Figura 114. Comparação curva mestra do ângulo de fase para todas as misturas

Análise de Desempenho

As análises de desempenho foram executadas conforme descrito anteriormente e realizadas nos três níveis de análise que o software permite como pode ser visto a seguir.

Nível de análise 3

Realiza os cálculos de maneira totalmente empírica a partir da informação do PG do ligante. O nível de análise de desempenho 3 consiste de valores totalmente estimados e portanto tem o menor nível de confiança. Com base nestes seis critérios avaliados nenhuma das misturas seria considerada aceitável.

Na tabela 03, tem-se os resultados dos 4 critérios de ruptura mais importantes no Brasil para verificação da vida de projeto dessas misturas e a sua durabilidade em anos.

Tabela 49: Resultados da vida útil do pavimento em anos

Com base nesta comparação verifica-se que para a espessura de 18 cm as misturas de TLA Flex e 60/85 seriam aceitáveis e durariam os 10 anos previstos no projeto.

Nível de análise 2

Para este nível os cálculos são realizados a partir das informações do PG do ligante, G^* e ângulo de fase do ligante. Este nível de análise de desempenho requer valores de características dos ligantes utilizados, mas ainda permite o uso de correlações. Para as espessuras de revestimento de 10 e 14 cm nenhuma das misturas é adequada e suporta todos os defeitos para na vida de projeto. Para a espessura de 18 cm são aceitas as misturas de TLA e TLA Flex.

A Tabela 04 apresenta os resultados dos 4 critérios de ruptura mais importantes para no Brasil, quanto a verificacão da vida útil de projeto dessas misturas em anos.

Tabela 50: Resultados da vida útil do pavimento em anos

Nesta comparação admite-se que as misturas com TLA Flex seriam adequadas nas 3 espessuras estudadas e as misturas com TLA para as espessuras de 14 e 18 cm.

Nível de análise 1

Para este nível os cálculos são realizados a partir das informações do PG do ligante, G*, ângulo de fase e módulo dinâmico das misturas, não existem correlações empíricas e os dados são os mais fiéis. Este nível é o mais confiável, pois os cálculos são realizados com base nas informações dos ligantes e das misturas, reduzindo possíveis correlações ou cálculos empíricos. Nenhuma das amostras é considerada adequada para este nível de análise, quando levado em consideração os seis defeitos avaliados. Os critérios que menos são satisfeitos são os da deformação do revestimento e da fadiga de cima para baixo do revestimento.

Quando se compara o resultado da vida útil dos pavimentos em anos, levando em conta apenas os 4 critérios de ruptura mais importantes no Brasil, identificados na Tabela 05, observa-se que somente na espessura de 18 cm de revestimento teríamos uma mistura considerada aceitável, a mistura com TLA Flex que duraria os 10 anos de projeto da rodovia. Pode-se observar que a mistura com TLA quase atingiu os 10 anos de duração quanto ao critério de deformação permanente, o que garante a sua eficácia e que corrobora os resultados obtidos nos ensaios de módulo dinâmico e módulo de resiliência.

Tabela 51: Resultados da vida útil do pavimento em anos

Critérios de Ruptura	Espessura Revestimento											
	10 cm				14 cm				18 cm			
	Ligante											
	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85E	CAP TLA Flex	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85E	CAP TLA Flex	CAP 50/70	CAP TLA	CAP 60/85E	CAP TLA Flex
IRI	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
Deformação Permanente	1,75	3	2,5	4	3	6	5	7,5	5	9,75	8	10
Deformação por fadiga	4	5	5,25	5	10	10	10	10	10	10	10	10
Deformação Térmica	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
duração do pavimento em anos												

Comparando os resultados desse nível que é o mais confiável com os outros dois níveis avaliados, nota-se que somente a mistura com TLA Flex consegue a duração de projeto da rodovia para os 10 anos, ao contrário do nível 2 onde cinco estruturas/misturas eram consideradas aceitáveis, três delas sendo de TLA Flex nas diferentes espessuras e duas de TLA nas espessuras de 14 e 18 cm de revestimento.

Estes resultados corroboram os resultados obtidos nos ensaios de caracterização mecânica, a mistura que obteve os melhores resultados e que foi considerada menos suscetível a influência da temperatura e frequência foi a mistura de TLA Flex.

Nas Figuras 12, 13, 14 e 15 os dados da Tabela 5 estão apresentados para melhor visualização em forma de gráficos. O IRI e o trincamento térmico foram atendidos em todos os casos enquanto que o trincamento por fadiga é atendido para todas as misturas com 14cm e a deformação permanente é o parâmetro critico, só atendida com 18cm de revestimento. Vale mencionar que toda esta análise foi feita no intuito de comparar as misturas para um cenário de tráfego, um contexto estrutural e a luz dos modelos e calibrações da metodologia utilizada.

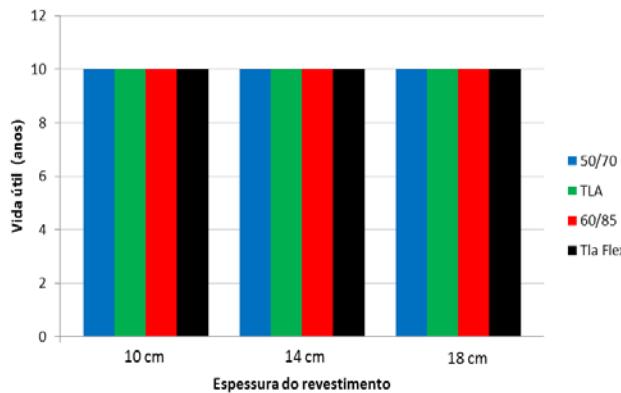


Figura 115. Duração do pavimento em anos tendo com critério o IRI

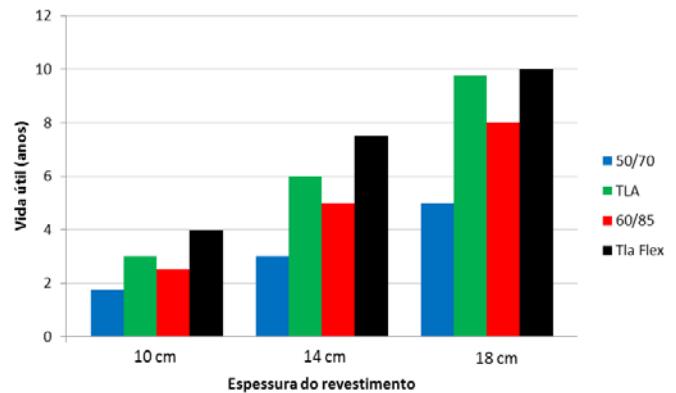


Figura 116. Resultados da Deformação Permanente Total em função da durabilidade do revestimento em anos

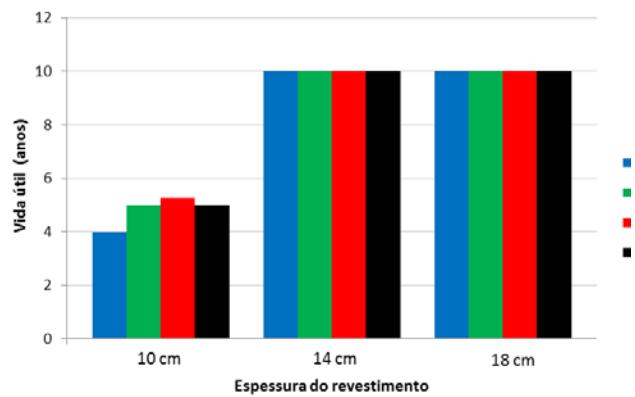


Figura 117. Resultados do Trincamento por Fadiga em função da durabilidade do revestimento em anos

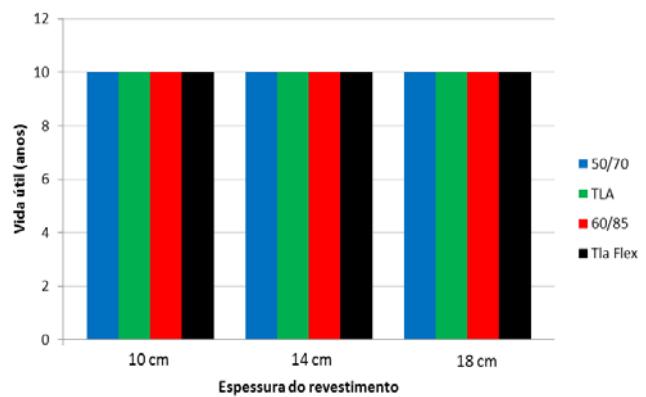


Figura 118. Resultados do Trincamento Térmico em função da durabilidade do revestimento em anos

Estes resultados demonstram o péssimo desempenho que as misturas com CAP 50/70, que é o ligante mais utilizado no país tiveram. No Brasil, a prática corrente utiliza na camada de revestimento a espessura de 12,5 cm e conforme observado nessas análises, na larga maioria dos casos, os melhores desempenhos foram obtidos com espessuras maiores que essa, comprovando assim a ineficácia de uma camada de revestimento mais esbelta.

CONCLUSÃO

Uma vez que esta pesquisa teve como objetivo avaliar o comportamento de misturas asfálticas convencionais e modificadas através da realização de ensaios mecânicos para a avaliação do comportamento quanto à rigidez e resistência das misturas, conclui-se que para os ensaios de módulo dinâmico, os resultados mostram que à medida que se diminui a temperatura e aumenta à frequência, o módulo dinâmico se eleva. O ângulo de fase diminui à medida que se aumenta a frequência do carregamento, mantendo-se a temperatura constante. O ligante asfáltico exerce forte efeito na rigidez das misturas. Nas temperaturas intermediárias, por exemplo, a diferença chega a ser maior do que 70% entre amostras nos extremos de rigidez. A mistura menos rígida – 60/85, tem módulo dinâmico de aproximadamente 7350 MPa a 10 Hz e 20°C, enquanto que a mistura TLA – a mais rígida, tem módulo de 12632 MPa na mesma condição.

O uso do software *AASHTOWare*, corroborou com os resultados da análise mecânica, demonstrando que as misturas com TLA Flex tiveram melhor desempenho, principalmente se

empregada numa camada de 18 cm de espessura. O software ainda indicou que os parâmetros mais críticos de ruptura de um pavimento são a deformação do revestimento e o trincamento de cima para baixo, parâmetros esses que foram satisfatórios apenas para a espessura de 18 cm, no nível de análise 2, que ainda utilizava correlações. A análise de desempenho deixou claro que uma maior espessura do revestimento garante a eficácia e vida útil do pavimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS

- AASHTO, 2005, **Determining Dynamic Modulus of Hot-mix Asphalt Concrete Mixtures**. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 311, Washington, D. C.
- DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Pavimentos Flexíveis: Concreto Asfáltico: Especificação de Serviço**. DNIT 031/2006 - ES. Rio de Janeiro, 2006.
- LASTRAN (Laboratório de Sistemas de Transporte, do Departamento de Engenharia de Produção e Transportes da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul). **A Influência do Tráfego de Composição de Veículos de Carga – CVC's sobre os Pavimentos das Rodovias do Rio Grande do Sul**. Relatório, v.1. DAER (Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem). 2003.
- PELISSON, Nayara Donelli; *et. al.* **Avaliação de desempenho pelo MEPDG: o efeito da variação de espessuras de pavimentos flexíveis**. The Journal of Transport Literature. 20-24, 2015.

**ANEXO 2 – APRESENTAÇÃO REALIZADA AO TÉCNICOS
DA ANTT NA SEDE DA CONCEPA**



Estudo Laboratorial do Módulo Dinâmico de Concretos Asfálticos Convencionais e Modificados



Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht
Porto Alegre, 29 de Fevereiro de 2016



- Nos países do chamado primeiro mundo há uma preocupação efetiva com a melhoria da qualidade do pavimento rodoviário e com o aumento da vida útil das estradas.
- Há cerca de trinta anos foi verificada que a adição de polímeros ao asfalto melhora consideravelmente suas propriedades, especialmente a resistência à fratura a baixas temperaturas e ao escoamento sob condições de aquecimento elevado.

REVISÃO DE LITERATURA

2.1. Ligantes Asfálticos

- 2.1.1. Composição Química
- 2.1.2. Especificação Brasileiras
- 2.1.3. Especificação Norte-Americana – SUPERPAVE
- 2.1.3.1. Métodos de envelhecimento dos ligantes
- 2.1.3.2. Testes de desempenho dos ligantes
- 2.1.4. Considerações acerca das especificações
- 2.1.5. Asfalto Natural de Trinidad & Tobago – Trinidad Lake Asphalt (TLA)
- 2.1.6. Asfaltos Modificados por Polímeros

2.2. Misturas Asfálticas

- 2.2.1. Dosagem de Misturas Asfálticas
- 2.2.2. Ensaios Mecânicos
- 2.2.2.1. Ensaio de Resistência a Tração por Compressão Diametral
- 2.2.2.2. Módulo de Resiliência
- 2.2.2.3. Módulo Dinâmico Uniaxial

- Trata-se de um método que abrange o dimensionamento de misturas asfálticas adaptadas aos requisitos de desempenho ditadas pelo tráfego e ambiente (clima).
- Facilita a escolha e a combinação do ligante asfáltico, agregado, e algum modificador necessário para alcançar o nível requerido do desempenho do pavimento.
- A metodologia inclui equipamentos de ensaios, métodos e critérios. A aplicação do sistema SUPERPAVE depende do volume de tráfego ou de outra forma de classificação funcional da rodovia.

INTRODUÇÃO

- O pavimento é uma estrutura constituída por camadas de materiais capazes de suportar a ação danosa do tráfego e do meio ambiente.
- O desempenho de um pavimento está relacionado a um complexo conjunto de fatores, dentre eles as propriedades físicas e mecânicas das camadas que o constituem.
- O asfalto é um material complexo, tanto sob a ótica da composição quanto de comportamento. Apresenta comportamento viscoelástico, caracterizado pela redução da rigidez sob longos períodos de carregamento ou altas temperaturas e comportamento elástico em situações inversas.
- Durante a utilização do pavimento, o asfalto apresenta uma parcela viscosa e uma parcela elástica em resposta a solicitações do tráfego. As misturas asfálticas, por consequência, têm comportamento semelhante a este, de queda ou elevação da rigidez, dependendo da temperatura ou do tempo de aplicação de carga (ligada a velocidade operacional dos veículos).

Objetivo geral

- O objetivo geral desta pesquisa é estudar o comportamento reológico, através do módulo dinâmico, de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros e TLA para fins de utilização como camada estrutural de pavimentos flexíveis.

Objetivos específicos

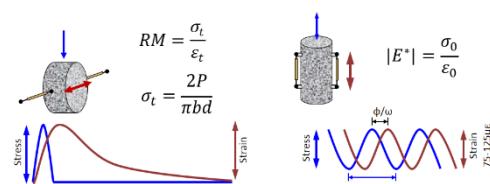
- realizar um levantamento bibliográfico sobre os temas que envolvem a pesquisa: ligantes asfálticos; dosagem de concretos asfálticos; comportamento reológico baseado em ensaios de laboratório (ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral e ensaios de módulo dinâmico uniaxial);
- estudar, em laboratório, dosagem de concretos asfálticos a partir da dosagem SUPERPAVE;
- estudar, a partir de ensaios laboratoriais, o comportamento reológico de quatro misturas em concretos asfálticos produzidos com ligante convencional e modificados através de ensaios de módulo dinâmico uniaxial.

• Método SUPERPAVE

- É a metodologia usada atualmente nas universidades e Departamentos de Estradas dos EUA.
- No Brasil este tipo de dosagem tem sido feito em centros de pesquisas e em algumas universidades federais.
- A Dosagem SUPERPAVE tem como diferença mais importante em relação ao Marshall o tipo de compactação: utiliza um compactador designado de giratório, que aplica energia por amassamento.
- Os parâmetros utilizados na operação do CGS são: ângulo de rotação de $1,25 \pm 0,02^\circ$; taxa de 30RPM; tensão de compressão aplicada ao CP durante a rotação de 600KPa e capacidade de reproduzir corpos de provas com diâmetro de 100mm e 150mm.

• Ensaios Mecânicos em Misturas Asfálticas para Análise do Desempenho

Ensaio de Resistência a Tração por Compressão Diametral (RT),
Módulo de Resiliência (MR),
Módulo Dinâmico Uniaxial (E*)



- **Módulo Dinâmico Uniaxial (E^*)**

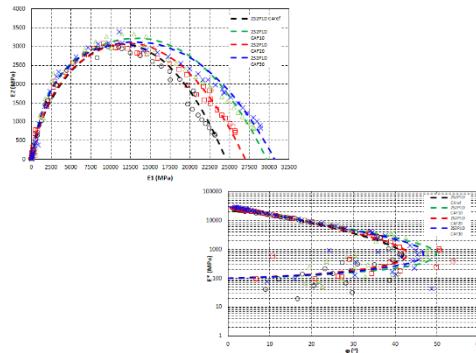
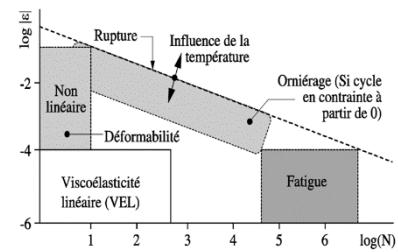
- Por definição, o módulo complexo, E^* , é um número complexo que relaciona tensão e deformação para materiais viscoelásticos sujeitos a carregamento senoidal aplicado num certo domínio de frequência.
- O ensaio é hoje conhecido como ensaio de Módulo Dinâmico (MD), de onde se extraem propriedades viscoelásticas como módulo dinâmico $|E^*|$ e o ângulo de fase (AF).
- Duas normas americanas podem ser usadas para a realização do ensaio: AASHTO T 342/2011 e ASTM D 3497.
- A execução do ensaio em várias frequências resulta não somente em parâmetros, mas sim numa curva como resultado do ensaio.
- Se esta curva é feita para diferentes temperaturas, a união destas curvas resulta numa curva mestra do material em função da frequência reduzida, sendo um importante instrumento na caracterização de misturas asfálticas para o dimensionamento e análise de pavimentos

Test	Princípio	Shape factor ^a	Referência
Resistência dinâmica sob carregamento senoidal		$\frac{3}{2} \frac{1}{15}$	Ghosh (19)
Shear test		$\frac{1}{2}$	Pauly (19)
Concreto morto test		$\frac{3}{2} \frac{1}{15}$	Seeger (19)
Shear test		$\frac{3}{2}$	Lemaitre (20)
Shear test		$\frac{3}{2} \frac{1}{15}$	Pauly (19)
Shear test		$\frac{3}{2} \frac{1}{15}$	Pauly (19)
Shear test		$\frac{3}{2} \frac{1}{15}$	Pauly (19)
Shear test		$\frac{3}{2} \frac{1}{15}$	Pauly (19)
Shear test		$\frac{3}{2} \frac{1}{15}$	Pauly (19)

Ensaio homogêneos

Test	Princípio	Shape factor ^a	Referência
2 point bending		$\frac{1}{2} \frac{1}{2}$	Pauly (19)
2 point bending		$\frac{1}{2} \frac{1}{2}$	Pauly (19)
2 point bending		$\frac{1}{2} \frac{1}{2}$	Pauly (19)
Indirect tensile test		$\frac{1}{2} (1 + 0.27)$	Brown (21)
4 point bending		$\frac{1}{2} (1 + 0.27)$	Pauly (19)

Ensaio não homogêneos



Analogical 2S2P1D model
[Mangiafico, 2015]

2 Springs, 2 Parabolic elements, 1 Dashpot

[Olard and Di Benedetto, 2003; Di Benedetto et al., 2007]

$$E^*(i\omega\tau) = E_{00} + \frac{E_{00} - E_{00}}{1 + S(i\omega\tau)^2 + (i\omega\tau)^2 + (i\omega\tau)^2} \quad \tau_0 \text{ evaluated at } T_{ref}$$

$$\eta = (E_{00} - E_{00}) \frac{1}{2\pi}$$

$$a_T = \frac{\tau}{\tau_0}$$

METODOLOGIA DA PESQUISA

- Planejamento da pesquisa



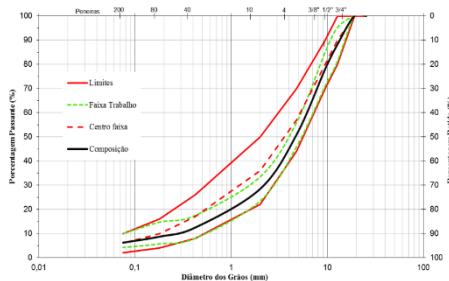


Figura 4: Gráfico da composição granulométrica do agregado ajustado à faixa 'C' do DNIT

Ligantes

- Para a presente pesquisa foram aproveitados quatro tipos de ligantes asfálticos, sendo eles:

CAP	Superpave PG	Traffic
54/70	58-16	Pesado (H)
ILA + SBS	76-10	Muito pesado (V)
SBS (polySBS)	87-22	Extremamente pesado (E)
TLA	70-22	5 (Pátria)

Tabela 1: Propriedades do CAP 50/70

Ensaios	Unidade	CAP 50/70
Penetração a 25°C, 5s, 100 g	0,1mm	62,00
Ponto de Amolecimento	°C	47,80
Ponto de Fulgor	°C	>236,0
Visc. Brookfield a 135°C, SP21, 20 RPM	cP	317,50
Visc. Brookfield a 150°C, SP21, 50 RPM	cP	150,50
Visc. Brookfield a 177°C, SP21, 100 RPM	cP	59,50
Densidade relativa a 20/4°C	Anotar	1,01
PG	-	58-16
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT		
	Temp (°C)	G* (KPa)
DSR	58	4,66
	64	1,98
	70	0,91
		87,98

Tabela 1: Propriedades do CAP 60/85

Ensaios	Unidade	CAP 60/85
Penetração a 25°C, 5s, 100 g	0,1mm	58,00
Ponto de Amolecimento	°C	64,00
Ponto de Fulgor	°C	268,00
Visc. Brookfield a 135°C, SP21, 20 RPM	cP	1020,00
Visc. Brookfield a 150°C, SP21, 50 RPM	cP	590,00
Visc. Brookfield a 177°C, SP21, 100 RPM	cP	186,00
Densidade relativa a 20/4°C	Anotar	1,01
PG	-	76-22
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT		
	Temp (°C)	G* (KPa)
DSR	70	7,01
	76	3,34
	82	1,9
		66,63

Propriedades dos Agregados

Propriedade	Norma	Graúdo	Míúdo
Absorção	DNER-ME 195/97	1,827	-
Massa específica real do grão	DNER-ME 195/97	2,828	2,597
Massa específica aparente do grão	DNER-ME 195/97	2,689	-
Desgaste ou perda à Abrasão	DNER-ME 035/98	10,26	-
Sanidade	DNER-ME 089/94	0,395	-
Equivalente de areia	DNER-ME 054/97	-	68,74
Unidade	DNER-ME 196/98	1,12	-
Índice de lamelaridade brita 3/4	DNER-ME 086/94	14	-
Índice de lamelaridade brita 3/8	DNER-ME 086/94	28,6	-

Tabela 1: Propriedades do CAP TLA

Ensaios	Unidade	CAP TLA
Penetração a 25°C, 5s, 100 g	0,1mm	43,00
Ponto de Amolecimento	°C	53,00
Ponto de Fulgor	°C	>235,00
Visc. Brookfield a 135°C, SP21, 20 RPM	cP	552,50
Visc. Brookfield a 150°C, SP21, 50 RPM	cP	258,00
Visc. Brookfield a 177°C, SP21, 100 RPM	cP	96,00
Densidade relativa a 20/4°C	Anotar	1,07
PG	-	70-22
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT		
	Temp (°C)	G* (KPa)
DSR	64	5,78
	70	2,52
	76	1,13
		87,58

Tabela 1: Propriedades do CAP TLA Flex

Ensaios	Unidade	CAP TLA Flex
Penetração a 25°C, 5s, 100 g	0,1mm	21,00
Ponto de Amolecimento	°C	65,00
Ponto de Fulgor	°C	>235,00
Visc. Brookfield a 135°C, SP21, 20 RPM	cP	1635,00
Visc. Brookfield a 150°C, SP21, 50 RPM	cP	783,00
Visc. Brookfield a 177°C, SP21, 100 RPM	cP	262,00
Densidade relativa a 20/4°C	Anotar	1,07
PG	-	76-10
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT		
	Temp (°C)	G* (KPa)
DSR	70	6,08
	76	4,78
	82	2,43
		79,11

Ensaios laboratoriais

Dosagem das misturas





Ensaios Mecânicos

- *Ensaios de Resistência a Tração por Compressão Diametral*

- CP's com 6,5 x 10 cm.



- *Ensaios de Módulo de Resiliência*

- O ensaio de módulo de resiliência é determinado através das prescrições da norma do DNER-ME 133/94 e ASTM D 4123:1982.
- Os ensaios serão realizados em 3 frequências diferentes: 25 Hz, 10 Hz e 5 Hz,
- E nas temperaturas de 10°C, 25°C e 35°C.

Tabela 1: Valores do Coeficiente de Poisson utilizados

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



- *Ensaios de Módulo Dinâmico Uniaxial*

Os ensaios de módulo dinâmico serão realizados com 12 amostras de dimensões de 10x15 cm, sendo 3 amostras para cada ligante.

Nas temperaturas de 4°C, 20°C e 40°C em diferentes frequências

O ensaios realizados com a deformação axial controlada entre 50 a 70 microstrains .

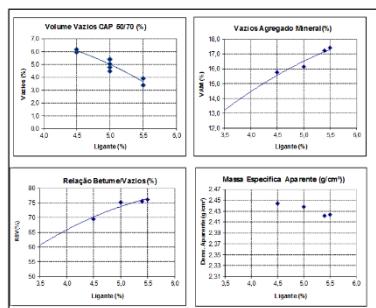
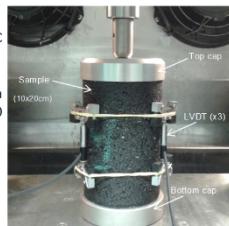


Figura 9: Parâmetros volumétricos do CAP 60/70

RESULTADOS

Dosagem

Parâmetros Volumétricos

Tabela 1: Resultados volumétricos das dosagens das misturas asfálticas com o Superpave

Ligante	Tetra Ligante (%)	VAM (%)	RBV (%)	RPB(%)	Tetra Efectiva de Ligante (%)
50/70	5,38	17,22	75,96	1,16	11,50
TLA	5,90	17,96	75,00	1,06	11,30
60/85	5,60	17,92	74,95	1,12	11,80
TLA FLEX	5,90	17,47	76,24	1,06	11,10



**ANEXO 3 – APRESENTAÇÃO REALIZADA NO WORKSHOP
DA ANTT EM BRASÍLIA**

ESTUDO LABORATORIAL DO MÓDULO DINÂMICO DE CONCRETOS ASFÁLTICOS CONVENCIONAIS E MODIFICADOS

Triunfo CONCEPA ANTT GEOPASSE LP Engenharia

Prof. Luciano Pivoto Specht

Introdução

- O pavimento é uma estrutura constituída por camadas de materiais capazes de suportar a ação danosa do tráfego e do meio ambiente.
- O desempenho de um pavimento está relacionado a um complexo conjunto de fatores, dentre elas as propriedades físicas e mecânicas das camadas que o constituem.
- O asfalto é um material complexo, tanto sob a ótica da composição quanto de comportamento. Apresenta comportamento viscoelástico, caracterizado pela redução da rigidez sob longos períodos de carregamento ou altas temperaturas e comportamento elástico em situações inversas.
- Durante a utilização do pavimento, o asfalto apresenta uma parcela viscosa e uma parcela elástica em resposta a solicitações do tráfego. As misturas asfálticas, por consequência, tem comportamento semelhante a este, de queda ou elevação da rigidez, dependendo da temperatura ou do tempo de aplicação de carga (ligada a velocidade operacional dos veículos).
- Há cerca de trinta anos foi verificada que a adição de polímeros ao asfalto melhora consideravelmente suas propriedades, especialmente a resistência à fratura a baixas temperaturas e ao escoamento sob condições de aquecimento elevado.

Objetivo geral

O objetivo geral desta pesquisa é estudar o comportamento realógico, através do módulo dinâmico, de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros e TLA para fins de utilização como camada estrutural de pavimentos flexíveis.

Os objetivos específicos são:

- realizar um levantamento bibliográfico sobre os temas que envolvem a pesquisa: ligantes asfálticos; dosagem de concretos asfálticos; comportamento realógico baseado em ensaios de laboratório (ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral de ensaios de módulo dinâmico uniaxial);
- estudar, em laboratório, dosagem de concretos asfálticos a partir da dosagem SUPERPAVE;
- estudar, a partir de ensaios laboratoriais, o comportamento realógico de quatro misturas em concretos asfálticos produzidos com ligantes convencionais e modificados através de ensaios de módulo dinâmico uniaxial.

Revisão de literatura

2.1 Ligantes Asfálticos

- 2.1.1 Composição Química
- 2.1.2 Especificações brasileiras
- 2.1.3 Especificação norte-americana – SUPERPAVE
- 2.1.4 Considerações de desenvolvimento das garantes
- 2.1.5 Teste de resistência ao escoamento dos ligantes
- 2.1.6 Considerações acerca das especificações
- 2.1.7 Asfalto natural de Trinidade & Tobago – Trinidac Lake Asphalt (TLA)
- 2.1.8 Asfaltos modificados por Polímeros

2.2 Misturas Asfálticas

- 2.2.1 Dosagem de Misturas Asfálticas
- 2.2.2 Ensaios Mecânicos
- 2.2.2.1 Ensaio de Resistência a Tração por Compressão Diametral
- 2.2.2.2 Módulo de Resiliência
- 2.2.2.3 Módulo Dinâmico Uniaxial

Método SUPERPAVE

- É a metodologia usada atualmente nas universidades e Departamentos de Estradas dos EUA.
- No Brasil este tipo de dosagem tem sido feito em centros de pesquisas e em algumas universidades federais.
- Serve para ligantes e misturas – tráfego e clima
- A Dosagem SUPERPAVE tem como diferença mais importante em relação ao Marshall o tipo de compactação: utiliza um compactador designado de giratório, que aplica energia por amassamento.
- Os parâmetros utilizados na operação do CG5 são: ângulo de rotação de 1,25 +/- 0,02°; taxa de 30RPM; tensão de compressão aplicada ao CP durante a rotação de 600KPa e capacidade de reproduzir corpos de provas com diâmetro de 100mm e 150mm.

Ensaios mecânicos

Ensaios homogêneo			Ensaios não homogêneo		
Ind	Pré-carga	Stress aplicado (kN)	Ind	Pré-carga	Stress aplicado (kN)
Teste de compressão diametral de ensaios de módulo dinâmico	0	$\frac{3}{16} \pi D^2$	Teste de resistência a tração por compressão diametral	40,5	$\frac{3}{16} \pi D^2$
Deformação total	0	$\frac{3}{16} \pi D^2$	Teste de resistência a tração por compressão diametral	40,5	$\frac{3}{16} \pi D^2$
Deformação de rotação	0	$\frac{3}{16} \pi D^2$	Teste de resistência a tração por compressão diametral	40,5	$\frac{3}{16} \pi D^2$
Deformação de rotação	0	$\frac{3}{16} \pi D^2$	Teste de resistência a tração por compressão diametral	40,5	$\frac{3}{16} \pi D^2$
Ind. resist. tensão	0	$\frac{3}{16} \pi D^2$	Teste de resistência a tração por compressão diametral	40,5	$\frac{3}{16} \pi D^2$
Ind. resist. tensão	0	$\frac{3}{16} \pi D^2$	Teste de resistência a tração por compressão diametral	40,5	$\frac{3}{16} \pi D^2$
Ind. resist. tensão	0	$\frac{3}{16} \pi D^2$	Teste de resistência a tração por compressão diametral	40,5	$\frac{3}{16} \pi D^2$
Ind. resist. tensão	0	$\frac{3}{16} \pi D^2$	Teste de resistência a tração por compressão diametral	40,5	$\frac{3}{16} \pi D^2$
Ind. resist. tensão	0	$\frac{3}{16} \pi D^2$	Teste de resistência a tração por compressão diametral	40,5	$\frac{3}{16} \pi D^2$

Ensaios mecânicos

Ensaios mecânicos

Ensaios Mecânicos em Misturas Asfálticas para Análise do Desempenho

- Ensaios de Resistência a Tração por Compressão Diametral (RT)
- Módulo de Resiliência (MR)
- Módulo Dinâmico Uniaxial (E*)

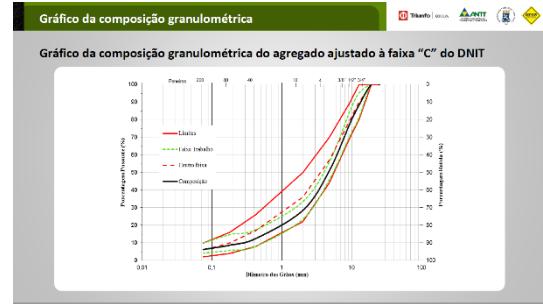
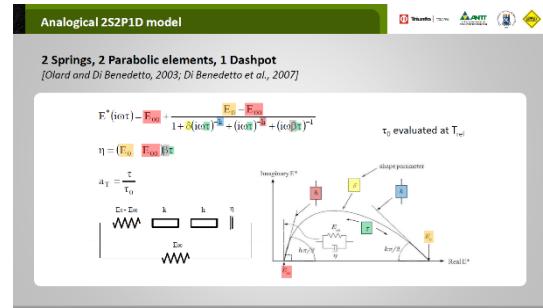
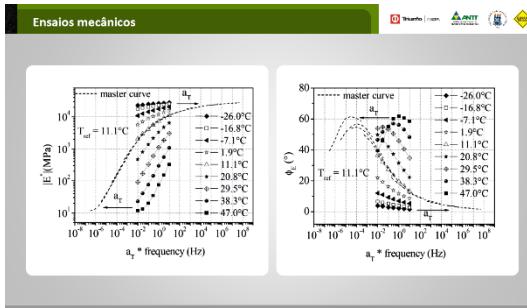
Ensaios mecânicos

Módulo Dinâmico Uniaxial (E*) - Complexo

- Por definição, o módulo complexo, E*, é um número complexo que relaciona tensão e deformação para materiais viscoelásticos sujeitos a carregamento senoidal aplicado num certo domínio de frequência.
- O ensaio é hoje conhecido como ensaio de Módulo Dinâmico (MD), de onde se extraem propriedades viscoelásticas como módulo dinâmico $|E^*|$ e o ângulo de fase (AF).
- Duas normas americanas podem ser usadas para a realização do ensaio: AASHTO T 342/2011 e ASTM D 3497.

Ensaios mecânicos

- A execução do ensaio em várias frequências resulta não somente em parâmetros, mas sim uma curva como resultado do ensaio.
- Se esta curva é feita para diferentes temperaturas, a união destas curvas resulta numa curva mestra do material em função da frequência reduzida, sendo um importante instrumento na caracterização de misturas asfálticas para o dimensionamento e análise de pavimentos.



Agregados		Yokneam	ANIT	CEMEX
Propriedade	Norma	Gravado	Mixado	
Absorção	DNER-ME 195/97	1.827	-	
Massa específica real do grão	DNER-ME 195/97	2.828	2.597	
Massa específica aparente do grão	DNER-ME 195/97	2.689	-	
Desgaste ou perda à Abrasão	DNER-ME 03/598	10,26	-	
Sanidade	DNER-ME 089/94	0,395	-	
Equivalente de areia	DNER-ME 054/97	-	68,74	
Umidade	DNER-ME 196/98	1,12	-	
Índice de lamelaridade bruta 3/4	DNER-ME 086/94	14	-	
Índice de lamelaridade bruta 3/8	DNER-ME 086/94	28,6	-	

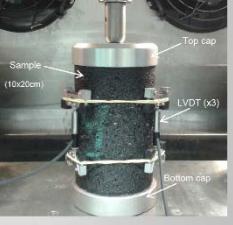


Ensaios de Módulo de Resiliência



Ensaios de Módulo Dinâmico Uniaxial

- Os ensaios de módulo dinâmico serão realizados com 12 amostras de dimensões de 10x15 cm, sendo 3 amostras para cada ligante;
- Nas temperaturas de 4°C, 20°C e 40°C em diferentes frequências;
- Os ensaios realizados com a deformação axial controlada entre 50 a 70 microstrains.

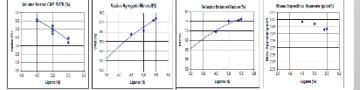


Resultados

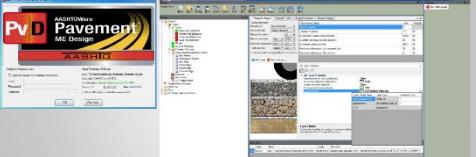
Dosagem
Parâmetros volumétricos

Tabela 1: resultados volumétricos das dosagens das misturas asfálticas com o Superpave

Ligante	Zeer Ligante (%)	1.432 (m ³)	2.011 (m ³)	2.291 (m ³)	2.500 (m ³)
50%	2,18	2,19	2,19	2,19	
70%	1,98	1,98	1,98	1,98	
80%5	1,80	1,70	1,65	1,60	
TLA FLEX	1,90	1,74	1,64	1,50	



AASHTOWare Pavement



Obrigado!

Triunfo | CONCEPA  **ANTT**   **D.D.D. Engenharia Ltda** 

Prof. Luciano Pivato Specht
lusprecht@gmail.com