

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS DO TIPO *LARGE STONE ASPHALT MIXTURE* (LSAM)**

IGOR AMORIM BEJA

ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO:
BRASÍLIA/DF: agosto/2020

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS DO TIPO *LARGE STONE ASPHALT MIXTURE* (LSAM)**

IGOR AMORIM BEJA

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

APROVADA POR:

MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)

MICHÉLE DAL TOÉ CASAGRANDE, Ph.D (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

KAMILA LIMA VASCONCELOS., Ph.D (Universidade de São Paulo)
(EXAMINADOR EXTERNO)

JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES, Ph.D (Universidade de Campina Grande)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 31 de agosto de 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

BEJA, IGOR AMORIM

Avaliação do comportamento mecânico de misturas do tipo *Large Stone Asphalt Mixture* (LSAM). [Distrito Federal] 2020

xvii, 153 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2020)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Palavras chaves:

1. *Large Stone Asphalt Mixture*
2. Módulo dinâmico, Ângulo de fase
3. Deformação permanente e relaxação.
4. Vida de fadiga
5. Análise numérica

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BEJA, I.A. (2020). Avaliação do comportamento mecânico de misturas do tipo *Large Stone Asphalt Mixture* (LSAM). Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 154 p.

CESSÃO DE CRÉDITOS

NOME DO AUTOR: Igor Amorim Beja

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Avaliação do comportamento mecânico de misturas do tipo *Large Stone Asphalt Mixture* (LSAM).

GRAU/ANO: Doutor/2020

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Igor Amorim Beja

Universidade de Brasília, Secretaria da Coordenação de Pós-Graduação em Geotecnia
Campus Darcy Ribeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Prédio SG-12,
Universidade de Brasília. CEP 70910-900 - Brasília, DF – Brasil

igorabeja@hotmail.com

DEDICATÓRIA

Este trabalho é dedicado à *Julianne* e *Apolo*, fontes do meu eterno amor e cuidado;
à minha mãe *Ana*, amor incondicional;
aos meus irmãos, *Vitor*, *Vinícius*, e *Louise*, força promotora de mudança interior;
ao meu pai *Jorge Luiz*;
e aos meus amores *Zezé* e *Orlando Soares (in memoriam)*, exemplos de vida.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a DEUS misericordioso por tudo o que passei em minha vida, por me manter vivo durante os anos em que atuei em longas viagens, incluindo no decorrer do curso, entre Brasília e São Paulo, e Brasília e Goiânia.

Eu gostaria, pelo ensejo de apresentar esta tese, de agradecer especialmente a pessoas que contribuíram de alguma forma para a promoção e realce, na sua elaboração:

Prontamente ao professor *Márcio Muniz de Farias* que aceitou em me orientar, tendo paciência e fino trato, além de servir como exemplo de pessoa e pesquisador, com aguçado intelecto para dirimir dúvidas no acompanhamento dos trabalhos.

Ao professor *John Kennedy Guedes Rodrigues*, fonte de estímulo e aconselhamentos no decorrer da minha vida profissional.

À professora *Liedi Legi B. Bernucci*, por disponibilizar seu laboratório e *staff* para a condução de parte dos experimentos, que certamente enobrecem o trabalho.

Aos amigos *Edson de Moura*, *Vanderley Dias*, *Robson Costa*, *Rodrigo Leandro*, *Kendi Sambonsuge* e *Erasmão*, fonte contínua de troca de conhecimentos, aprendizado e gracejos; que continuem sendo essas pessoas de luz que vocês são.

Aos professores *Luiz Guilherme Rodrigues de Mello*, *Michele Dal Toé Casagrande* e *Kamilla Lima Vasconcelos*, por suas valiosas contribuições à etapa da qualificação.

Ao amigo *Liosberg Medina García*, companheiro de Infralab, que sempre me apoiou com análises e censo crítico.

Ao amigo *Francisco Alva*, por suas recomendações e auxílios junto à modelagem numérica.

À técnica de laboratório *Amanda Assunção Rosa*, por seu suporte na condução dos experimentos.

Aos pesquisadores do Infralab *Juan*, *Letícia*, *Igor Rodrigues*, *Ju*, *Simone*, *Marcone*, *Rafael* e *Zé*, por nossas trocas de experiências e suporte mútuo no andamento dos trabalhos.

RESUMO

O uso de misturas asfálticas data do fim do século XIX, e ao longo das décadas seguintes sofreu evoluções técnica e teórica apoiado pelo dinamismo econômico e social. Tradicionalmente no Brasil têm-se utilizado misturas asfálticas com tamanho máximo nominal (TMN) de 9,5 mm, 12,5 mm e 19,0 mm. Projetos com diâmetros superiores ou iguais a uma polegada (25,4 mm) são considerados no EUA como *Large Stone Asphalt Mixture* (LSAM). Há relatos que este tipo de mistura é adequado ao combate da deformação permanente em caso de vias que demandam de tráfego pesado e que apresentam falência estrutural com esta característica. Neste contexto a presente pesquisa, avalia-se o comportamento mecânico de misturas com TMN igual a 25,0 mm em comparação com misturas de 19,0 mm. Três dosagens foram propostas de maneira a verificar seus efeitos inerentes aos parâmetros volumétricos. Ensaio como fluência estática, fluência dinâmica, deformação permanente por formação de trilha de roda francesa, módulo dinâmico, e resistência ao trincamento por vigota de quatro pontos foram utilizados para caracterização quanto ao comportamento mecânico da mistura. Uma modelagem numérica foi conduzida com base em método dos elementos finitos para verificar os efeitos dos comportamentos elástico linear e viscoelástico linear de ambas as misturas em estruturas típicas de pavimento, simuladas no contexto da realidade nacional. Os resultados apontam que o TMN possui efeitos quanto às características volumétricas e no campo das propriedades no regime da viscoelasticidade linear (módulo dinâmico, ângulo de fase e relaxação). As misturas avaliadas resistiram à deformação permanente quando ensaiadas sob fluência estática e dinâmica. Porém a mistura LSAM foi a única a resistir a esforços do afundamento de trilha de roda francesa. A mistura LSAM é suscetível ao trincamento por fadiga segundo a avaliação da mecânica da fratura e da teoria do dano contínuo. Entretanto, a mistura LSAM gerou menor deformação de tração horizontal, para as simulações numéricas com esforços dinâmicos. O modelo constitutivo viscoelástico linear do material, implica em menor magnitude de deformações de tração horizontal. O estudo reforça que as misturas do tipo LSAM são promissoras para o combate à deformação permanente, e objeto de pesquisa para futuros avanços associadas à mecânica dos pavimentos.

ABSTRACT

The utilization of asphalt mixtures came since 19th century and after several decades with economic and social grow in societies, the material has experienced technical development. In Brazil, the majority of asphalt mixtures was designed with nominal maximum aggregate size (NMAS) with 9,5 to 19,0mm. Projects with aggregate maximum size equal or upper to one inch are known as Large Stone Asphalt Mixture in the United States. Researches showed that this type of mixture improves rutting resistance and it is indicated to heavy-duty traffic. This research aims to evaluate the mechanical behavior of 25,0mm NMAS in comparison with a common asphalt mixture 19,0 mm NMAS, applied as binder in Brazil. Three different dosage procedures were promoted in order to verify the effects in volumetric parameters. Also the mechanical characterization was performed with several trial tests such as: static creep, dynamic creep, French wheel track device, dynamic modulus, and four-point bending fatigue test. Linear elastic and linear viscoelastic numerical approaches by finite element method were performed over typical Brazilian pavement structures. The NMAS affect the volumetric parameter and also influences the viscoelastic properties measured. Both mixtures resist to permanent deformation when measured by static and dynamic creep. However only LSAM mixtures resist to French wheel rutting analysis. The LSAM mixture is susceptible to fatigue cracking, as reported by fatigue mechanics and continuum damage mechanics analysis. On the other hand, the LSAM mixtures results in lesser horizontal tensile strain and it is associated with constitutive behavior measured in laboratory, which generates a lesser damage rate, by numerical approaches. The research confirms that the LSAM mixtures type could solve rutting problems, and is an interesting material for future research to access advances in pavement mechanics.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS	xv
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Objetivos gerais.....	6
1.2. Objetivos específicos.....	7
1.3. Justificativas	7
1.4. Estrutura da tese	9
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	10
2.1. Histórico das misturas LSAM	10
2.2. Dosagem de misturas asfálticas.....	15
2.2.1. Compactação Marshall	19
2.2.2. Compactação por cisalhamento giratória	20
2.2.3. Compactação por rolagem	22
2.3. Estrutura interna das misturas asfálticas	23
2.4. Caracterização da resposta mecânica das misturas asfálticas	32
2.4.1. Viscoelasticidade	33
2.4.2. Complância e relaxação.....	34
2.4.3. Rigidez.....	38
2.4.4. Vida de fadiga.....	45
2.4.5. Deformação permanente acumulada	53
2.5. Análise estrutural de pavimento	57
3. METODOLOGIA.....	66
3.1. Dosagem.....	69
3.2. Caracterização do comportamento mecânico.....	70
3.2.1. Parâmetros do regime da viscoelasticidade-linear.....	71
3.2.2. Avaliação da deformação permanente.....	73
3.2.3. Análise da vida de fadiga.....	75

3.3.	Análise estrutural de pavimento	77
4.	RESULTADOS	80
4.1.	Caracterização dos materiais	80
4.2.	Parâmetros volumétricos de dosagem	84
4.3.	Propriedades viscoelásticas lineares.....	89
4.3.1.	Influência do tipo de carregamento	90
4.3.2.	Efeito da variação do teor de ligante	95
4.3.3.	ANOVA fatorial	99
4.4.	Estudo da deformação permanente	102
4.4.1.	Fluência estática	102
4.4.2.	Fluência dinâmica.....	104
4.4.3.	Afundamento de trilha de roda	107
4.5.	Estudo da Fadiga	110
4.6.	Simulação numérica das respostas estruturais	115
4.6.1.	Análise elástico linear.....	118
4.6.2.	Análise viscoelástica linear	120
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	130
5.1.	Dosagem e volumetria.....	130
5.2.	Propriedades do regime viscoelástico linear	131
5.3.	Resistência à deformação permanente	132
5.4.	Comportamento quanto ao trincamento por fadiga.....	133
5.5.	Modelagem numérica de pavimentos típicos	134
5.6.	Sugestões de futuras pesquisas.....	135
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	137
	ANEXO	147

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – <i>Timeline</i> do avanço das tecnologias misturas asfálticas	4
Figura 1.2 – Resumo percentual de respostas ao questionário NCHRP.....	5
Figura 2.1 – Universo de granulometrias de LSAM investigadas em pesquisas e trabalhos de departamentos de transportes.....	14
Figura 2.2 – Relação TMN vs. teor de ligante de projeto	19
Figura 2.3 – Programa de passagem de rodas via compactador LCPC.....	23
Figura 2.4- Curva de densidade máxima, SPV 25 mm (AI, 2014)	26
Figura 2.5- Parâmetros de empacotamento de misturas LSAM observados em literatura	30
Figura 2.6 - Parâmetros de densificação abordados à luz da compactação CCG.....	32
Figura 2.7 – Representação esquemática das funções hereditárias no tempo	37
Figura 2.8 – Representação da deformação sobre tensão no domínio dos carregamentos harmônicos ou senoidais.....	39
Figura 2.9 – Seção representativa de um material danificado em tração uniaxial	47
Figura 2.10 – Relação da base teórica do modelo VEPDC (KIM, 2009)	49
Figura 2.11 – Resumo de resultados dos ensaios de <i>creep</i> estático e <i>creep</i> dinâmico...	55
Figura 2.12 – Avaliação mecânica-empiricista de pavimentos	57
Figura 2.13 – Equações da elasticidade para tensões e deslocamentos (BURMISTER, 1945).....	58
Figura 2.14 – Domínio teórico em MEF de um pavimento em 2D.....	60
Figura 3.1 - Metodologia de pesquisa	66
Figura 3.2 – Lâminas delgadas (superior) e seção polida (inferior), amostras preparadas para o MEV (figura à esquerda); imagem em tons de cinza com coleta de amostras (EDS Spot's, figura à direita)	68
Figura 3.3 – Preparo dos testemunhos para estimar as propriedades viscoelásticas lineares	72
Figura 3.4 – Fluxograma de modelagem da relaxação	73
Figura 3.5 – Testemunhos produzidos para caracterização da deformação permanente.75	
Figura 3.6 – Preparo e ensaio dos testemunhos para vida de fadiga	76
Figura 3.7 – Fluxograma para estimativa da curva característica das misturas	77
Figura 3.8 – Estruturas tipo desenvolvidas para análise estrutural da pesquisa	78

Figura 4.1 – Caracterização do agregado quanto a sua natureza química – MEV por EDS	81
Figura 4.2 - Curvas granulométricas dos materiais dosados: (i) LSAM SPV 25 mm, e (ii) SPV 19 mm.....	82
Figura 4.3 – Curva mestra do CAP 30/45 utilizado	83
Figura 4.4 – Parâmetros volumétricos de dosagem mistura LSAM: V_{ar} , VAM , G_{mb} e RBV	85
Figura 4.5 – Parâmetros volumétricos de dosagem mistura SPV 19 mm: V_{ar} , VAM , G_{mb} e RBV	86
Figura 4.6 – Parâmetros de compactação por cisalhamento giratório: CDI e TDI vs. teor	88
Figura 4.7 – Média e desvio padrão E^* : influência do tipo de carregamento no ensaio .	91
Figura 4.8 – Curva mestra média de E^* : influência do tipo de carregamento no ensaio	92
Figura 4.9 – Média e desvio padrão de φ : influência do tipo de carregamento no ensaio	93
Figura 4.10 – Curva mestra média de φ : influência do tipo de carregamento no ensaio	94
Figura 4.11 – Curva mestra média E^* : efeito da variação do teor	96
Figura 4.12 – Curva mestra média de φ : efeito da variação do teor.....	97
Figura 4.13 – Função relaxação: efeito da variação do teor	98
Figura 4.14 – Fluência estática: (i) deformação vs. tempo, (ii) ε_p vs. log tempo (em escala log).....	103
Figura 4.15 – Fluência dinâmica	105
Figura 4.16 – <i>Flow number</i> , F_N	105
Figura 4.17 – Resultado da ATR francesa: (i) LSAM, e (ii) SPV 19.....	109
Figura 4.18 – Correlação entre $ E^* $ vs. F_N para a temperatura de 37°C.....	110
Figura 4.19 – Número de ciclos a fadiga vs. tensão máxima solicitante.....	111
Figura 4.20 – Construção das funções de transferência para as misturas estudadas	112
Figura 4.21 – Curva característica da mistura LSAM para diferentes níveis de deformação (temp. = 21°C; 10Hz)	113
Figura 4.22 – Curva característica da mistura SPV 19 para diferentes níveis de deformação (temp. = 21°C; 10Hz)	113
Figura 4.23 – Curva característica de ambas as misturas para diferentes níveis de deformação (temp. = 21°C; 10Hz)	114
Figura 4.24 – Domínios testados: (i) 3D cúbico, (ii) 3D cilíndrico, e (iii) axissimétrico	116

Figura 4.25 – Estudo de convergência de domínio	117
Figura 4.26 – Modelo axissimétrico: (i) geometria dos modelos, (ii) montagem; (iii) malha	117
Figura 4.27 – Tensão de compressão no topo do subleito e deformação na fibra inferior do revestimento da estrutura 1	119
Figura 4.28 – Tensão-deformação de tração horizontal a 120 mm, estrutura 1	121
Figura 4.29 – Relação tensão-deformação de tração horizontal a 120 mm, estrutura 1	122
Figura 4.30 – Deflexão recuperável de topo, estrutura 1	122
Figura 4.31 – Tensão-deformação de compressão vertical, estrutura 1	123
Figura 4.32 – Efeito da velocidade na deformação de tração horizontal	124
Figura 4.33 – Efeito da velocidade na tensão de tração horizontal	125
Figura 4.34 – Efeito da velocidade de carregamento na deformação de compressão vertical	126
Figura 4.35 – Efeito da velocidade de carregamento na deflexão máxima de superfície	127
Figura 4.36 – Efeito da relação constitutiva na deflexão máxima de superfície	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Densidade de investimentos (\$/km ²)	2
Tabela 2.1 - Número de giros em função do tráfego atuante e características da via (AI, 2014).....	21
Tabela 2.2 - Requisitos técnicos quanto à volumetria para estimativa do teor de ligante (AI, 2014)	24
Tabela 2.3 – Peneiras de controle <i>PCS</i> , <i>SCS</i> e <i>TCS</i> para misturas LSAM.....	28
Tabela 2.4 – Limites recomendáveis de <i>CA</i> , <i>FAC</i> e <i>F_{Af}</i> para misturas LSAM (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002).....	29
Tabela 2.5 - Parâmetros <i>CDI</i> e <i>TDI</i> segundo Faheem & Bahia (2004).....	32
Tabela 2.6 – Modelos matemáticos genéricos das funções compliância e relaxação	36
Tabela 2.7 – Modelos matemáticos genéricos das funções compliância e relaxação	37
Tabela 2.8 – Modelagem da rigidez no domínio do tempo ou frequência: módulo dinâmico	42
Tabela 2.9 – Fator de forma e fator de massa em função do tipo de ensaio.....	44
Tabela 2.10 – Ensaio que estabelecem parâmetros índices para qualificar os materiais e correlacionar com a deformação permanente	56
Tabela 4.1 – Caracterização físico-química dos agregados.....	81
Tabela 4.2 – Relações de travamento granulométrico das misturas.....	82
Tabela 4.3 – Caracterização física do ligante 30/45	83
Tabela 4.4 - Parâmetros volumétricos de dosagem LSAM e SPV 19mm para 5% de <i>V_{ar}</i>	86
Tabela 4.5 - <i>Locking Point</i>	87
Tabela 4.6 – <i>V_{ar}</i> final dos testemunhos dosados para ensaios mecânicos	89
Tabela 4.7 – Coeficientes em termos de décadas de tempo da série de Prony para 15 termos	97
Tabela 4.8 – Funções <i>G(t)</i> e <i>K(t)</i> com base em <i>E(t)</i> : (i) LSAM – 4,0%, (ii) SPV 19 – 4,0%	99
Tabela 4.9 – <i>p-value</i> resultante da ANOVA fatorial para módulo dinâmico: influência do tipo de ensaio e tipo de mistura	100
Tabela 4.10 – <i>p-value</i> resultante da ANOVA fatorial para ângulo de fase: influência do tipo de ensaio e tipo de mistura	101
Tabela 4.11 – Parâmetros <i>a</i> e <i>b</i> obtidos referentes a regressão	103

Tabela 4.12 – Coeficientes de ajuste do modelo: A , B , C , e D	107
Tabela 4.13 – Avaliação global da suscetibilidade à deformação permanente	110
Tabela 4.14 – Parametrização dos problemas estático e dinâmico.....	115
Tabela 4.15 – Verificação da precisão do modelo.....	119
Tabela 4.16 – Resultados dos pontos críticos no revestimento: elástico linear vs. viscoelástico linear	128

LISTA DE SÍMBOLOS

a	coeficiente de ajuste de função
b	coeficiente de ajuste de função
CA	razão da fração grossa
CDI	<i>compaction densification index</i>
C	pseudorrigidez
C_i	coeficientes da curva característica
c	coeficiente de ajuste de função
c_1	coeficiente de ajuste de função
c_2	coeficiente de ajuste de função
$D(t)$	função hereditária <i>creep compliance</i>
D_m	termos dependentes da série de Prony para a função <i>creep compliance</i>
D_0	compliância quando tempo tende a zero
D_1	compliância quando tempo é igual a um
D_∞	compliância quando tempo tende a infinito
$ E^* $	módulo dinâmico
$ E^*(\omega) $	módulo dinâmico em termos da velocidade angular
$E'(\omega)$	módulo de armazenamento
$E''(\omega)$	módulo perda
$ E^* /\text{sen}\varphi$	razão módulo dinâmico e o seno do ângulo de fase
E	módulo de Young sem dano
E^*	módulo complexo
\tilde{E}	módulo de Young com dano
$E(t)$	função hereditária relaxação
E_m	temos dependentes da série de Prony para a função relaxação
E_R	rigidez de referência
E_0	relaxação quando o tempo tende a zero
E_1	relaxação quando o tempo equivale a um
E_∞	relaxação quando o tempo tende a infinito
FAc	razão da fração grossa presente na fração fina
FAf	razão da fração fina presente na fração fina
FM_{300}	módulo de finura

F_N	<i>flow number</i>
F_T	<i>flow time</i>
$F(\tau)$	função base de transformação
f	frequência
$ G^* $	módulo de cisalhamento dinâmico
G^*	módulo de cisalhamento complexo
h	coeficiente de regressão em função do material
k	coeficiente de regressão em função do material
LP	<i>locking point</i>
MS	peneira media
N	número de ciclos
$N_{f40\%}$	número de ciclos para ruptura a 40% de redução da rigidez inicial
n	inclinação da curva da função hereditária
PCS	peneira de controle primário
P_{300}	passante na peneira 300 μ m
P_{150}	passante na peneira 150 μ m
P_{75}	passante na peneira 75 μ m
RBV	relação betume/vazios
R	função resposta de matérias viscoelásticos não envelhecidos
R_H	resposta da função unitária hereditária - tempo de interesse
I	parâmetros <i>input</i> da função
S	dano
\hat{S}	dano incremental
\dot{S}_m	incremento do dano
SCS	peneira de controle secundário
TCS	peneira de controle terciário
TDI	<i>traffic densification index</i>
TFI	<i>traffic force index</i>
TMN	peneira de tamanho máximo nominal
t_{red}	tempo reduzido
V_{ar}	volume de ar ou volume de vazios
VAM	vazios no agregado mineral
W_R	pseudotrabalho
α_T	coeficiente de translação horizontal da curva mestra

α	coeficiente de regressão em função do material
β	coeficiente de regressão em função do material
δ	coeficiente de regressão em função do material
ε	deformação sem dano
$\check{\varepsilon}$	deformação com dano
$\varepsilon(t)$	deformação variando no tempo
ε_h	deformação de tração horizontal
ε_i	deformação permanente acumulada
$\varepsilon_p(t)$	deformação permanente em função do tempo
$\varepsilon_p(N)$	deformação permanente em função do número de ciclos
ε_R	pseudodeformação
ε_v	deformação de compressão vertical
ε_0	amplitude de deformação no tempo
η	viscosidade do ligante
φ	ângulo de fase
γ	coeficiente de ajuste da função sigmoidal
$\Gamma(z)$	função gama
ω	velocidade angular
ω_{red}	frequência reduzida
ρ_m	constantes do tempo da série de Prony para função relaxação
$\sigma(t)$	tensão variando no tempo
σ	tensão sem dano
σ_v	tensão vertical de compressão
$\check{\sigma}$	tensão com dano
σ_0	amplitude de tensão no tempo
τ	tempo característico
τ_m	constantes do tempo da série de Prony para função <i>creep compliance</i>
τ_0	tempo característico
ϑ	coeficiente de ajuste da função sigmoidal
%erro	erro percentual absoluto

CAPÍTULO I

1. INTRODUÇÃO

Patologias nos pavimentos são objetos de estudos permanentes na área de infraestrutura rodoviária que englobam a investigação dos diversos materiais constituintes das camadas de pavimento e suas características quanto ao comportamento mecânico, hidráulico e químico sob específicas condições. Nos pavimentos ditos flexíveis, o revestimento em concreto asfáltico demanda maior análise, tendo em vista que impacta de maneira significativa os custos inicial e operacional do empreendimento.

No Brasil, o modal rodoviário é o mais utilizado historicamente e tem sua relevância incrementada devido às sucessivas políticas públicas de fomento e expansão modal, como o Fundo Rodoviário Nacional, o Fundo Nacional do Desenvolvimento, recursos da Cide (Contribuição de Intervenção no Domínio Econômico), e contribuições privadas junto a instituições financeiras e a investimentos do Banco Mundial (BERNUCCI *et al.*, 2007). A malha viária passou a ser mais solicitada e desgastada gerando a necessidade de programas de intervenção e recuperação com maior recorrência e menor intervalo de tempo, ao passo que novos conhecimentos sobre patologias e do comportamento dos materiais necessitam de constantes revisões e aprimoramentos.

Segundo dados da Confederação Nacional de Transportes (CNT, 2019) a malha viária nacional melhorou na última década a sua qualidade ao rolamento, conforto e segurança, porém ainda há gargalos a serem equacionados, como o baixo nível de investimentos por ano, uma regulamentação da carga circulante severa para com o descumprimento, a melhoria na gestão pública de recursos, correção de geometria de rodovias com mais de 50 anos, entre outras medidas. Destaca-se ainda que rodovias concessionadas têm apresentado melhores resultados que as rodovias pertencentes ao ente público, com permanente manutenção e aumento da capacidade viária.

O país investiu no ano de 2019, R\$ 6,778 bilhões (ou \$ 2,0 bilhões de dólares aproximadamente) no setor rodoviário apenas na jurisdição federal, segundo dados do Ministério da Infraestrutura (2019). O investimento de Tabela 1.1 – Densidade de

investimentos (\$/km²) países com dimensões continentais como Rússia, China, Estados Unidos, Canadá e Austrália, em bilhões de dólares, segundo dados da OCDE (ano base 2019). É notório que a menor densidade de investimentos está registrada no Brasil (Na Tabela 1.1).

Tabela 1.1 – Densidade de investimentos (\$/km²)

Países	Bilhões de dólares	Extensão territorial (km ²)	Densidade de investimentos (\$/km ²)
Rússia	8,24	16.380.980	503
China	631,11	9.327.430	67.661
EUA	91,24	9.158.960	9.961
Canadá	7,42	9.093.510	816
Brasil*	1,78	8.514.876	208
Austrália	16,61	7.682.300	2.162

Brasil* - Apenas investimentos na esfera federal, excluídos estados e municípios.

Por outro lado, as estruturas de pavimento têm sua vida diminuída em função das políticas de regulação de transporte de cargas, aumentando nos últimos anos de maneira contínua a carga por eixo, o peso bruto total (PBT) e o peso bruto total combinado (PBTC) dos veículos de transporte e por consequência a magnitude de solicitações ao pavimento como um todo. Tais regulações no país são definidas pelas resoluções do Contran (Conselho Nacional de Trânsito. No Brasil foi dado o nome de lei da balança. Sua última modificação consta na resolução n° 526 (CONTRAN, 2015) onde suas principais alterações incluem as seguintes tolerâncias em cima do limite legal:

- 5% sobre os limites de pesos regulamentares para o peso bruto total e o peso bruto total combinado;
- 10% sobre os limites de peso regulamentares por eixo de veículos transmitidos à superfície de vias públicas;
- Independentemente da natureza da carga, o veículo poderá prosseguir viagem sem remanejamento ou transbordo da carga, desde que os excessos aferidos em cada eixo ou conjunto de eixos sejam simultaneamente inferiores a 12,5% do menor valor entre pesos e capacidades máximos estabelecidos pelo Contran e os pesos e capacidades indicados pelo fabricante ou importador.

Como consequência, Bosso *et al.* (2016), utilizando sistemas de pesagem em movimento (*Weight in Motion*) realizados na BR-381, relata que 7,8% dos veículos comerciais trafegam com excesso de carga, sendo que as cargas por eixo em grande parte do espectro de veículos analisados, apontam excessos superiores a 20% do limite por eixo. O monitoramento de cargas em rodovias em serviço é vital para a adequação do projeto estrutural e definição das características dos materiais do pavimento. O aumento da carga por eixo compromete a vida útil dos materiais e diminui o tempo entre intervenções e programas de reparos. Atualmente os revestimentos de concreto asfáltico sofrem de patologias como trincamento por fadiga, trincamento térmico, trincamento por reflexão de trincas em substratos preexistentes com algum grau de deterioração (bases cimentadas, ou granulares), afundamento em trilha de roda, desgaste superficial por polimento, desgaste da matriz agregado e filme de ligante com perda de coesão e envelhecimento a longo prazo.

Os revestimentos betuminosos no país tradicionalmente empregam misturas com tamanho máximo nominal (TMN) de 9,5 mm, 12,5 mm e 19,0 mm. A cultura construtiva, aspectos relativos à legislação e especificações nacionais limitam muitas vezes o emprego de dimensões acima de 19,0 mm. Tais misturas são em concreto asfáltico denso, implicando em utilização para qualquer volume de tráfego e clima (BEJA *et al.*, 2016). Misturas com TMN entre 25,0 mm e 62,5 mm são denominadas nos Estados Unidos de misturas do tipo *Large Stone Asphalt Mixture* (LSAM); na França, conforme o *Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de L'aménagement et des Réseaux* (IFSTTAR), são denominadas de *Grave Bitume* (GB), enquanto que no Reino Unido são chamadas por *Dense Bitumen Macadam* (DBM) e *Hot Rolled Asphalt* (HRA).

Segundo Leahy & McGennis (1999), a evolução de utilização das tecnologias de misturas asfálticas pode ser descrita com base na Figura 1.1, denotando aperfeiçoamento técnico, aplicação de conceitos da mecânica dos pavimentos, com melhorias nas formas de dosagem e reprodução de propriedades das misturas. Desde 1900 há registros da utilização de misturas semelhantes ao LSAM, denominadas *bitulithic asphalt*, patenteadas pela empresa de pavimentação *Warren Brothers*. A mistura era baseada em areia, asfalto e agregados de grandes dimensões.

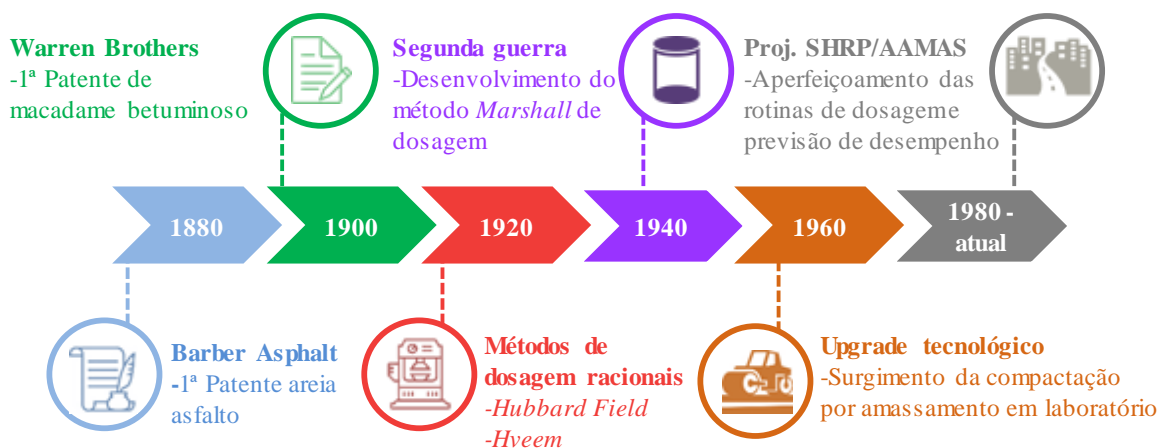
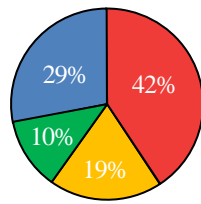


Figura 1.1 – *Timeline* do avanço das tecnologias misturas asfálticas

Em meados dos anos 80 nos EUA, Kandhal & Brown (1990), no desenvolvimento de dosagem de misturas LSAM com uso da metodologia Marshall adaptada, e com o *Gyratory Texas Machine* (GTM), tendo em vista o aumento expressivo da deformação permanente nos pavimentos devido à incorporação de novos tipos de eixos e pressões distribuídas aos materiais. O eixo do tipo *super single* de base alargada propiciou um maior contato pneu/pavimento, aumentando o afundamento de trilha de roda. Na África do Sul, o *Southern African Bitumen and Tar Association* (SABITA, 1997) publica manual com recomendações para dosagem e uso das misturas LSAM como camada de base betuminosa. O documento recomenda que a resistência à deformação permanente é condição indispensável para uso do material, obtido mediante intertravamento do agregado. Sua concepção deve preconizar: (i) parâmetros volumétricos de dosagem, (ii) ensaios de compressão por tração indireta (rigidez, resistência à tração, e deformação na fratura), e (iii) módulo de *creep* dinâmico.

Em 1997 o *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP, 1997) publica o *Report 386*, decorrente dos esforços do projeto NCHRP 4-18 intitulado “*Design and Evaluation of Large Stone Mixtures*”. O relatório recomenda as principais práticas para dosagem, análise físico-mecânica, e execução de misturas LSAM. As granulometrias para projeto de misturas asfálticas podem ser: densa, aberta ou do tipo *stone-filled* (semelhante a um *Stone Matrix Asphalt-SMA*, descontínua). Uma pesquisa de satisfação e histórico de uso do LSAM com 52 agências rodoviárias estaduais foi promovida. Os resultados reforçam uma boa performance do LSAM comparando-a com misturas convencionais (Figura 1.2), porém, há limitações quanto à escassez de material técnico disponível, às poucas experiências de campo amplamente divulgadas e à limitação dos equipamentos para dosagem/execução (NCHRP, 1997).

Quantos projetos com LSAM foram
construídos entre 1987 a 1997?



Qual a sua experiência de performance
com LSAM em relação a outras misturas?

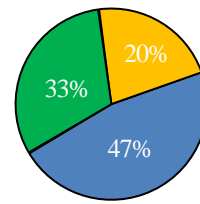


Figura 1.2 – Resumo percentual de respostas ao questionário NCHRP

Em 2002, a *National Asphalt Pavement Association* (NAPA, 2002) publica manual para dosagem, construção e avaliação da performance em campo de misturas tipo LSAM para tráfego muito pesado. O trabalho reforça o caráter das misturas LSAM para resistir à deformação permanente, à alta demanda de tráfego, e a pressões de contato médio que ultrapassam 690 kPa. O projeto da mistura deve atender aos critérios: resistência à deformação permanente, resistência à fadiga, resistência ao dano por umidade, permeabilidade e atrito pneu/pavimento. Ademais, são recomendadas para projetos como: instalações especiais com tráfego canalizado (terminais de aproximação, corredores, pistas de taxiamento, transbordo de carga, etc), modo de operação (ordenamento do tráfego), velocidade e inclinação da via. Estes são alguns fatores que podem contribuir para o aumento da deformação permanente.

No Brasil, a mistura mais próxima de um comportamento similar ao LSAM são os pré-misturados a quente de elevado diâmetro dos agregados graúdos, com utilização de ligantes também são convencionais (BERNUCCI *et al.*, 2007). Há ainda experiências como o macadame betuminoso, que apesar de não serem misturas usinadas, possuem um comportamento granulométrico similar ao LSAM aberto, com CAP de baixa viscosidade, penetração 85/100, e utilização limitada.

Em contrapartida, há consenso entre os que investigam misturas asfálticas no tocante à prevenção de patologias estarem associadas a fatores como: (i) o processo de dosagem, (ii) o tipo do agregado (forma, tamanho e densidade), (iii) o ligante asfáltico, (iv) aditivos aplicados, (v) usinagem, e (vi) aplicação em campo; aditivos (ligantes hidráulicos, modificadores de asfalto, etc.) vêm sendo adotados para aumentar a estabilidade das

misturas asfálticas em altas temperaturas e submetidas a um aumento de cargas na tentativa de combater o problema de deformação permanente em trilha de roda (MOURA 2001; MORENO-NAVARRO, et al. 2014; YINFEI, 2018). No entanto, algumas experiências creditam a maior eficiência no combate à deformação permanente a fatores como estrutura granulométrica da mistura asfáltica, textura, forma e tamanho dos grãos. Segundo Roberts et al. (1996) misturas tipo LSAM, quando concebidas, podem eliminar completamente o efeito da deformação permanente em vias de tráfego pesado, e por consequência do seu baixo teor de ligante asfáltico (associado à superfície específica do projeto), resultam em menor exsudação.

Finalmente, a presente pesquisa tem caráter inovador com o estudo de mistura não convencional tipo LSAM, quanto a sua eficiência no combate aos esforços mais proeminentes nas estruturas de pavimento: trincamento por fadiga, deformação permanente acumulada; além da avaliação de suas características reológicas (módulo dinâmico e ângulo de fase), parâmetros indispensáveis ao adequado dimensionamento mecanicista de pavimentos. Neste sentido, a mistura formulada foi investigada em âmbito de laboratório com base nas tecnologias disponíveis e concordância com procedimentos normativos internacionalmente reconhecidos. Ao final, simulações mecânicas que representem as condições de contorno de pavimentos típicos foram modeladas de modo a verificar suas respostas (deslocamentos, tensões e deformações) nos pontos considerados críticos para camadas de revestimento em concreto asfáltico.

1.1.Objetivos gerais

O presente trabalho tem como objetivo central avaliar o comportamento volumétrico, reológico e mecânico de mistura tipo *Large Stone Asphalt Mixture* (LSAM) em laboratório. O domínio do estudo é aplicado a dois tipos particulares de mistura: uma mistura convencional SPV 19,0 mm e mistura SPV 25,0 mm (tipo LSAM). Ao final, foram investigadas as respostas mecânicas (deformações, tensões e deflexões) desses tipos de misturas aplicáveis a estruturas de pavimentos típicos. Foi utilizado o programa ABAQUS CAE que se utiliza da teoria do método dos elementos finitos para cálculo dos deslocamentos, deformações e tensões em pontos críticos.

1.2. Objetivos específicos

Com interesse em alcançar os objetivos da pesquisa, os seguintes objetivos específicos foram delineados:

- Propor uma rotina de dosagem própria para as misturas estudadas, observando as metodologias preexistentes no meio técnico e considerando critérios como superfície específica, teor de ligante externo, *Locking Point* (LP), *Compaction Densification Index* (CDI) e *Traffic Densification Index* (TDI).
- Avaliar se o modo de carregamento (uniaxial e a flexão), o tipo de mistura (LSAM e SPV 19) e a variação do teor de ligante influenciam na obtenção dos parâmetros do regime da viscoelasticidade linear: módulo dinâmico, ângulo de fase e módulo de relaxação. Ao final, são recomendados o tipo de ensaio a ser executado, e o teor de ligante para obtenção dessas propriedades.
- Estudar o efeito do tipo ensaio para caracterização da deformação permanente de misturas asfálticas, conforme: fluência estática, fluência dinâmica, e simulador LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*).
- Caracterizar o comportamento quanto ao fenômeno do trincamento por fadiga, mediante uso da teoria da mecânica da fratura (curvas de *Wöhler*), e da teoria do dano em meio contínuo (DMC). A maioria dos trabalhos com utilização deste material datam dos anos 1980, e poucos prescrevem a interpretação da vida de fadiga do material, apesar do material ser comumente empregado como camada de ligação ou de base betuminosa.
- Analisar tensões, deformações e deflexões nos pontos críticos de estruturas típicas de pavimentos adotados no Brasil, comparando a mistura LSAM e a mistura convencional, utilizando de modelo constitutivo associado à teoria da elasticidade e viscoelasticidade linear.

1.3. Justificativas

Os efeitos da granulometria, da compacidade (teor de ligante associado à distribuição do volume de vazios), natureza dos finos, natureza do ligante betuminoso, do fenômeno da tixotropia e da autorreparação do ligante, bem como a presença de água podem afetar as propriedades mecânicas e de desempenho de misturas, sendo constantemente avaliados e publicadas suas considerações quanto às repostas em serviço. Notadamente, grande parte das publicações e trabalhos são dedicados ao domínio de misturas com tamanho máximo

nominal (conforme definição *Superpave*) entre 4,75 mm a 19,0 mm. Há poucos estudos atualizados no âmbito experimental de laboratório e campo com misturas de TMN que ultrapassam os 19,0 mm, o que corrobora investigação de misturas com TMN superiores. A compreensão sobre a evolução do dano ocasionado pela ação do tráfego associada à fluência e trincamento nestes tipos de misturas carece de maior nível de detalhamento, uma vez que grande parte dos estudos datam das décadas de 1980, 1990, ou antes.

Entre 1996 e 2011, o NCHRP desenvolveu um projeto intitulado *Simple Performance Tester for Superpave Mix Design* (SPT) que contou com seis etapas, sendo a última, o *Report 702*. Em linhas gerais, o conjunto de documentos procurou definir a melhor relação de experimentos e seus fundamentos para se extrair parâmetros para previsão da resistência à deformação permanente, resistência à fadiga por carregamento cíclico, e resistência à fadiga por trincamento térmico (NCHRP, 2011). No Brasil os principais fenômenos associados às patologias estruturais de pavimentos são: o trincamento por fadiga e o afundamento por trilha de roda. Ambos os fenômenos podem ter vínculo específico com o comportamento do revestimento asfáltico, e também contribuições das demais camadas do pavimento (base, sub-base, etc.). Entretanto, os poucos trabalhos que estudaram LSAM, se dedicam em sua maioria na análise do comportamento quanto à fluência estática, tentando estabelecer critérios de desempenho com o campo, principalmente para combate à deformação permanente. Historicamente, essas misturas têm sido empregadas como camada de *binder* (ligação à base) e, portanto, necessitam do exame detalhado não somente da resistência ao afundamento plástico, como também do trincamento por fadiga. Além disso, elas demonstram potencial de uso para combater o tráfego pesado canalizado, bem como em projetos que se utilizam de cargas não convencionais (caso de portos, aeroportos e pátios de cargas).

Portanto, a metodologia empregada na presente pesquisa prescreveu os ensaios da rotina *Simple Performance Tester*, e também outros ensaios que tentam relacionar os fenômenos do trincamento por fadiga e deformação plástica. As instalações do Infalab-UnB foram empregadas para tal finalidade, possuindo prensas como a *AsphaltQube* e *Servo-Pneumatic Four Point Bend Test*, capazes de estimar a fadiga e a deformação permanente das misturas sob diferentes formas de carregamento e condições de contorno (variação de temperatura, confinamento, etc.). Finalmente, condução de ensaios adicionais como o simulador de tráfego francês foi possível com o auxílio do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação-USP, que conta com alguns equipamentos da rotina de dosagem/avaliação

mecânica francesa. Pretende-se com isso estabelecer uma melhor compreensão do comportamento mecânico dessas misturas, indicando os seus potenciais benefícios e limitações como soluções de pavimentos flexíveis.

1.4.Estrutura da tese

Descreve-se a seguir estrutura organizacional do documento, auxiliando o leitor quanto aos respectivos temas discutidos nos capítulos.

Capítulo I: Introdução ao tema e objeto de pesquisa, tornando o leitor ambientado aos principais objetivos do autor e justificativa da escolha.

Capítulo II: Aborda a revisão literária do tema. Traz um preâmbulo do histórico da LSAM. Resgata a compreensão sobre aspectos de dosagem, reologia, rigidez, fadiga e deformação permanente aplicada às misturas, suas formas de interpretação e modelagem.

Capítulo III: Detalha quais os materiais selecionados para a pesquisa e os procedimentos metodológicos laboratoriais e análise estrutural de pavimento para alcance dos objetivos.

Capítulo IV: Aborda os principais resultados e análises mediante paridade e paralelo de resposta com outros experimentos desenvolvidos pela literatura observada.

Capítulo V: Conclui a pesquisa, indicando os potenciais benefícios e limitações do trabalho, sugerindo temáticas futuras a serem investigadas.

CAPÍTULO II

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo é dedicado à apresentação do histórico de utilização das misturas asfálticas, suas características gerais e desempenho em serviço, com especial atenção para as misturas LSAM. Em seguida, debate elementos teóricos relativos à confecção e performance mecânica de misturas asfálticas como dosagem volumétrica e estrutura interna, processos de caracterização mecânica apoiados na dinâmica de esforços do campo e análise estrutural do pavimento. Os conceitos definidos, procedimentos metodológicos analisados, classificações e relações de causa e efeito desenvolvidas em trabalhos publicados são expostos a fim de nortear o leitor sobre a temática aqui apresentada. É importante esclarecer que apenas parte do arcabouço teórico é discutido, sendo necessário o leitor acessar os trabalhos citados para maior nível de compreensão.

2.1. Histórico das misturas LSAM

Misturas asfálticas são materiais racionalmente preparados, com uso de agregados britados, *filler*, aditivos, e que quando adicionado o ligante asfáltico betuminoso, para uma dada viscosidade, adquire trabalhabilidade e capacidade de mistura para que seja posteriormente compactada, e, após seu resfriamento, pode conferir estabilidade, resistência e durabilidade a esforços provenientes dos veículos. Podem possuir agregados de dimensões superiores a duas polegadas ($> 50,0$ mm) até partículas com tamanhos imperceptíveis a olho nu. Nos primórdios, metade do século XIX nos EUA, o alcatrão era o aglomerante mais comumente empregado para confecção de misturas asfálticas, e o fracionamento dos agregados, equipamentos para dosagem e aplicação racional não existiam a esta época (ROBERTS *et al.*, 1996). Em 1900, Clifford Richardson foi o primeiro americano a entender que a adequada seleção dos materiais e da proporção do conteúdo de finos conferia maior estabilidade e resistência às misturas (RICHARDSON, 1905). Richardson (1905) descreve o primeiro método de dosagem racional para estabelecer o teor ótimo de ligante de uma mistura areia asfalto, recomendando o tamanho máximo de do agregado de uma mistura asfáltica densa igual a uma polegada (25,4 mm), aplicável para base de tráfego pesado.

Nesta mesma época, Frederick Warren desenvolveu o chamado *bitulithic asphalt*; que na sua concepção granulométrica aceitava agregados com tamanho máximo de até três polegadas ($> 75,0$ mm). Esses tipos de misturas de agregado com grande dimensão foi atribuída como a primeira mistura tipo LSAM, performando melhor que as misturas de comumente empregadas à época, de areia-asfalto, esta última com tendência à propagação do afundamento em trilha de roda (ROBERTS *et al.*, 1996). Atualmente, as misturas asfálticas são classificadas de acordo com suas características físicas (máximo tamanho dos grãos, forma dos agregados, forma da distribuição, faixa de trabalho do percentual de ligante asfáltico, etc.), mecânicas (fluência, fratura, tenacidade, rigidez, etc.), ou, funcionais (rugosidade, drenabilidade, aderência, etc).

As normativas nacionais, a exemplo ES-031 (DNIT, 2006), classificam as misturas asfálticas quanto a uma faixa de distribuição granulométrica, recomendando uma varredura de teores de ligante, e a aptidão como camada estrutural de pavimento (camada de ligação ou rolamento). Três faixas recomendadas, faixas A, B e C. No Brasil, é típico o uso de misturas da faixa C para a pavimentação urbana como camada de revestimento. A faixa A e a faixa B podem ser elencadas como misturas LSAM, em virtude de adotarem agregados de grandes dimensões em suas composições ($\geq 25,0$ mm). Nos Estados Unidos, a *Federal Highway Administration* (FHWA) introduziu o conceito de ábaco de graduação dos agregados, decorrente do estudo de curvas granulométricas ideais (otimizadas) a não possuírem vazios de ar incorporado (ou curvas de máxima densidade), apresentados por Goode e Lufsey (1962). No esteio deste conceito, a metodologia *Superpave*, em consonância com *Asphalt Institute* (AI), e a *American Association of Highway and Transportation Officials* (AASHTO) definem os seguintes parâmetros para designar os tipos de misturas (ASTM, 2019):

- Tamanho máximo (TM): designado como a menor abertura de malha de peneira que passa 100% das partículas ensaiadas por peneiramento.
- Tamanho máximo nominal (TMN): designada como a maior abertura de malha de peneira que há retenção de agregados, mas não mais que 10%.

Por outro lado, a rotina de dosagem *Superpave* (AI, 2014) define as características dos tipos de misturas conforme o TM e TMN, a saber:

- Tamanho máximo: Primeira abertura de peneira acima da peneira de tamanho máximo nominal.
- Tamanho máximo nominal: Primeira abertura de peneira acima da primeira abertura de peneira que retém mais de 10% dos agregados.

As classificações *Superpave* designam o tipo de mistura asfáltica densa conforme a peneira de tamanho máximo nominal em SPV 9,5 mm, SPV 12,5 mm, SPV 19,0 mm, SPV 25,0 mm, e SPV 37,0 mm. Na França, a nomenclatura contempla a tipificação granulométrica, o uso regular como camada de pavimento, a espessura média aplicada e o desempenho mecânico oferecido. Estabelece ainda a peneira M (também referendada como peneira de tamanho máximo), como sendo a menor abertura de peneira que passam 100% dos agregados. A terminologia das misturas asfálticas francesas estabelece a relação d/D , em que d expressa a menor dimensão de agregado que compõe a mistura e D , depende de M e da composição granulométrica utilizada, definido conforme (LCPC, 2007):

- $M/1,4$ ou
- a menor abertura de peneira que permite a passagem de 85% dos agregados em peso.

Misturas asfálticas conhecidas como *Grave Bitume* são comumente empregadas como camada de base de pavimentos flexíveis na França, em substituição às camadas cimentadas (HINGLEY *et al.*, 1976). Estas podem ser elencadas com características similares à mistura LSAM, em virtude do baixo teor de ligante, graduação granulométrica densa e tamanho do agregado máximo variando de 14 – 20 mm. Podem ser utilizadas para rodovias de tráfego leve ou pesado a depender da rotina de dosagem e espessuras médias de 80 a 150 mm (LCPC, 2007).

No Reino Unido, misturas denominadas *Dense Bituminous Macadam* (DBM) e *Hot Rolled Asphalt* (HRA), podem ser consideradas misturas LSAM, uma vez que possuem agregados de tamanho máximo superior a uma polegada, porém, desempenham papéis distintos numa estrutura de pavimento (LEECH, 1982). A mistura DBM possui granulometria densa, utilizada como bases betuminosas, com ligantes de alta penetração ($100-200 \cdot 10^{-1}$ mm), teor de asfalto variável entre 3 a 5%, e espessuras típicas de trabalho de 200 – 360 mm. A mistura HRA, aplica-se como camada de rolamento para tráfego pesado, com granulometria descontínua (*gap graded*), utilizando asfaltos convencionais

de baixa penetração ($\leq 50 \cdot 10^{-1}$ mm) ou modificados, alto teor de ligante, baixo volume de vazios e espessuras típicas de 100 – 200 mm (GODDARD et al., 1978; CARSWELL & GERSHKOFF, 1993)

Nos EUA, misturas tipo LSAM podem ser elencadas como misturas *Superpave* SPV 25 mm e SPV 37,5 mm em função do TMN e para a sua dosagem (NCHRP, 1997). Destacam-se os trabalhos com LSAM nos departamentos de transportes dos estados do Kentucky, Colorado, Minnesota, Pennsylvania (KANDHAL, 1990; MAHBOUB & WILLIAMS, 1990; NEWCOMB *et al.*, 1993; PRICE & ASCHENBRENER, 1994). Mahboub e Williams (1990) expõem resultados de laboratório e campo em pesquisa conduzida no departamento de transportes do Kentucky, ressaltando que os resultados de laboratório (compressão simples, módulo resiliente, fluência estática, e fluência dinâmica) qualificam o material a resistir aos esforços de deformações permanentes. Em campo, as misturas foram aplicadas como camada de base em espessuras variáveis de 160 – 300 mm, com ligante asfáltico tipo AC-20, obtendo comportamento satisfatório para o afundamento em trilha de roda.

Newcomb *et al.* (1993), em Minnesota, avaliaram características quanto à suscetibilidade à água, à variação de temperatura e à deformação permanente de quatro misturas LSAM (variando a quantidade de agregado graúdo e finos em uma curva granulométrica densa) em comparação a uma mistura de controle. Os teores ótimos de projeto variaram entre 3.3 – 4.3% (a depender da fração graúda e conteúdo de finos presente nas misturas), para um volume de vazios de 4%. Os resultados de fluência estática não foram conclusivos, indicando que as misturas LSAM, podem ter mesma resposta que a mistura de controle (TMN = 12,5 mm), possivelmente associadas às condições de contorno do ensaio. As pesquisas apontam majoritariamente que o uso deste tipo de mistura destina-se como camada de base de pavimento flexível ou *binder* (camada de ligação utilizada no revestimento asfáltico, ligando a camada de rolamento à base do pavimento). Um resumo granulométrico de alguns materiais com características granulométricas semelhantes a misturas LSAM (variando a sua composição conforme interesse de aplicação, Figura 2.1).

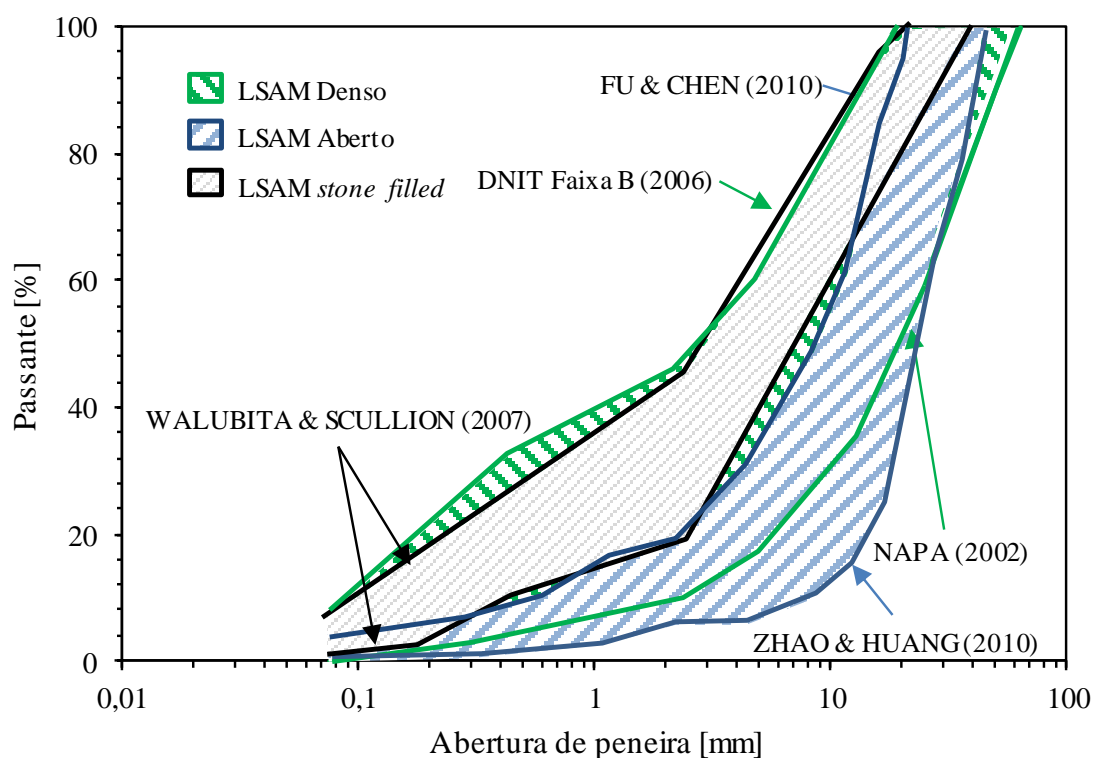


Figura 2.1 – Universo de granulometrias de LSAM investigadas em pesquisas e trabalhos de departamentos de transportes

No entanto, grande parte dos estudos utilizam granulometrias densas, justificando o seu emprego para combate à deformação permanente em camadas de base betuminosa e camadas de ligação. Em contrapartida, misturas LSAM com granulometria aberta apresentaram comportamento satisfatório quando aplicadas como camada intermediária de absorção de tensões, tendo o potencial para trabalhar como camada antirreflexão de trincas (YUFENG *et al.*, 2009; FU & CHEN, 2010). Recentemente, na China, misturas LSAM abertas foram aplicadas para soluções de longo prazo, também conhecidos como pavimentos perpétuos, empregando espessuras variando entre 90 – 150 mm e atuando como camada antirreflexão de trincas (CAO *et al.*, 2016).

Pavimentos perpétuos limitam os níveis de deformações nas porções mais tracionadas da camada de revestimento asfáltico, inferiores a 60 μ strains (ou 10^{-6} mm/mm), enquanto que deformações acumuladas no topo do subleito não podem ultrapassar 200 μ strains ao longo do horizonte de projeto (MONISMITH & LONG, 1999). Zhao & Huang (2010) comentam que as misturas LSAM porosas podem ser uma alternativa interessante ao combate da reflexão de trincas de camadas cimentadas de pavimentos semirrígidos, recomendando o volume de vazios variável entre 13 – 18%, e que se utilize asfalto

modificado, com conteúdo ligante proporcionando um filme de espessura de asfalto entre 13 – 16 μm (10^{-6} m).

No Texas há recomendações para a construção de pavimentos perpétuos com misturas LSAM *stone filled* (de graduação descontínua), utilizadas como camada intermediária, com espessuras mínimas de 200 mm. A estrutura típica do revestimento asfáltico deve possuir uma camada de desgaste variando entre 50 – 90 mm, uma camada intermediária do tipo LSAM descontínua de alta resistência à compressão e ao cisalhamento, sendo aderida a uma camada delgada de ligação, rica em ligante asfáltico, com no mínimo 50 mm de espessura, resultando em níveis de deformações de tração inferiores a 70 $\mu\text{strains}$ (WALUBITA & SCULLION, 2010).

No Brasil, Mascarenhas (2018) avaliou o comportamento mecânico de misturas LSAM aplicadas para soluções de reabilitação de pavimentos com tráfego pesado. Dois trechos experimentais foram concebidos, sendo o revestimento existente (com espessura existente de 200 – 240 mm) fresado em profundidades variando entre 130 – 150 mm, e aplicada uma mistura LSAM SPV 37,5 mm com espessura de 100 mm. No primeiro segmento, uma camada de rolamento tipo SPV 9,5 mm foi aplicada com espessura de 30 mm, enquanto que o segundo segmento adotou um rolamento em SPV 19 mm com 50 mm de espessura. O estudo reporta que o afundamento acumulado em trilha de roda após 18 meses em serviço resultou em valores inferiores aos limites especificados por normas nacionais (< 5 mm), e que a solução de restauração implicou em reduções sensíveis às deflexões quando comparada ao pavimento existente em serviço.

2.2. Dosagem de misturas asfálticas

A dosagem de uma mistura asfáltica, consiste em etapa de seleção de material pétreo, estabelecimento de uma distribuição granulométrica projetada, que quando adicionado ligante asfáltico a um conteúdo “ótimo”, resulta em desempenho mecânico, hidráulico e funcional satisfatório. O processo de dosagem preestabelece que os materiais devem ser convenientemente selecionados ao atendimento de normas técnicas, sendo testados por distintas quantidades de ligante asfáltico, mediante métodos de compactação de testemunhos que tentem representar a condição final de campo.

Os métodos de dosagem de misturas asfálticas foram aperfeiçoados com o tempo, ampliados pelo surgimento de formas de compactação diversas, como a Compactação por Cisalhamento Giratória (CCG) empregada na metodologia francesa de dosagem com uso da *Presse à Cisaillement Giratoire* (PCG), assim como também a compactação por rolagem, desenvolvida com o intuito de reproduzir a forma de densificação que existe em campo com os rolos pneumáticos, em nível de laboratório. Hingley (1976) comenta que a compactação por cisalhamento giratória imprimida na rotina francesa mais se assemelha ao processo de compactação que ocorre em campo, como a exemplo, o amassamento do rolo de pneus.

A primeira rotina de dosagem racional de misturas betuminosas que se tem conhecimento consiste no método criado pelo engenheiro Francis Hveem do *California Division of Highways*. Em meados de 1920, Hveem começou a estudar misturas dosadas com emulsões de cura lenta, variando propriedades como graduações das misturas, teor de umidade da mistura, temperatura e teor de óleo aplicado às misturas. Com base nos experimentos publicados pelo engenheiro canadense L. N. Edwards, sobre a relação da superfície específica dos agregados para a dosagem de misturas de concreto de cimento Portland, Hveem aplicou os mesmos conceitos às misturas betuminosas a frio (ROBERTS *et al.*, 2002; ROBERTS *et al.*, 1996).

Na França, proposta semelhante foi elaborada pelo eng. *Marius Duriez* no LCPC durante os anos de 1950, e decorreu na criação do conceito do módulo de riqueza, e da influência da superfície específica da mistura de agregados na proposta do teor (LCPC, 2007). A primeira observação de seus experimentos foi que o ligante de uma mistura de asfalto simplesmente envolve os agregados e não preenche os vazios entre estes. Em sequência, observou que a quantidade de ligante para recobrimento não era necessariamente constante ou proporcional ao tamanho do agregado. Percebeu que havia dependência da quantidade de ligante externo de acordo com o tamanho do agregado, sendo uma das primeiras tentativas para estimar o teor de ligante externo aplicado a uma mistura de agregados secos conforme (LCPC, 2007; MOURA, 2010):

$$T_{ext.} = K\alpha^5 \sqrt{\Sigma} \quad \text{eq. 2.1}$$

$$100 \cdot \Sigma = 0,25G + 2,3S + 12s + 150f \quad \text{eq. 2.2}$$

onde T_{ext} - teor de ligante externo aplicado à mistura %; K - módulo de riqueza (variável que assume valores de 3,5 a 4,0, a depender do tipo de mistura); α - coeficiente de correção relativo à densidade real dos agregados ($2,65/\text{massa específica real em g/cm}^3$). Σ - superfície específica (m^2/kg); G - percentual de agregados superior à peneira de 6,3 mm; S - percentual de agregados entre as peneiras 6,3 mm e 0,250 mm; s - percentual de agregados entre as peneiras 0,250 mm e 0,063 mm; f - percentual passante a peneira 0,063 mm. Portanto, para a dosagem misturas tipo *Grave Bitume*, estima-se que os valores de teores de partida são entre 3,0% até 4,2% de ligante asfáltico. Os módulos de riqueza são da ordem de 2,5 a 2,9, a depender da graduação do *Grave Bitume* (LCPC, 2007).

Em contrapartida, estudos realizados recentemente com dados oriundos de projetos como NCHRP 9-9, 9-25 e 9-31, NCAT *Test Track*, *Pooled Fund Study 176*, *The Florida Permeability Study*, *MnRoad*, FHWA's *Accelerated Loading Facility* e do *WesTrack*, tentaram estabelecer correlações entre propriedades volumétricas inerentes do processo de dosagem, com parâmetros de desempenho (NCHRP, 2006). A superfície específica da mistura foi relacionada ao módulo de finura das misturas investigadas, sendo este último, dependente da graduação definida em projeto, apresentado pelas expressões ($r^2 = 0,9$, com 95% de confiança):

$$\Sigma = 0,203 FM_{300} \quad \text{eq. 2.3}$$

$$FM_{300} = P_{300} + P_{150} + P_{75} \quad \text{eq. 2.4}$$

onde Σ - superfície específica (m^2/kg); FM_{300} - módulo de finura (valor absoluto); P_{300} - passante na peneira 300 μm ; P_{150} - passante na peneira 150 μm ; P_{75} - passante na peneira 75 μm . O manual ressalta que controles de usinagem pelo módulo de finura é mais eficiente para a garantia da performance mecânica e da trabalhabilidade das misturas, quando comparados a critérios como a relação *filler*/ligante e o percentual passante na peneira 75 μm (NCHRP, 2006).

Portanto, quanto mais grosseira é a composição granulométrica, menor é o consumo de ligante para lubrificar as partículas, em função da menor superfície específica disponível para misturas de agregados.

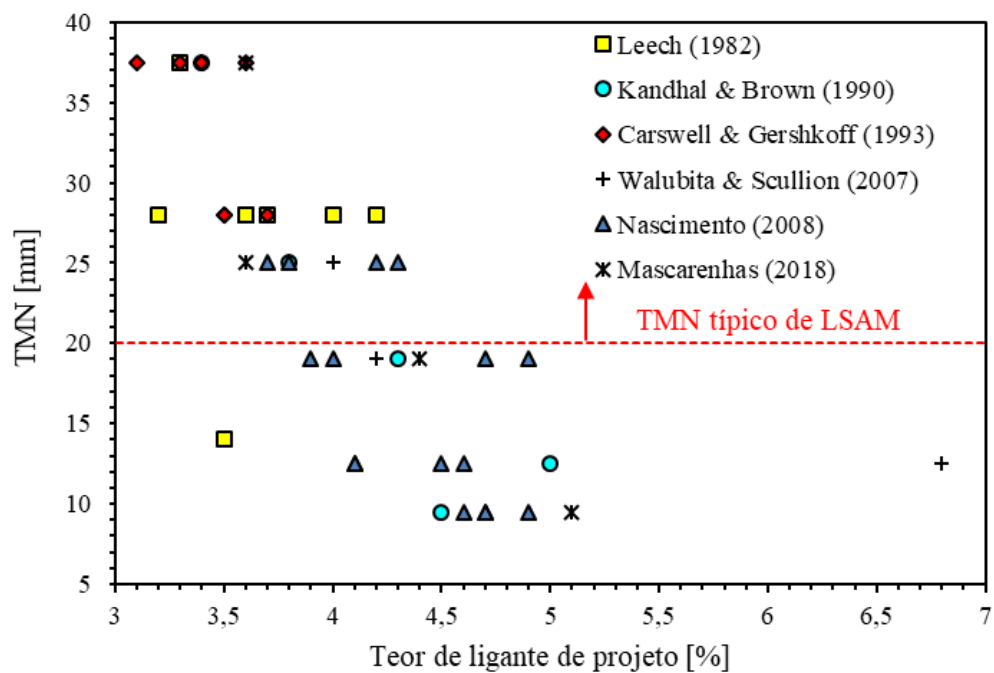
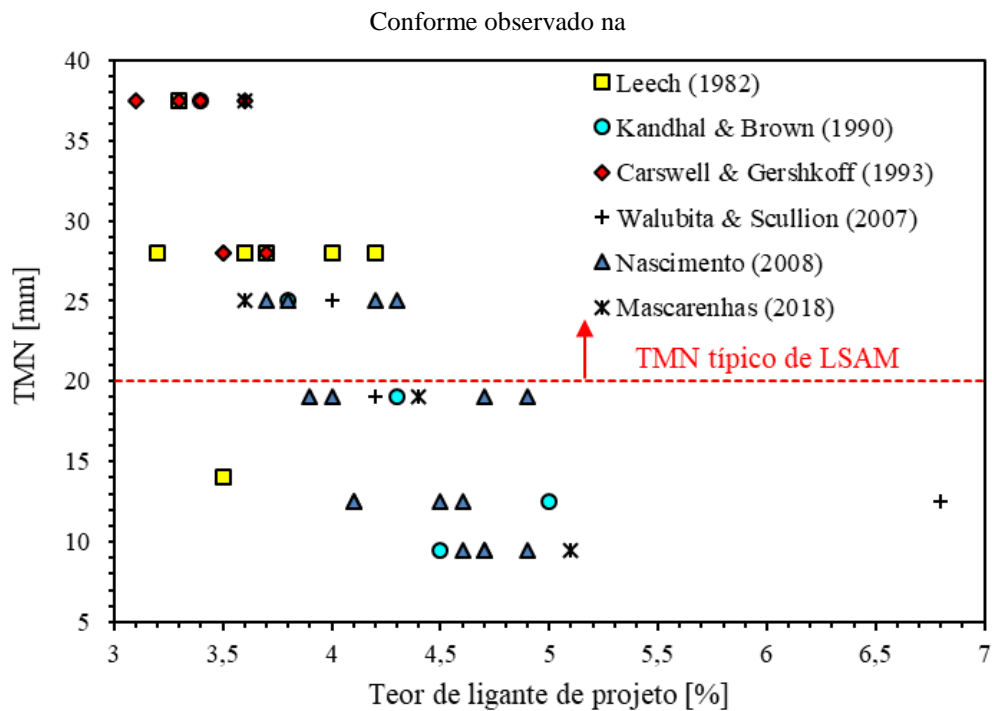


Figura 2.2

Figura 2.2 – Relação TMN vs. teor de ligante de projeto, o teor de ligante de projeto (%) é influenciado por uma maior quantidade de agregados de dimensão superior ou igual a uma polegada na mistura, ressaltando que as misturas LSAM resultam em menores teores de projetos quando comparados a misturas convencionais. No entanto, há ainda outros elementos que afetam o teor ótimo de projeto, como a natureza dos agregados aplicados para a mistura (ex.: granitos, calcários, gnaisses, etc), a presença ou não de ligantes modificados, agentes melhoradores de adesividade, procedimentos de compactação, etc.

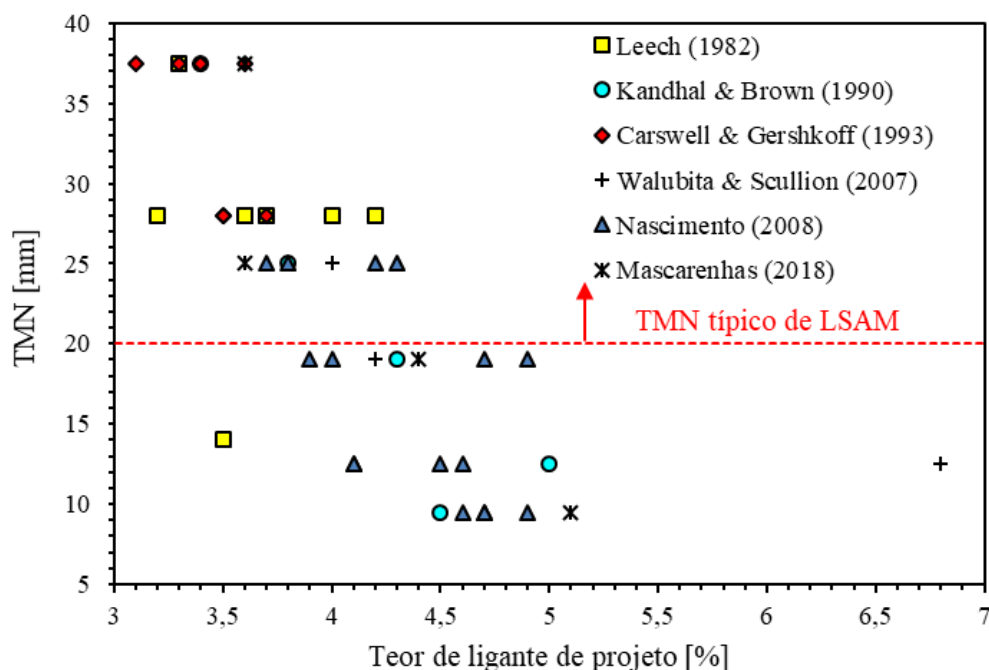


Figura 2.2 – Relação TMN vs. teor de ligante de projeto

Por fim, os principais métodos de dosagem atuais reconhecem o uso da compactação por impacto (denominado método Marshall) e a compactação por cisalhamento giratório – procedimentos mundialmente aceitos. Ambos se utilizam de restrições e critérios de dosagem quanto a propriedades volumétricas (características de estado do material após compactado), e mecânicas (resistência devido a um mecanismo de fratura, fluência ou outro).

2.2.1. Compactação Marshall

Difundido mundialmente, o método Marshall de dosagem de misturas a quente foi desenvolvido com o intuito de reproduzir em laboratório densidades aparentes de pista, considerando o efeito da distribuição de pressões de elementos construtivos de aeródromos na época da II Guerra Mundial. A compactação decorre do esforço de impacto propagado por um soquete padronizado, com 50 a 75 golpes por face em corpos de prova com dimensões cilíndricas de 63,5 x 101,0 mm (altura x diâmetro). A energia é definida com base na granulometria e no uso em pavimentação. O procedimento de dosagem visa determinar um teor ótimo de ligante asfáltico e resistência mecânica (estabilidade e fluência), para uma dada distribuição granulométrica de agregados; apesar de algumas variações em procedimentos normativos, no geral, tais valores são assumidos para 4% do volume de vazios da mistura (LEAHY & MCGENNIS, 1999; ROBERTS *et*

al., 2002; MOURA, 2010). O método recomenda o controle das condições de estado com grau de compactação de 97% para as amostras retiradas de pista, bem como a aferição do parâmetro fluência para amostras preparadas em usina. Dessa forma, um acréscimo no teor de asfalto em comparação com o teor ótimo de projeto, acarretaria em reprovar o material, por este apresentar fluência excessiva (ROBERTS *et al.*, 2002).

Alguns métodos tradicionais de dosagem laboratorial não são apropriados para agregados de grandes dimensões, portanto há a necessidade de adaptações para as misturas LSAM (HUGO *et al.*, 1990). A dosagem Marshall limita a utilização de agregados com TMN de 25,4 mm, observando as especificações nacionais, ME 043 (DNIT, 1995). Kandhal (1990) recorreu a adaptações no aparato de dosagem Marshall com o objetivo de utilizar agregados com tamanho máximo igual ou superior a 25,4 mm, sugerindo mudanças sensíveis com relação: (i) diâmetro da amostra de 100 mm para 152,4 mm, (ii) peso do soquete de 10 lb para 22,5 lb, (iii) peso da amostra de 1.200 g para 4.050 g, (iv) altura da amostra de 63,5 mm para 95,2 mm, e (v) número de golpes por face de 75 para 112. Foram verificados também os parâmetros como estabilidade e fluência Marshall, resistência à tração indireta e deformação permanente acumulada, resultante do ensaio de fluência estática. A NAPA (2002), em seu manual, possibilita o emprego da dosagem Marshall conforme adaptações propostas por Kandhal (1990), ressaltando que a estabilidade e fluência devem ser respectivamente 2,25 e 1,5 vezes superior aos valores, atribuída para misturas convencionais.

2.2.2. Compactação por cisalhamento giratória

A forma de densificação das misturas asfálticas sempre foi objeto de estudo dos engenheiros rodoviários. Estes entendiam que a volumetria final dada pelo arranjo das partículas é fortemente influenciada por agentes como o método de compactação. Após o desenvolvimento do compactador giratório, no final dos anos 30, no estado norte-americano do Texas, alguns creditavam a este a melhor forma de reprodução de amostras com semelhança ao campo, diferindo em volumetria das misturas produzidas por impacto (LEAHY & MCGENNIS, 1999). A metodologia *Superpave* (*Superior Performance Asphalt Pavements*) desenvolvida pelo programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*), considera o uso do compactador por cisalhamento giratório (CCG) e emprega três níveis de solicitação (números de giros) em função de quatro níveis de tráfego, conforme ilustrado na Tabela 2.1 (AI, 2014).

Tabela 2.1 - Número de giros em função do tráfego atuante e características da via (AI, 2014).

N_{ESAL} (Milhões)	Parâmetros de compactação em função do tráfego			Características do tráfego
	N_{ini}	N_{des}	N_{max}	
< 0,3	6	50	75	Rodovias vicinais, baixo volume de tráfego
0,3 a < 3	7	75	115	Rodovias coletoras, médio volume de tráfego
3 a < 30	8	100	160	Rodovias estaduais e municipais, volume meio pesado de tráfego
> 30	9	125	205	Rodovias federais e interestaduais com alto volume de tráfego

Onde o N_{ESAL} - número de solicitações por eixo padrão com 8,2 toneladas e 80 lb/pol² de pressão nos pneus; N_{ini} - número de giros iniciais; N_{des} - número de giros de projeto; e N_{max} - número de giros máximo

Segundo Roberts *et al.* (1996) as misturas no N_{ini} devem possuir no mínimo 11% de vazios, no N_{des} 4% de vazios, e 2% de vazios no N_{max} . O procedimento foi concebido para dirimir deficiências quanto ao desempenho mecânico e caracterização avançada dos agregados, ligantes asfálticos e da mistura asfáltica. Por isso, a forma de compactação de laboratório foi alterada para atender à semelhança com o campo. Apesar de a metodologia *Superpave* possuir limitação das dimensões máximas do agregado entre 25 mm e 37,5 mm, ela é apresentada como o processo mais adequado para a dosagem de misturas asfálticas do tipo LSAM (NCHRP, 1997). Button *et al.* (1994) avaliaram cinco formas distintas de compactação (CCG, compactação por rolagem, compactação linear tipo *Elf*, compactação vibratória, e Marshall com base rotativa) demonstrando que a compactação por cisalhamento giratória se assemelhou ao processo construtivo de campo e que a compactação Marshall com base rotativa performou a menor semelhança em pista.

Ademais, não há problemas de incompatibilidade da relação tamanho do molde e dimensões do agregado, podendo ser utilizados moldes compactadores de 150 mm de diâmetro, que melhoram a acomodação de partículas num dado volume. No *Report 386* (NCHRP, 1997) foram interpretadas características quanto ao V_{ar} via compactação por cisalhamento giratório em larga escala (*Large Texas Gyrotory Compactor*), com molde de 150 mm vs. 191 mm (diâmetro vs. altura). O procedimento utilizou ângulo de giro variável de 1,25° e 5°, com variação 2 a 4 giros/min., e pressão entre 276 kPa a 1.034

kPa. Após a análise paramétrica com os índices do aparelho de compactação, o estudo recomendou utilizar 276 kPa de pressão de contato durante a dosagem, 120 giros totais, 5° para o ângulo de giro, com 186 kPa de pressão última de contato durante um minuto, resultando em amostras que mais se assemelhavam ao campo. Entretanto, ressalta que durante a dosagem, ocorreram quebras de agregados na região periférica do topo e base entre molde e amostra, recomendando outras formas de compactação para diminuir estes efeitos, como a compactação por rolagem (NCHRP, 1997).

2.2.3. Compactação por rolagem

A compactação por rolagem é baseada na distribuição de pressões por intermédio de um êmbolo metálico, ou de pneus, dispostos geometricamente espaçados, de modo a garantir adequada densificação da mistura. Segundo Geller (1984), os rolos lisos estáticos são classificados como lineares de carga estática, sendo sua pressão de contato dependente: do arco de contato com a superfície, da profundidade de penetração do rolo na mistura asfáltica, e do seu lastro. Os rolos pneumáticos apresentam dependência: da carga nos pneus, das dimensões dos pneus, e da pressão de inflação nos pneus.

Para a compactação em laboratório, os franceses criaram a mesa compactadora tipo LCPC, que se assemelha ao procedimento de campo. Esta compacta a mistura asfáltica por rolagem de pneus, com uma sequência de passagens padronizadas a depender do tipo de mistura, com pressão variando entre 0,1 e 0,6 MPa (1 e 6 bar), segundo especificação EN 12697-33 (EN, 2007). A compactação da mistura ocorre em placas, assemelhando-se à compactação que ocorre em campo. Durante a compactação, é permitido a alteração da pressão de inflação dos pneus, a carga do eixo, número de passadas e local das passadas (LCPC, 2007; MOURA, 2010).

Os moldes utilizados para compactar a mistura possuem dimensões 180 x 500 mm (largura e comprimento) com espessura variável entre 50 – 200 mm. Portanto, para misturas tipo LSAM, asseguram a relação tamanho do molde/tamanho máximo da partícula. A forma de compactar o testemunho no molde depende do tamanho da amostra desejada, da energia empregada e da densidade aparente final especificada. A amostra é subdividida em três regiões de compactação: um lado à esquerda, um lado à direita e o centro. Na Figura 2.3 é destacado o plano de compactação com energia moderada. À medida que a amostra é compactada, ocorre o aumento da densidade aparente,

necessitando o operador regular a altura da mesa. Alguns estudos indicam que este tipo de compactação se assemelha às condições volumétricas de campo e melhor reproduz as propriedades mecânicas (SOUZA *et al.*, 1991; PLATI *et al.*, 2014).

<u>1ª Sequência com 0,1 MPa:</u>	<u>2ª Sequência com 0,3 MPa:</u>	<u>3ª Sequência com 0,3 MPa:</u>
2 passadas à direita;	8 passadas à direita;	2 passadas à direita;
2 passadas ao centro;	4 passadas ao centro;	2 passadas ao centro;
2 passadas à esquerda.	8 passadas à esquerda.	2 passadas à esquerda.

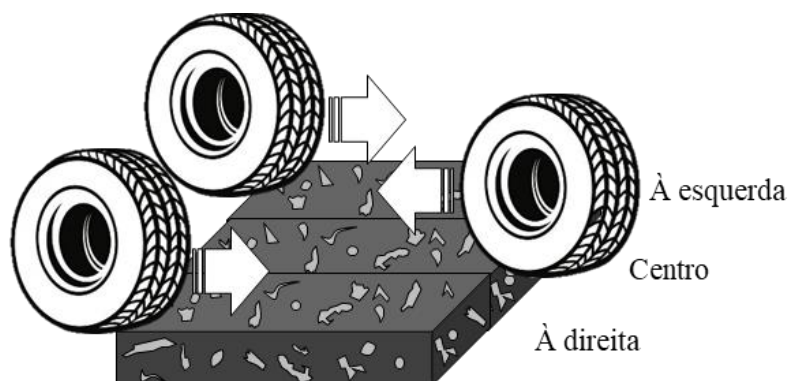


Figura 2.3 – Programa de passagem de rodas via compactador LCPC

2.3. Estrutura interna das misturas asfálticas

Após compactação das misturas asfálticas em laboratório, é possível estabelecer parâmetros físicos do material, relacionando estes índices com o desempenho futuro em campo. Estes parâmetros são definidos como volume de ar ou volume de vazios (V_{ar}), vazios no agregado mineral (VAM), relação betume/vazios ou vazios cheios de asfalto (RBV), relação *filler* e ligante, e outros, sendo interpretados na análise das dosagens Marshall e *Superpave*. O V_{ar} , a exemplo, indica diretamente a quantidade de ar incorporado numa mistura a depender da quantidade de ligante asfáltico, temperatura e energia. Roberts *et al.* (1996) comentam que misturas compactadas em campo de características granulométricas densas, com valores inferiores a 3% em sua volumetria, apresentam grande suscetibilidade ao surgimento de trilhas de roda, e que, por sua vez, misturas que apresentam volume de vazios acima de 8%, estão mais propensas a percolação de água e ao fenômeno do trincamento por fadiga e dano devido à presença de umidade.

O VAM , por sua vez, está intimamente relacionado à distribuição granulométrica, à forma/natureza dos grãos, e à superfície do agregado utilizado para confecção da mistura.

Em geral, misturas com menores *VAM* resultam em menores deformações permanentes (ROBERTS *et al.*, 1996). No entanto, quando o *VAM* é muito baixo, tende à mistura ser suscetível à deformação permanente porque o mástique (compósito finos e ligante) ficará entre as partículas graúdas, resultando em instabilidade. A maioria dos órgãos rodoviários não especificam limite superior quanto ao *VAM*, no entanto, valores elevados tornam a mistura instável quanto ao travamento granulométrico (GIBB, 1996). O *Report 567* (NCHRP, 2006) por sua vez, recomenda limites superiores entre 1,5 a 2,0% com relação ao limite mínimo estabelecido para cada TMN. A Tabela 2.2, retrata os requisitos técnicos quanto à volumetria para definição do teor ótimo segundo a metodologia do *Asphalt Institute* (AI, 2014), para o V_{ar} igual a 4,0%.

Tabela 2.2 - Requisitos técnicos quanto à volumetria para estimativa do teor de ligante (AI, 2014)

N _{ESAL} (Milhões)	%G _{mm} requerida			VAM (%) mínimo					RBV (%)	Relação <i>filler</i> /ligante
	N _{ini}	N _{des}	N _{max}	Tamanho máximo nominal (TMN), mm						
				37,5	25,0	19,0	12,5	9,5		
< 0,3	≤ 91,5	-	-	-	-	-	-	-	70 - 80	
0,3 a <3	≤ 90,5								65 - 78	
3 a <10										0,6 - 1,2
10 a <30	≤ 89,0	96	≤ 98	11	12	13	14	15	65 - 75	
	≥ 30									

Onde a %G_{mm}, é a porcentagem de massa específica máxima medida da mistura solta. A relação betume/vazios é propriedade inversamente proporcional ao V_{ar} . Quando o V_{ar} se aproxima de zero, o *RBV* se aproxima de 100. As misturas asfálticas usualmente são concebidas com *RBV* entre 65 a 75% e geralmente esse percentual tende a aumentar conforme ocorre a consolidação da mistura devido às solicitações do tráfego com o passar do tempo em serviço. Segundo Roberts *et al.* (1996), valores entre 80 a 85% de *RBV*, indicam instabilidade e suscetibilidade ao afundamento de trilha de roda. A relação *filler*/ligante indica de maneira indireta o comportamento do mástique que, por sua vez, acarreta no comportamento da mistura asfáltica. Quando há um aumento na relação (adição de *filler*), ocorre aumento do módulo dinâmico e diminuição do ângulo de fase, tornando o mástique mais rígido. Por outro lado, quando a relação é diminuída (adição de ligante), ocorre uma diminuição gradual do módulo dinâmico e aumento do ângulo de fase, tornando o mástique mais dependente das temperaturas. Finalmente, têm

implicância direta no comportamento reológico final da mistura para combate do trincamento por fadiga e da deformação permanente.

No Brasil, a especificação ES-031 (DNIT, 2006) estabelece os critérios para dosagem e aplicação em campo de misturas asfálticas. Caso a mistura seja aplicada como camada de rolamento, deverá possuir V_{ar} igual a 4,0%, e se for uma mistura de ligação à base, V_{ar} deve ser adotado igual a 5%, sendo interpretados os parâmetros recíprocos como *VAM*, *RBV* e outros. Todavia, relação *filler*/ligante não é admitida. A NCHRP (NCHRP, 2006), apresentou uma série histórica de dados resultantes de pesquisas quanto às características volumétricas de dosagem pelo método *Superpave*. Esta recomenda a escolha do V_{ar} de projeto entre 3,0 a 5,0%, sendo necessária a avaliação do comportamento mecânico por parte dos projetistas para o volume de vazios definido.

2.3.1. Aspectos granulométricos

A distribuição granulométrica acarreta em variações volumétricas de dosagem e comportamento mecânico, hidráulico e de textura das misturas. Segundo Roberts *et al.* (1996), esta característica é a mais importante a ser estudada, pois sua definição implica de maneira sensível em propriedades, como: (i) rigidez, (ii) estabilidade, (iii) durabilidade, (iv) permeabilidade, (v) trabalhabilidade, (vi) resistência ao trincamento, (vii) resistência ao cisalhamento, (viii) resistência à plastificação, e (ix) resistência às intempéries. O comportamento quanto ao travamento granulométrico tem sido estudado intensamente nas últimas décadas, de modo a tornar o processo de dosagem mais assertivo quanto à proposição do teor de ligante ótimo, e que a mistura venha resistir aos esforços de campo.

O *Asphalt Institute* (2001) considera o emprego da dosagem *Superpave*, que emprega o conceito da linha de densificação máxima (LDM) dos agregados pétreos, proposta por Fuller & Thompson (1907) para concretos de cimento Portland. Além desta, define elementos como pontos de controle e zona de restrição. Os pontos de controle são como elementos guias, onde a mistura deve passar, e que o projetista deve encaixar a curva de projeto. A zona de restrição não é mandatória atualmente, mas indica região em que a curva de projeto não de interceptar. Tal conceito foi criado para evitar problemas de formação de trilha de roda em materiais que utilizem na sua fração miúda: areias extraídas

de rios. A equação 2.5 apresenta a forma de se construir a LDM, e abaixo é apresentado os parâmetros de controle para a mistura do tipo SPV 25,0 mm (Figura 2.4).

$$P=100 \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad \text{eq. 2.5}$$

onde P - porcentagem do material passante na peneira de diâmetro d ; d - é o diâmetro da peneira atual; D - diâmetro máximo do agregado, peneira acima da peneira de tamanho máximo nominal (TMN); e n - potência para obtenção da curva de densidade máxima, recomendada pela FHWA igual a 0,45.

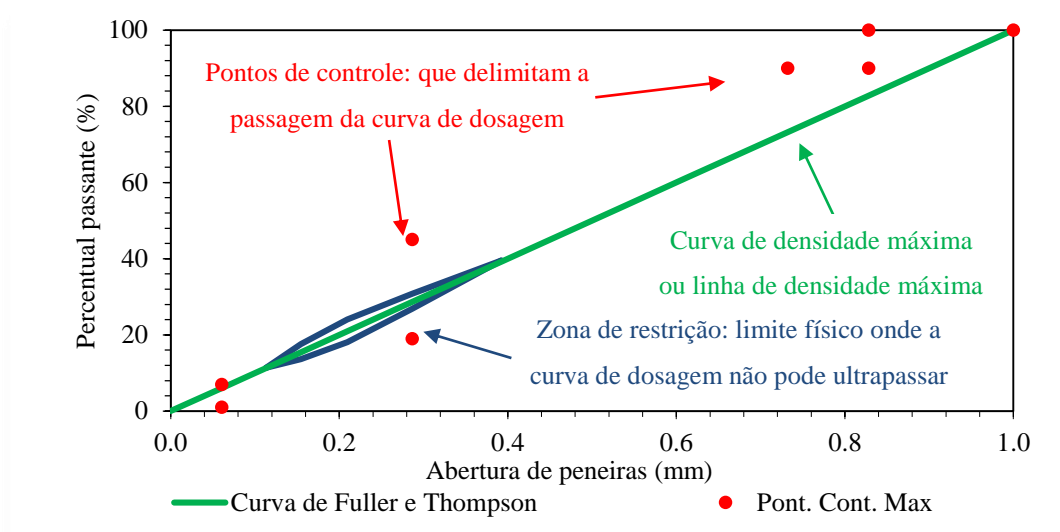


Figura 2.4- Curva de densidade máxima, SPV 25 mm (AI, 2014)

A granulometria “ideal”, seria aquela que geraria um máximo travamento pétreo, e como consequência, uma curva real mais próxima a curva de densidade máxima, pois os vazios estariam completamente preenchidos, elevando o contato grão a grão e diminuindo o VAM. No entanto, não se dará espaço suficiente para a adição de ligante asfáltico, o que acarretaria em instabilidade da mistura (NASCIMENTO, 2008). O *Report 386* (NCHRP, 1997) avaliou mecanicamente duas misturas LSAM com potência n da curva LDM de 0,45 e 0,9 (granulometrias densa e aberta respectivamente), para distintas relações de altura/diâmetro das amostras (variável entre 0,36 a 1,83). Para o ensaio *creep and recovery test*, uma análise de variância (ANOVA) entre resultados médios das duas misturas indicou que a mistura aberta apresenta deformações plásticas maiores que a mistura de graduação densa.

Vavrik (2000), em sua tese de doutorado, estudou os efeitos do travamento da matriz de agregados pétreos através do empacotamento do esqueleto mineral entre a matriz graúda e a matriz fina, pelo método *Bailey* de dosagem de misturas. O método *Bailey* foi concebido pelo engenheiro *Robert Bailey* do *Illinois Department of Transportation* em 1962 e que avalia as relações de travamento da matriz de agregados, com o uso dos percentuais de materiais retidos por peneira e suas respectivas massas específicas solta e compactada. Este método visa estabelecer a mistura de agregados que proporcione a melhor condição de propriedades volumétricas e mecânicas. Para o travamento da matriz de agregado, é necessário o entendimento das frações retidas em cada peneira no processo, sendo determinadas as proporções de agregados graúdos (CA), proporções de agregados finos (FA_c) e a proporção fina de agregados finos (FA_f). Todos esses parâmetros são calculados por peneiras de controle que o método impõe, sendo definidas conforme: (i) peneira de controle primário (PCS), (ii) secundário (SCS), (iii) terciário (TCS) e (iv) média (MS). Logo as peneiras de controle são calculadas conforme:

$$PCS=0,22TMN \quad \text{eq. 2.6}$$

$$SCS=0,22PCS \quad \text{eq. 2.7}$$

$$TCS=0,22SCS \quad \text{eq. 2.8}$$

$$MS=0,50TMN \quad \text{eq. 2.9}$$

onde PCS - peneira mais próxima, resultado da multiplicação de fator 0,22 e a peneira TMN ; SCS - peneira mais próxima, resultado da multiplicação de fator 0,22 e a peneira PCS ; TCS - peneira mais próxima, em função da multiplicação de fator 0,22 com a peneira SCS ; e MS - peneira mais próxima da metade da peneira dada por TMN . Segundo Vavrik (2000), o fator de multiplicação 0,22 expressa o coeficiente de empacotamento médio das partículas finas (entendidas nesse contexto como partículas que preenchem os vazios deixados pelas partículas grossas) e partículas grossas (partículas que quando depositadas em um certo volume, deixam espaços em aberto) para análises de combinações 2-D e 3-D. Nascimento (2008) comenta que a peneira PCS representa a peneira em que fica retido todo o agregado graúdo, enquanto que a peneira SCS avalia a fração graúda do agregado fino, e que o material retido na peneira TCS expressa a fração fina do agregado fino. Para o caso das misturas tipo LSAM associadas à especificação AI (2001) (Tabela 2.3), tem-se:

Tabela 2.3 – Peneiras de controle *PCS*, *SCS* e *TCS* para misturas LSAM

Peneiras de controle	Tamanho máximo nominal (mm)		
	19,0	25,0	37,5
<i>PCS</i>	4,75	4,75	9,5
<i>SCS</i>	1,18	1,18	2,36
<i>TCS</i>	0,30	0,30	0,60
<i>MS</i>	9,5	12,5	19,0

O cálculo das proporções de empacotamento granulométrico é realizado conforme:

$$CA = \frac{\% \text{ pass. na MS} - \% \text{ pass. na PCS}}{100\% - \% \text{ pass. na MS}} \quad \text{eq. 2.10}$$

$$FAc = \frac{\% \text{ pass. na SCS}}{\% \text{ pass. na PCS}} \quad \text{eq. 2.11}$$

$$FAf = \frac{\% \text{ pass. na TCS}}{\% \text{ pass. na PCS}} \quad \text{eq. 2.12}$$

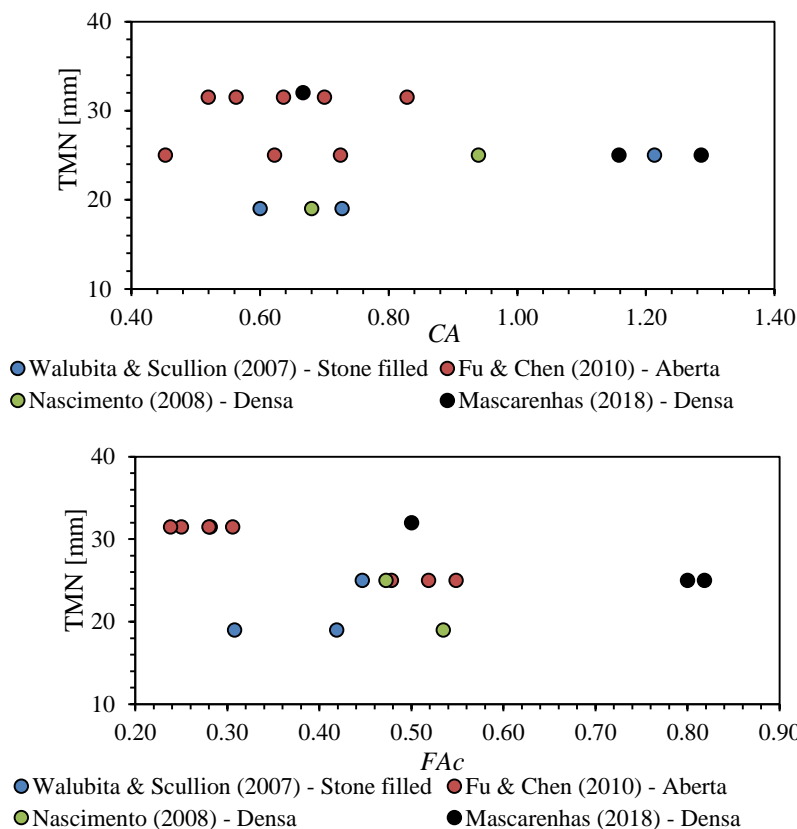
onde *CA* - razão da fração grossa; *FAc* - razão da fração grossa presente na fração fina; *FAf* - razão da fração fina presente na fração fina.

Vavrik (2000) comenta que para misturas densas, é desejável que os valores de *CA* se situem entre 0,4 a 0,8 para garantia do equilíbrio da matriz grossa na estrutura de agregados. *CA* abaixo de 0,4 permite à mistura granulométrica uma super compactação da matriz de fração fina, pois os vazios criados pela fração grossa são pequenos, tendendo essas misturas a apresentarem segregação durante o processo construtivo. Para valores de *CA* próximos de 1,0, a fração grossa da mistura encontra-se desbalanceada, acarretando vazios maiores para o preenchimento da fração fina em sua estrutura, gerando uma mistura de difícil compactação em campo, muito trabalhável. Para a proporção *FAc*, quando inferior a 0,4, implica em descontinuidade da proporção grossa da fração fina. É desejável que esta proporção esteja abaixo de 0,5, e quando assume valores de 0,55, as misturas tendem à super compactação. Para a proporção *FAf*, assim como a proporção *FAc*, também é desejável que tenha valores próximos a 0,5 para misturas tipicamente densas, pois com o decréscimo dessa proporção, há o aumento do volume de vazios na mistura. A Tabela 2.4 recomenda os limites para o caso de misturas tipo LSAM na metodologia *Superpave*:

Tabela 2.4 – Limites recomendáveis de CA , F_{Ac} e F_{Af} para misturas LSAM (VAVRIK *et al.*, 2002)

Proporções	Tamanho máximo nominal (mm)		
	19,0	25,0	37,5
CA	0,60 – 0,75	0,70 – 0,85	0,80 – 0,95
F_{Ac}	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50
F_{Af}	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50	0,35 – 0,50

A Figura 2.5 apresenta um resumo de resultados de alguns estudos com aplicação de LSAM, com granulometrias distintas, muito embora, nem todos os experimentos conduzidos implicaram em aplicações construtivas. Todavia, misturas LSAM tendem ao potencial de segregação e danos por umidade caso o processo de usinagem não seja eficiente (MAHBOUB & WILLIAMS, 1990; NEWCOMB *et al.*, 1993; NCHRP, 1997).



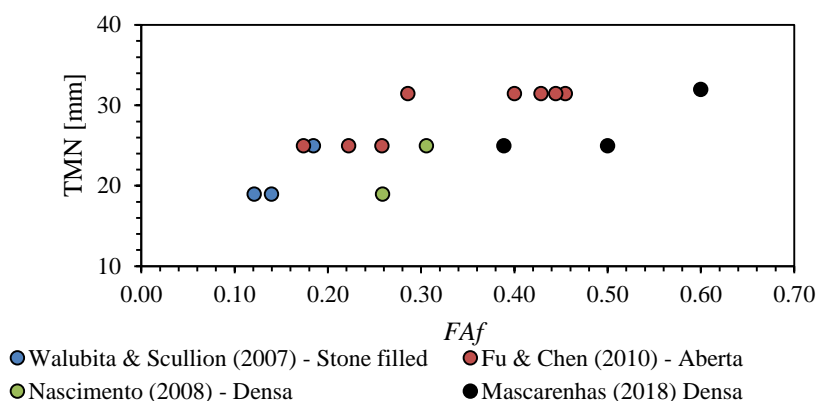


Figura 2.5- Parâmetros de empacotamento de misturas LSAM observados em literatura

2.3.2. Parâmetros de densificação de misturas

A compactação por cisalhamento giratório propicia a inferência de parâmetros como a habilidade de compactar o material, a trabalhabilidade, e a suscetibilidade na geração de deformação permanente. A curva de densificação obtida durante a compactação giratória pode estar relacionada com a resistência do esqueleto mineral. O *Report 478* (NCHRP, 2002) apresenta correlações entre parâmetros como módulo cisalhante vs. inclinação da curva de compactação, deformação cisalhante permanente vs. razão de giros, etc. O manual indica o uso do número de giros à razão máxima de tensão (razão entre a tensão cisalhante e a tensão vertical medida, $N-SR_{max}$) para identificar possíveis instabilidades da mistura quando solicitadas pelo tráfego. Portanto, durante e após a dosagem, é possível deduzir comportamentos futuros do material em serviço. Outros índices são foram amplamente estudados, com especial destaque: *locking point (LP)*, *construction densification index (CDI)*, *traffic densification index (TDI)*, etc (VAVRIK, 2000; NASCIMENTO, 2008).

O *locking point (LP)* pode é definido como o número de giros final ou limite em que a granulometria do material encontra-se perfeitamente travada. Vavrik & Carpenter (1998) estabeleceram um procedimento para determinar o *LP* associado a um dado teor de projeto, propondo que o *LP* seria equivalente ao primeiro giro de uma combinação de três giros sem alteração da altura do corpo de prova, precedido de duas sequencias de dois giros sem alteração da altura do corpo de prova. Com isso, podem ser recomendados números de giros para a dosagem diferente do N_{des} , semelhante ao indicado conforme o *LP*. Leandro *et al.* (2017) em que foi avaliado o efeito de distintos métodos de compactação e do tamanho das amostras na reprodução do V_{ar} , para misturas TMN igual

a 12,5 mm, com agregados de mesma natureza (basalto), variando o tipo de ligante (convencional CAP 50/70 e modificado por SBS). Verificam que na compactação CCG para o teor ótimo de dosagem, o LP variou entre 83 a 95 giros, com N_{des} adotado previamente igual a 100 giros.

Beja *et al.* (2015) também avaliaram distintas energias de dosagem pela metodologia CCG (N_{des} igual a 75, 100 e 125 giros) que resultavam em diferentes teores de projeto, com misturas do tipo LSAM de TMN igual a 25 mm, possuindo agregados de natureza granítica e basáltica, para um mesmo tipo de ligante (CAP 30/45). Concluem que a N_{des} igual a 75 giros, não apresenta LP para os teores testados. Para N_{des} igual a 100 e 125, o $LP_{médio}$ para todos os teores testados, aproximou-se de 90 giros, indicando que possivelmente a energia empregada na compactação foi superior à necessária, resultando num excesso de compactação na dosagem.

O CDI é traduzido como o esforço necessário a se densificar uma mistura em campo, sendo medido entre o número de giros de 8 até o número de giros que obtiver 92% da $\%G_{mm}$. O TDI , por sua vez, expressa a estabilidade da mistura asfáltica sob ação do tráfego, traduzida como o número de giros para gerar 92 a 98% da $\%G_{mm}$. Os dois são obtidos com base na área do gráfico da curva de densificação do CCG (FAHEEM & BAHIA, 2004). O detalhe conceitual da medição do CDI e TDI em uma mistura LSAM, com 4,5% de teor de ligante e 120 giros de N_{des} é apresentado na Figura 2.6. Em estudo paramétrico realizado por Faheem & Bahia (2004) os pesquisadores conduziram estudo paramétrico alterando propriedades como o tipo de ligante, granulometria e teor ótimo, procurando correlacionar o desempenho dos parâmetros de CDI e TDI aos resultados de *flow number*, oriundos dos ensaios de creep dinâmico. Estes indicam um aumento aproximadamente linear do CDI e TDI com os dados F_N . Por fim, os autores propõem critérios de aceitação para tenham adequada trabalhabilidade e resistência à deformação permanente, apresentados na Tabela 2.5, com base no N_{ESAL} .

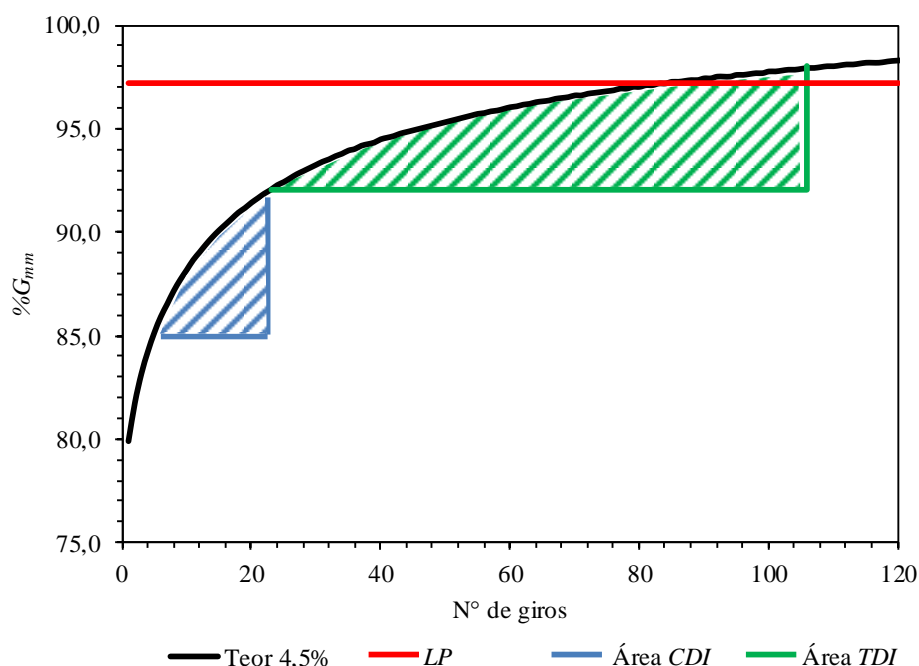


Figura 2.6 - Parâmetros de densificação abordados à luz da compactação CCG

Tabela 2.5 - Parâmetros *CDI* e *TDI* segundo Faheem & Bahia (2004)

Tráfego, N_{ESAL}	Trabalhabilidade (<i>CDI</i>)	Resistencia a deformação (<i>TDI</i>)
	valores máximos	valores mínimos
$N_{ESAL} < 3 \cdot 10^6$	100	400
$3 \cdot 10^6 < N_{ESAL} < 1 \cdot 10^7$	200	800
$N_{ESAL} > 3 \cdot 10^7$	300	1200

2.4. Caracterização da resposta mecânica das misturas asfálticas

Concretos asfálticos são materiais que possuem comportamento viscoelásticos e viscoelastoplásticos no domínio do tempo, e que dependem da intensidade de carregamento, temperatura e velocidade ou frequência de carregamento. Novos métodos de dimensionamento contemplam a utilização de análogos mecânicos, que estabelecem relações tensão/deformação para um dado material, implicando ao projeto de pavimento um caráter mais racional. Tais comportamentos são chamados de funções de resposta do material, no domínio dos carregamentos e contorno, sendo comumente avaliados como função fluência, função relaxação, módulo dinâmico, etc. Em sequência são apresentados os conceitos relativos à viscoelasticidade, fluência, relaxação, rigidez, plastificação acumulada e vida de fadiga, que são pressupostos teóricos embutidos no dimensionamento mecanicista de pavimentos.

2.4.1. Viscoelasticidade

Materiais elásticos lineares possuem resposta tensão de deformação de lineares e proporcionais ao carregamento aplicado e não dependem do tempo de carregamento para apreciação de suas constantes elásticas. Um sólido elástico linear responde à relação generalizada $\sigma(t)=E\cdot\varepsilon(t)$, onde $\sigma(t)$ traduz-se como a tensão aplicada ao material é proporcional à deformação que este irá sofrer devido ao carregamento $\varepsilon(t)$ e à constante elástica E (módulo de Young) associada ao sólido, sendo o tempo um domínio pouco influente nessa relação. Paralelamente, outra constante elástica pode ser definida como coeficiente de Poisson, como uma constante de proporcionalidade entre a deformação horizontal específica e a deformação vertical específica sofrida pelo sólido. Se um sólido elástico é deformado e depois de cessado o carregamento retorna à posição inicial, o trabalho realizado é igual à zero e não houve energia dissipada.

Sólidos viscoelásticos lineares respondem com um comportamento bivalente, dependendo assim da resposta elástica e viscosa linear, onde este se comporta necessariamente como um fluido Newtoniano. Fluidos viscosos newtonianos possuem uma constante de proporcionalidade relação tensão/deformação, denominada como viscosidade do material. Mecanicamente, para uma tensão de cisalhamento incremental imposta no tempo $\dot{\tau}(t)$, o sólido viscoso linear responde com uma deformação cisalhante incremental no tempo $\dot{\varepsilon}(t)$, proporcional à viscosidade do material μ , ou simplesmente $\dot{\tau}(t)=\mu\cdot\dot{\varepsilon}(t)$. Tais propriedades podem ser investigadas através de modelos reológicos (ou análogos mecânicos), pois passam a depender do tempo de carregamento e do histórico de tensões (CHISTENSEN, 1982).

Os análogos mecânicos comumente utilizados para representar esses comportamentos são modelos de associação de molas (com constante elástica E ou constante relativa à compliância D , que é o inverso da constante elástica) e amortecedores (com constante viscosa μ). Os modelos comumente empregados para a caracterização viscoelástica dos materiais são: Maxwell, Maxwell generalizado, Voigt, Voigt generalizado, Kelvin generalizado e outros. Tais modelos tentam representar o macrocomportamento de amostras de tamanho específico e não necessariamente caracterizam os materiais a nível molecular dos sólidos (KIM, 2009).

2.4.2. Compliância e relaxação

Os concretos asfálticos exibem uma dependência da taxa de carregamento na resposta, onde o material não responde mecanicamente apenas pelo carregamento atual, mas também a depender da história de carregamentos, bem como da temperatura. Quando o carregamento não ocasiona dano acumulado, as misturas asfálticas tendem a responder de maneira viscoelástica linear, expressa através de funções hereditárias com integrais de convolução. Kim (2009) relata que função resposta de materiais com comportamento viscoelástico linear não envelhecidos pode ser representada conforme a integral de convolução:

$$R = \int_0^t R_H(t-\tau) \frac{\partial I}{\partial \tau} \partial \tau \quad \text{eq. 2.13}$$

onde R_H - resposta da função unitária hereditária; t - tempo de interesse; τ - variável de integração; I - parâmetros *input* da função, como carregamento, tempo, frequência, etc. Quando ocorre o dano acumulado, a relação se modifica, podendo ser explicada por modelos viscoelastoplásticos no regime do dano em meio contínuo, e também por modelos não lineares termoviscoelástico, termoviscoelastoplásticos. Para o caso de carregamentos uniaxiais monotônicos, a relação $\sigma(t)$ - $\varepsilon(t)$ para materiais viscoelásticos, pode ser atribuída pelas integrais de convolução de Boltzmann (SCHAPERLY, 1974; CHISTENSEN, 1982; PARK & KIM, 1999):

$$\sigma(t) = \int_0^t E(t-\tau) \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} \partial \tau \quad \text{eq. 2.14}$$

$$\varepsilon(t) = \int_0^t D(t-\tau) \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} \partial \tau \quad \text{eq. 2.15}$$

onde, $\sigma(t)$ - tensão variando no tempo; $\varepsilon(t)$ - deformação variável no tempo; $E(t-\tau)$ - função relaxação no tempo; $D(t-\tau)$ - função compliância (ou fluência) no tempo.

Logo, $D(t)$ e $E(t)$ são relações constitutivas dos materiais no domínio do histórico de carregamento. Esquemáticamente, quando uma mistura asfáltica é carregada sob tensão constante no tempo, ocorre uma fluência volumétrica, indicando aumento na deformação acumulada no tempo ($D(t)$). Os resultados são obtidos com a construção de curvas da deformação permanente axial pelo tempo ou das funções fluência versus tempo em escala

logarítmica. De modo análogo, a curva de relaxação ($E(t)$) é obtida quando há aplicação de deformação controlada no tempo, interpretando sua tensão recíproca. À medida que o tempo de ensaio aumenta, a tensão diminui. A compliância e o módulo de relaxação são obtidos com execução de ensaios uniaxiais em amostras não envelhecidas, com tensão constante ou deformação constante no tempo, conforme (KIM, 2009; GARCÍA, 2017):

$$D(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad \text{eq. 2.16}$$

$$E(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon_0} \quad \text{eq. 2.17}$$

onde ε_0 - deformação inicial controlada no tempo; σ_0 - tensão inicial controlada no tempo.

O *Simple Performance Test* (NCHRP, 2002), define algumas formas de experimentação para a obtenção da função fluência, podendo, a cargo do experimento, aplicar ou não confinamento nos testemunhos. A condução da tensão axial deve se situar entre 69 a 207 KPa para ensaios não confinados e 483 a 966 KPa para ensaios confinados, com tensão confiante variável entre 35 a 207 KPa, com temperatura aplicável ao ensaio entre 25 a 60°C. As deformações devem ser interpretadas até que a zona terciária ocorra, ou que a deformação total axial atinja no máximo 2%. Tais ensaios são conhecidos como *creep test*, ou fluência estática.

García (2017) propôs tempo de carregamento de uma hora, e ao final, cessado o carregamento, continua-se a leitura da deformação no tempo durante 10 a 15 min, sendo o ensaio conhecido como *creep and recovery test*. A partir da construção das curvas fluência ou do módulo de relaxação versus tempo é possível aproximá-las por expressões matemáticas analíticas, a condição do comportamento constitutivo para o material. Algumas técnicas foram divulgadas como: (i) lei de potência simples (*Pure Power Law*), (ii) lei de potência generalizada (*Generalized Power Law*), (iii) lei da potência modificada (*Modified Power Law*) e (iv) séries de Prony (*Prony Series*). Na Tabela 2.6 são descritos os modelos genéricos das funções compliância e relaxação (PARK & SCHAPERY, 1999; KIM, 2009, GARCÍA, 2017).

As séries de Prony (ou Dirichlet) consistem numa sequência de declínios exponenciais no tempo, e que têm sido amplamente utilizadas para representar o comportamento constitutivo viscoelástico linear. A forma de ajuste com uso das séries de Prony emprega

técnicas analíticas como o método da colocação descrito por Schapery (1961) para modelar a função relaxação no tempo obtido através de dados experimentais em compostos de polimetilmetacrilato, ou o método apresentado por Cost & Becker (1970), baseado no método dos mínimos quadrados aplicado à transformada de Laplace da série de Prony para a transformada de Laplace dos dados.

Tabela 2.6 – Modelos matemáticos genéricos das funções compliância e relaxação

Modelo	Função	
	Compliância	Relaxação
<i>Pure Power Law</i>	$D(t)=D_1 \cdot t^n$	$E(t)=E_1 \cdot t^m$
<i>Generalized Power Law</i>	$D(t)=D_0+D_1 \cdot t^n$	$E(t)=E_\infty + E_1 \cdot t^m$
<i>Modified Power Law</i>	$D(t)=D_0+\frac{D_\infty-D_0}{\left(1+\frac{\tau}{t}\right)^n}$	$E(t)=E_\infty+\frac{E_0-E_\infty}{\left(1+\frac{t}{\rho}\right)^m}$
<i>Prony Series</i>	$D(t)=D_0+\sum_{m=1}^N D_m \cdot [1-e^{-t/\tau_m}]$	$E(t)=E_\infty+\sum_{m=1}^N E_m \cdot e^{-t/\rho_m}$

onde D_0 e E_∞ – compliância e a relaxação quando t tende a zero e a infinito respectivamente; D_1 e E_1 – são a magnitude da compliância e da relaxação quando $t=1$; D_∞ e E_0 – são a compliância e a relaxação, respectivamente, quando t tende a infinito e zero; n e m – são inclinações da curva no segmento onde ocorre o acréscimo da compliância e relaxação ocorre de maneira constante no tempo; τ e ρ - constantes do tempo da função fluência ou relaxação respectivamente; D_m e E_m são termos dependentes da série de Prony da função fluência e módulo de relaxação respectivamente, e τ_m e ρ_m são constantes do tempo da série de Prony da função fluência e módulo de relaxação, respectivamente. Um resumo esquemático de ambas funções fluência e módulo de relaxação no domínio do tempo é apresentado na Figura 2.7.

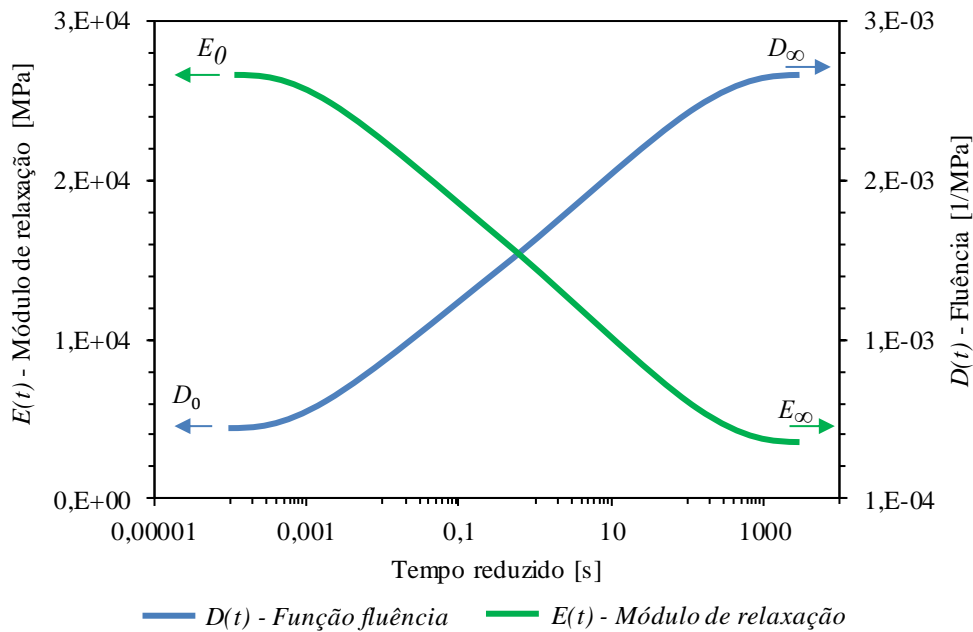


Figura 2.7 – Representação esquemática das funções hereditárias no tempo

Kim (2009) comenta que as funções hereditárias das misturas podem ser relacionáveis com o uso de técnicas analíticas de interconversão no campo da viscoelasticidade linear. A interconversão é um artifício interessante, pois reduz o campo de experimentos, podendo o operador relacionar a função relaxação, com a função compliância, função módulo de armazenamento no domínio da frequência, função módulo de perda no domínio da frequência, etc. Abaixo, são apresentadas uma série de soluções intercambiáveis para a obtenção das funções respostas, com base em na reciprocidade viscoelástica linear (Tabela 2.7) (SCHAPERY & PARK, 1999; PARK & KIM, 1999; ZHANG *et al.*, 2018).

Tabela 2.7 – Modelos matemáticos genéricos das funções compliância e relaxação

Funções hereditárias intercambiáveis	Interconversão	Observação
Relaxação e Compliância	$E(t)D(t) \cong \frac{\text{sen } n\pi}{n\pi}$	$n = \left \frac{d \log F(\tau)}{d \log \tau} \right _{\tau=t}$
	$E(t)D(t) \cong \frac{1}{1 + \frac{n^2 \pi^2}{4}}$	
	$E(t)D(t) \cong \frac{1}{1 + \frac{n^2 \pi^2}{6}}$	
Relaxação e módulo de armazenamento	$E(t) \cong \frac{1}{\lambda'} \cdot E'(\omega) \Big _{\omega=1/t}$	$\lambda' = \Gamma(1-n) \cdot \cos\left(\frac{n\pi}{2}\right)$
Relaxação e módulo de perda	$E(t) \cong \frac{1}{\lambda''} \cdot E''(\omega) \Big _{\omega=1/t}$	$\lambda'' = \Gamma(1-n) \cdot \text{sen}\left(\frac{n\pi}{2}\right)$

onde n – derivada da função no ponto em escala log-log das funções base de transformação, $F(\tau)$, que pode ser $E(t)$, $D(t)$, $E'(\omega)$, ou $E''(\omega)$ a depender do que quer se obter; $E'(\omega)$, $E''(\omega)$ – módulo de armazenamento e perda, respectivamente, oriundos dos ensaios de carregamentos harmônicos; $\Gamma(1-n)$ – função gama a depender a inclinação da função $F(\tau)$, ponto a ponto; λ' e λ'' – fatores de correção da interconversão, que dependem de n . A função gama e seus coeficientes são descritos por meio da aproximação realizada por Lanczos, utilizando funções de peso, e o cálculo dos elementos da matriz de coeficientes dos polinômios de Chebyshev, conforme (LANCZOS, 1964):

$$\Gamma(z) = (z+a)^{z+0.5} e^{-(z+a)} \sqrt{2\pi} \cdot \left[p_0 + \sum_{k=1}^N \frac{p_k}{z+k} \right] \quad \text{eq. 2.18}$$

onde, $\Gamma(z)$ – função gama para $z = 1-n$; a – constante arbitrária sujeita a restrições; p_0 e p_k – coeficientes relativos à aproximação de Lanczos, a depender do k , número de elementos. De posse da função relaxação no domínio do tempo, é possível aplicá-la para caracterização do comportamento das misturas quanto ao dano em meio contínuo e análise de tensões, deformações e deslocamentos por métodos numéricos, elementos que serão discutidos adiante. De modo semelhante, é possível construir a curva de módulos de relaxação no domínio do tempo ou frequência reduzidos.

Mello *et al.* (2018) comentam que após a obtenção da curva de módulo de relaxação do material no domínio do tempo, é possível estabelecer o parâmetro n como a inclinação da função do módulo de armazenamento para cada década logarítmica de tempo, sendo tal indicador correlacionável à propagação do trincamento pela teoria do dano em meio contínuo. Lundstrom & Isacson (2011) consideram que tal parâmetro é igual à máxima inclinação da curva de relaxação, medida em todas as décadas de tempo. Enquanto que para Underwood *et al.* (2006), o parâmetro deve ser estimado com o valor da inclinação média na parte central da curva de módulo dinâmico (onde a inclinação é constante com o aumento do tempo ou frequência reduzidos).

2.4.3. Rigidez

Para interpretar as propriedades reológicas de misturas asfálticas no domínio das deformações recuperáveis, utilizam-se carregamentos harmônicos, com a tensão aplicada no tempo defasada da deformação no tempo. Dessa defasagem ocorre, pois, uma parcela

do deslocamento que é dada pelo ligante betuminoso, que depende de certo tempo para responder mecanicamente em face a um carregamento. Matematicamente, um carregamento harmônico unidimensional pode ser representado no campo dos números complexos, sendo quantificada uma parcela real, outra parcela imaginária, e a soma destas duas parcelas expressa o módulo complexo. O módulo dinâmico, expresso como a norma vetorial do módulo complexo $|E^*|$, é uma outra propriedade interpretada para a caracterização da rigidez das misturas, sendo definido sob diferentes temperaturas e frequências de carregamento de ensaio (CORRALES-AZOFEIFA & ARCHILLA, 2018). Em manuais norte-americanos para projeto de pavimentos flexíveis, essa propriedade é comumente utilizada em modelos Mecanístico-Empíricos, como o MEPDG (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*), para prever o comportamento do concreto asfáltico em campo (NCHRP, 2002; AASHTO, 2008).

Como as misturas asfálticas são sensíveis à temperatura e à frequência de carregamento, aquelas se comportam de modo distinto quando comparados a materiais puramente elásticos. Estes últimos não sofrem influência significativa da variação de temperatura e frequência na interpretação da rigidez. Assim, quando uma mistura é solicitada por um carregamento harmônico ou senoidal, a deformação é defasada em relação à tensão no domínio do tempo ou frequência, exibindo comportamento típico de materiais viscoelásticos. Tal defasagem é descrita como ângulo de fase, φ (Figura 2.8).

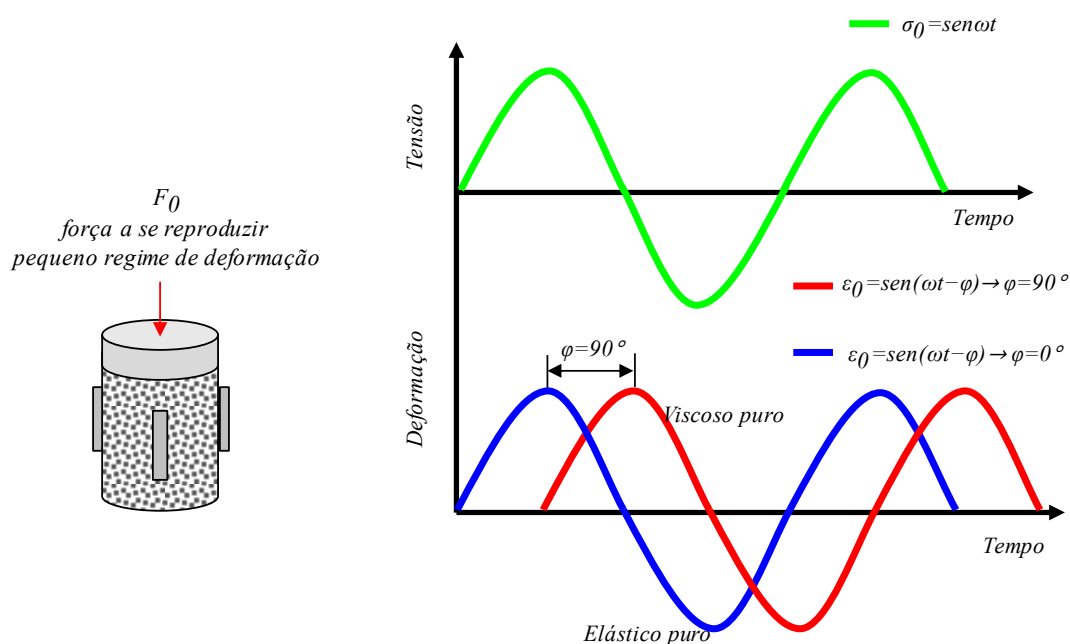


Figura 2.8 – Representação da deformação sobre tensão no domínio dos carregamentos harmônicos ou senoidais

onde σ_0 e ε_0 - amplitudes de tensão e deformação, respectivamente, no carregamento harmônico ou senoidal; $\omega=2\pi f$ - velocidade angular da carga relacionada à frequência; t - tempo desde o início da aplicação do pulso de carga.

O módulo dinâmico é expresso como a amplitude da tensão sobre a amplitude da deformação correspondente. Este módulo é dividido em outras duas componentes conhecidas como módulo de armazenamento e módulo de perda, ambas atribuídas em função do ângulo de fase, sendo expressos conforme reportam Pellinen & Witczak (2001):

$$|E^*(\omega)| = \sqrt{E'(\omega)^2 + E''(\omega)^2} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad \text{eq. 2.19}$$

$$E'(\omega) = \frac{\sigma_0 \cdot \cos\varphi}{\varepsilon_0} = |E^*(\omega)| \cdot \cos\varphi \quad \text{eq. 2.20}$$

$$E''(\omega) = \frac{\sigma_0 \cdot \sin\varphi}{\varepsilon_0} = |E^*(\omega)| \cdot \sin\varphi \quad \text{eq. 2.21}$$

$$\varphi = \tan^{-1}\varphi = \frac{E''(\omega)}{E'(\omega)} \quad \text{eq. 2.22}$$

onde $|E^*(\omega)|$ - módulo dinâmico em termos da velocidade angular; $E'(\omega)$ - módulo de armazenamento; $E''(\omega)$ - módulo de perda; φ - ângulo de fase. O material é considerado puramente elástico quando responde sem defasagem entre as amplitudes de deformação e de tensão ($\varphi = 0^\circ\text{C}$); quando há defasagem máxima ($\varphi = 90^\circ\text{C}$), o material é considerado puramente viscoso (Figura 2.8).

Ou módulo dinâmico e sua defasada são fundamentais para projetos de dimensionamento de pavimentos, pois estabelecem variações da rigidez em decorrência da mudança das velocidades de carregamentos (expressas pela frequência) e de temperaturas. Tal comportamento da rigidez propicia a criação de curvas mestras (*Master Curves*) (BONAQUIST & CHRISTENSEN, 2005). As curvas mestras permitem que o módulo e o ângulo de fase sejam representados em um maior espectro de condições, e assim, simular carregamentos numa ampla faixa de frequência, e materiais com diferentes temperaturas. Visto que o asfalto é termo suscetível, pode-se avaliar com maior precisão as mudanças na rigidez causadas por variação da temperatura. Pellinen *et al.* (2004) mencionam ainda que é comum a construção do chamado Plano Complexo ou Black Space, traduzido como um gráfico $E'(\omega)$ vs. $E''(\omega)$ ou φ vs. $\log|E^*(\omega)|$, respectivamente.

Ambos são importantes para indicar a qualidade dos resultados interpretados, além de permitirem a inferência de parâmetros reológicos das misturas.

Existem algumas maneiras de expressar as curvas mestras de módulo e do ângulo de fase, e basicamente estas se resumem a modelos: (i) matemáticos, (ii) empírico-matemático e (iii) mecânico-matemático. Os modelos matemáticos se baseiam na construção de curvas mestras utilizando o princípio da superposição tempo-temperatura (PSTT) no domínio dos carregamentos harmônicos ou senoidais. Qualquer resultado de rigidez, a certa temperatura de ensaio, é transladado horizontalmente para uma temperatura de referência definida previamente. Quando todas as curvas isotérmicas de rigidez são transladadas, constrói-se então a curva mestra única. Comumente são empregados índices de translação horizontal dos dados (ou *shift factors*), sendo o ajuste operado num modelo matemático próprio.

Por outro lado, os modelos mecânico-matemáticos são baseados em análogo mecânico da teoria da viscoelasticidade, com associação de molas e amortecedores e de suas propriedades intrínsecas (reológicas) para descrever o comportamento da rigidez no espectro do tempo ou da frequência angular. Alguns modelos apoiados nessa teoria foram postulados como: (i) Burger, (ii) Maxwell-Kelvin, (iii) Huet, e (iv) Huet-Sayegh. A modelagem empírica-matemática assume o histórico de representação do módulo dinâmico correlacionado com propriedades volumétricas e de comportamento dos seus materiais constituintes das misturas. O modelo Hirsch, considera a exemplo, o *VAM* (absoluto) e o *RBV* (absoluto), características intrínsecas à mistura. Emprega ainda o módulo de cisalhamento dinâmico do ligante asfáltico ($|G^*|$, em lbs/pol²) utilizado para o projeto de dosagem da mistura. Alguns modelos desenvolvidos na literatura para a construção das curvas mestras são descritos por Kim (2009), e Huang & Di Benedetto (2015) (Tabela 2.8).

Tabela 2.8 – Modelagem da rigidez no domínio do tempo ou frequência: módulo dinâmico

Modelos	Operadores e constantes
$\log E^* = \delta + \frac{\vartheta}{1 + e^{\beta + \gamma \log(t/\omega_{red})}} = \delta + \frac{\vartheta}{1 + e^{\beta + \gamma \log(t_{red})}}$ <p>Função Sigmoial (matemático)</p>	$\log \alpha_T(T_i) = aT_i^2 + bT_i + c$ $\alpha_T = \frac{t}{t_{red}} = \frac{\omega_{red}}{\omega}$ $0 \leq k \leq h \leq 1$ $\eta = (E_\infty - E_0)\beta\tau$ $\tau(T_i) = \alpha_T(T_i)\tau_0$ $\tau_0 = \tau(T_{ref})$ $\log \alpha_T(T_i) = \frac{c_1(T_i - T_{ref})}{c_2 + T_i - T_{ref}}$
$ E^* = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + \delta(i\omega\tau)^{-h} + \delta(i\omega\beta\tau)^{-l}}$ <p>Modelo Huet-Sayegh (mecânico-matemático)</p>	
$ E^* = P_c [4.200.000(1 - VAM) + 3 G^* (VAM \cdot RBV)] + \frac{1 - P_c}{\left[\frac{1 - VAM}{4.200.000} + \frac{VAM}{3RBV G^* } \right]}$ <p>Modelo Hirsch (empírico-matemático)</p>	$P_c = \frac{\left(20 + \frac{3RBV G^* }{VMA} \right)^{0.58}}{650 + \left(\frac{3RBV G^* }{VMA} \right)^{0.58}}$

onde δ , ϑ , β , γ , h , k – coeficientes de ajuste da funções, sendo comumente obtidos por meio de interações numéricas utilizando um *Solver* em planilhas eletrônicas; a , b e c – coeficientes de ajuste da função *shift factor* para o modelo matemático sigmoial; t_{red} e ω_{red} - expressam o tempo e a frequência reduzidos, ambos calculados a partir de $\log \alpha_T(T_i)$; τ , τ_0 - tempos característicos; c_1 , c_2 – coeficientes de ajuste da função *shift factor* para o modelo Huet-Sayegh; i – número complexo, $\sqrt{-1}$; η – viscosidade do ligante.

Finalmente os ensaios são habitualmente executados sob temperaturas variando conforme: -10°C, -4.4°C, 0°C, 10°C, 20°C, 21,1 °C, 30°C, 37,8°C, e 54,4°C, com frequências alternadas com 0,1 Hz, 0,2 Hz, 0,5 Hz, 1 Hz, 2 Hz, 5 Hz, 10 Hz, 20 Hz, 25 Hz, e 30 Hz para cada temperatura de ensaio. A forma de obtenção do módulo dinâmico e do ângulo de fase via carregamentos cíclico tem empregado usualmente carregamentos axiais, carregamentos axiais indiretos, carregamentos por cisalhamento, carregamento a flexão por meio de vigotas apoiadas, propagação de ondas ultrassônicas, etc. Consequentemente, o módulo dinâmico e o ângulo de fase são afetados pelo modo de carregamento, condições de contorno dos ensaios, características volumétricas do material e propriedades reológicas do ligante (CARSWELL & GERSHKOFF, 1993; DI BENEDETTO et al. 2001, CHO et. al. 2010; ZHAO et al. 2012).

Como o módulo dinâmico é expresso por duas componentes, módulo de armazenamento e de perda ($E'(\omega)$ e $E''(\omega)$) que, em função da geometria do corpo de prova e de suas condições de fronteira no carregamento, implicam em formas de cálculo distintas, a depender: fator de forma e massa da amostra, força aplicada durante o carregamento, deslocamento imposto, defasagem do pulso tensão e deformação, assim como da frequência angular. A normativa EN 12697-26 (CEN, 2004) apresenta um resumo de cálculo do módulo de armazenamento e perda, a saber:

$$E'(\omega) = \gamma \left(\frac{F}{Z} \cos \varphi + \frac{\mu}{10^3} f^2 \right) \quad \text{eq. 2.23}$$

$$E''(\omega) = \gamma \left(\frac{F}{Z} \sin \varphi \right) \quad \text{eq. 2.24}$$

onde F – força aplicada no testemunho (N); Z – deslocamento devido à aplicação da força F (mm); φ – ângulo de fase ($^\circ$); f – frequência de ensaio (Hz); γ – fator de forma da amostra (mm^{-1}); μ – fator de massa do corpo de prova e das partes móveis (apoios), variável que depende do tipo de ensaio, dados pela Tabela 2.9.

Di Benedetto *et al.* (2001) comentam que as formas de ensaio são divididas em duas categorias básicas: ensaios homogêneos e não homogêneos. Para ensaios homogêneos há uma relação direta de tensão e deformação em que a relação constitutiva é estabelecida. Em ensaios não homogêneos, há necessidade da garantia do regime da viscoelasticidade linear, assim como devem ser considerados para definição da relação constitutiva fatores de massa e de forma das amostras aplicáveis ao ensaio. A caracterização da rigidez por distintas formas de ensaio é útil para demonstrar a sensibilidade na variação dos resultados, e que pode ser implicada por intermédio das condições de contorno e carregamento ao qual o material é aplicado no campo (POUGET *et al.*, 2012; YAO *et al.*, 2013). Em contrapartida, a variação de propriedades físicas de misturas (teor, volume de vazios, percentual de finos, etc.), pode acarretar em mudanças quanto ao comportamento mecânico, situação presente por iniciativa do processo de usinagem em larga escala, sendo de interesse o estudo da repercussão na rigidez de misturas (LEANDRO *et al.*, 2017).

Tabela 2.9 – Fator de forma e fator de massa em função do tipo de ensaio

Tipo de carregamento	Fator de forma, γ	Fator de massa, μ
4PB	$\frac{L^2 A}{bh^3} \left(\frac{3}{4} - \frac{A^2}{L^2} \right)$	$R(x) \left(\frac{M}{4} + \frac{m}{R(A)} \right)$
Uniaxial	$\frac{4h}{\pi D^2}$	$\frac{M}{2} + m$
Compressão Diametral	$\frac{1 \cdot (\nu + 0,27)}{L}$	-
Trapezoidal	$\frac{12 \cdot L^3}{b(h_1 - h_2)^3} \cdot \left[\left(2 - \frac{h_2}{2h_1} \right) \cdot \frac{h_2}{h_1} - \frac{3}{2} - \ln \frac{h_2}{h_1} \right]$	$0,135M + m$

Onde $R(x) = \frac{12L}{A} \left[\frac{1}{\left(\frac{3X}{L} - \frac{3X^2}{L^2} - \frac{A^2}{L^2} \right)} \right]$; $A = \frac{L-1}{2}$; M = massa do testemunho (g); m = massa das partes móveis do aparato de ensaio (g); ν = coeficiente de Poisson, assumido igual 0,35 para todas as temperaturas

Outro marcador de comportamento importante está associado à propriedade dos materiais de natureza viscoelástica em dissipar ou acumular energia após um carregamento harmônico induzido ao corpo sólido com essas características. Logo, o espaço tensão-deformação resulta num ciclo completo fechado, e a área desse ciclo é a denominada histerese, ou energia dissipada durante esse estímulo. Se no regime da viscoelasticidade linear, sem dano, só gera aquecimento interno na amostra, sendo atribuída à dissipação ao efeito de amortecimento do ligante. Se no regime do dano, parte está vinculado à dissipação de calor, parte ao aumento do dano interno no material (MELLO, 2008). A área da curva σ - ε , é calculada como a integral do produto tensão-deformação no tempo de ciclo, traduzido como o trabalho realizado no processo, ou quantidade de energia dissipada. A histerese pode ser um marcador importante para relacionar o comportamento da propagação do dano no material sob carregamentos ciclos, podendo ser acoplada para modelagem da vida de fadiga ou deformação permanente.

2.4.4. Vida de fadiga

Durante a vida útil de projeto de uma camada de concreto asfáltico, o material não experimenta uma carga última, mas sim, esforços de pequena magnitude e curta duração, que dependendo da intensidade, fragiliza-o gradualmente, resultando em fissuração. O fenômeno de fadiga está associado ao fenômeno da fissuração ou trincamento por baixo nível de tensão e cargas repetidas (DI BENEDETTO, *et al.*, 2004). A propagação do trincamento irá ocorrer de modo contínuo sob regime de carregamento cíclico, tendendo o material a densificar inicialmente os vazios, coalescer em microfissuras, e propagar como microfissuras, visíveis a olho nu na superfície do pavimento (KACHANOV, 1986). Di Benedetto et al. (2004) dividem o processo de propagação do trincamento em duas fases: dano propagado uniformemente no material e dano acumulado de maneira difusa (resultando em coalescência), causando o surgimento de microfissuras.

Há algumas formas de investigar a propagação do trincamento nos materiais asfálticos, tais como: (i) ensaios de laboratório que reproduzam condições incipientes do campo, (ii) modelos de previsão baseados teorias associadas à experimentação (funções de transferência) (iii) e a modelagem da fratura quanto ao dano em meio contínuo ou modelagem constitutiva do problema (MELLO, 2008; MELLO, *et al.*, 2017; BERIHA *et al.*, 2019).

O primeiro, segundo Leahy e McGennis (1999), pode ser estabelecido conforme rotinas de ensaios que expressem a distribuição de tensões ou deformações nas misturas em serviço, utilizando algumas rotinas de ensaios, variações de instrumentações, equipamentos de laboratório e configuração de corpos de prova. Geralmente os métodos de ensaio são categorizados como: (i) flexão em viga, (ii) tensão axial em corpo de prova circular, (iii) flexão simples, (iv) triaxial puro, (v) tração indireta, etc. A segunda modelagem advém da primeira metodologia de estudo da fadiga. Assumindo que a fadiga obedece a certa taxa de degradação do material, associado à variação de alguma propriedade física do mesmo ou perda de integridade mecânica, como o módulo de Young, módulo dinâmico, etc., são conduzidos por ensaios tradicionais, de viés empírico, com interesse de prever o trincamento por fadiga da base para o topo da camada (*bottom up cracking*). É construída uma curva com o número de solicitações para fratura do material, em função de uma tensão ou deformação de controle, podendo ser vinculada com parâmetros físicos e mecânicos do material (MELLO, 2008). Nesses procedimentos,

procura-se observar a redução da rigidez para patamares de 40 a 50% da rigidez inicial, quando o experimento é executado sob deformação controlada, ou a fratura total da amostra, quando em regime de tensão controlada. Segundo Underwood (2006), este último tipo de análise pode assumir erros grosseiros, caso as condições de contorno do campo mudem em relação ao que foi idealizado em laboratório, além de não reunir os diversos mecanismos de dano associados ao concreto asfáltico e à estrutura de pavimento. A modelagem matemática em geral considera o emprego de funções potenciais, com o emprego de uma ou mais propriedades de comportamento ou resposta (deformações, tensões, rigidez, etc). Abaixo são apresentadas algumas expressões genéricas:

$$N_{f40\%:f50\%} = a\varepsilon^b \quad \text{eq. 2.25}$$

$$N_{f40\%:f50\%} = a \left(\frac{l}{\varepsilon}\right)^b \cdot \left(\frac{l}{|E^*|}\right)^c \quad \text{eq. 2.26}$$

$$N_{f40\%:f50\%} = a\varepsilon^b \cdot d|E^*|^c \quad \text{eq. 2.27}$$

onde $N_{f40\%}$ - é o número de ciclos equivalente para a redução de 40% da rigidez à flexão inicial; ε - deformação específica de tração [$\mu\text{m}/\text{m}$]; $|E^*|$ - módulo dinâmico do material; a, b, c, d - constantes de regressão dos materiais.

Por outro lado, a modelagem, considerando a mecânica do dano associada à relação constitutiva do material e de suas respostas (em termos de tensões-deformações), permitiu avançar numa análise estrutural mais realística. Algumas abordagens como o dano em meio contínuo (ou do inglês, *Continuum Damage Mechanics*, CDM), o dano baseado na energia dissipada (*Dissipated Energy*, DE), mecânica baseada em energia (*Energy-Based Mechanistic*, EBM), etc, tem sido amplamente discutida e investigada ao longo das últimas décadas (HUANG & DI BENEDETTO, 2015; MELLO *et al.*, 2018). A mecânica do dano em meio contínuo considera que dano (S) em um corpo contínuo e homogêneo pode ser observado em escala macroscópica, por meio da redução da rigidez ou da integridade do material. O estado de dano no material pode ser quantificado por parâmetros denominados como variáveis internas de estado, ou parâmetros de dano no contexto dos processos irreversíveis de entropia. A lei de evolução do dano pode ser descrita por intermédio da relação constitutiva do dano e simplificações com a teoria da elasticidade linear (KACHANOV, 1986).

Supõe-se que um corpo sólido está sujeito a um campo de forças distribuídas atuantes numa área efetiva do mesmo. A área efetiva (A_{efe}) corresponde à diferença entre a área total inicial do corpo sólido (A_0) e a área relativa às descontinuidades (A_v , área dos vazios de ar ou microtrincas). Como o dano escalar (S), é considerado como a variável de dano que expressa a razão entre A_v e A_0 . O produto diádico médio de todas as entidades de dano num volume representativo do corpo sólido, caracteriza o dano (Figura 2.9).

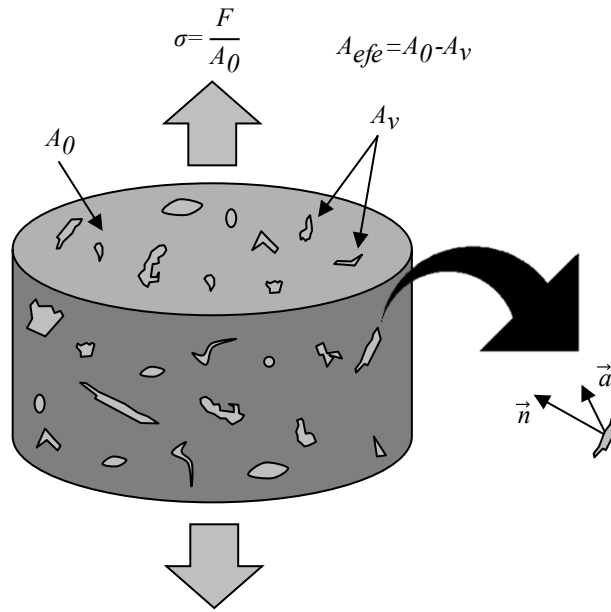


Figura 2.9 – Seção representativa de um material danificado em tração uniaxial

Lemaitre & Chaboche (1978) introduzem os conceitos de tensão efetiva e dano isotrópico para explicar de maneira aproximada que a evolução do dano em corpo sólido pode ser descrita de maneira direta por meio da relação tensão/deformação linear ($\sigma = E\varepsilon$), conforme:

$$\check{\sigma} = \frac{F}{A_{efe}} = \frac{F/A_0}{(A_0 - A_v)/A_0} = \frac{\sigma}{1-S} \quad \text{eq. 2.28}$$

$$\sigma = E(1-S)\varepsilon \quad \text{eq. 2.29}$$

$$\check{\varepsilon} = \frac{\sigma}{(1-S)E} \quad \text{eq. 2.30}$$

$$S = 1 - \frac{\check{E}}{E} \quad \text{eq. 2.31}$$

onde σ , $\check{\sigma}$ – tensão sem e com dano respectivamente; ε , $\check{\varepsilon}$ – deformação sem e com dano respectivamente; E , \check{E} – módulo de Young sem e com dano respectivamente; S – dano ou parâmetro do dano. Estes postulados implicam que a relação constitutiva do dano pode

ser explicada por um escalar simples, resultante da observação do histórico de evolução de uma única variável de dano e da equivalência entre as equações constitutivas com e sem dano.

Krajcinovic (1989) comenta, no entanto, que tal aproximação possui deficiências quando o corpo sólido consta de fissuras planas e de alta relação de aspecto, implicando em comportamento diferente caso o material seja danificado sob compressão ou tração, e que um domínio de dano raramente é isotrópico, exceto em caso de tensões triaxiais, ou em estágios iniciais de evolução do dano. Para o caso de um corpo sólido com descontinuidades mais aleatórias, a consideração de uma modelagem anisotrópica é recomendável, porém, a relação constitutiva tensão-dano-deformação recai em uma relação tensorial, onde o tensor dano é um tensor de quarta ordem. A abordagem do dano em meio contínuo de misturas decorre da aplicação dos conceitos acima mencionados, com apoio da teoria da viscoelasticidade linear no domínio do tempo e da frequência. Em grande parte desses estudos, o parâmetro dano é investigado como um escalar.

Kim (2009), por exemplo, apresenta o modelo *ViscoElastoPlástico de Dano Contínuo* (VEPDC), sendo empregado para caracterizar as leis que quantificam o dano micro e macroestrutural nas misturas asfálticas. A estratégia de modelagem adota as seguintes hipóteses: (i) princípio da correspondência elástica viscoelástica, (ii) o emprego da teoria do trabalho potencial (*Work Potential Theory*, WPT), para descrever a lei de evolução do dano, (iii) PSTT com o dano acumulado, para descrever os efeitos da temperatura no comportamento constitutivo do modelo e (iv) modelagem constitutiva do efeito viscoplástico considerando sua não linearidade. Um resumo esquemático dos conceitos é abordado a seguir (Figura 2.10).

O princípio da correspondência elástica viscoelástica (PCEV) pode ser descrito como uma relação em que o comportamento elástico é expresso por variáveis correspondentes viscoelásticas, com emprego das pseudovariáveis. Para materiais puramente elástico variáveis físicas como tensão-deformação, rigidez e trabalho são substituídas por pseudo variáveis como pseudotensão, pseudodeformação, pseudorigidez e pseudotrabalho, Pseudovariáveis foram definidas por Schapery (1981) como variáveis que correlacionam o domínio elástico com o viscoelástico, e a linearidade e não linearidade da deformação viscoelástica e a propagação do trincamento. O autor propõe que as relações constitutivas de tensão-deformação, no domínio elástico e viscoelástico, são equivalentes, porém estas

quantidades são explicáveis mediante pseudovariáveis: ε_R e E_R . A primeira é referendada como pseudodeformação e a segunda é o módulo de referência (ou constante normalizada, que possui o mesmo significado físico do módulo de relaxação $E(t)$). Portanto, a pseudodeformação pode ser determinada com o histórico de tensões (σ), aplicada no material, calculada com base em integrais de convolução.

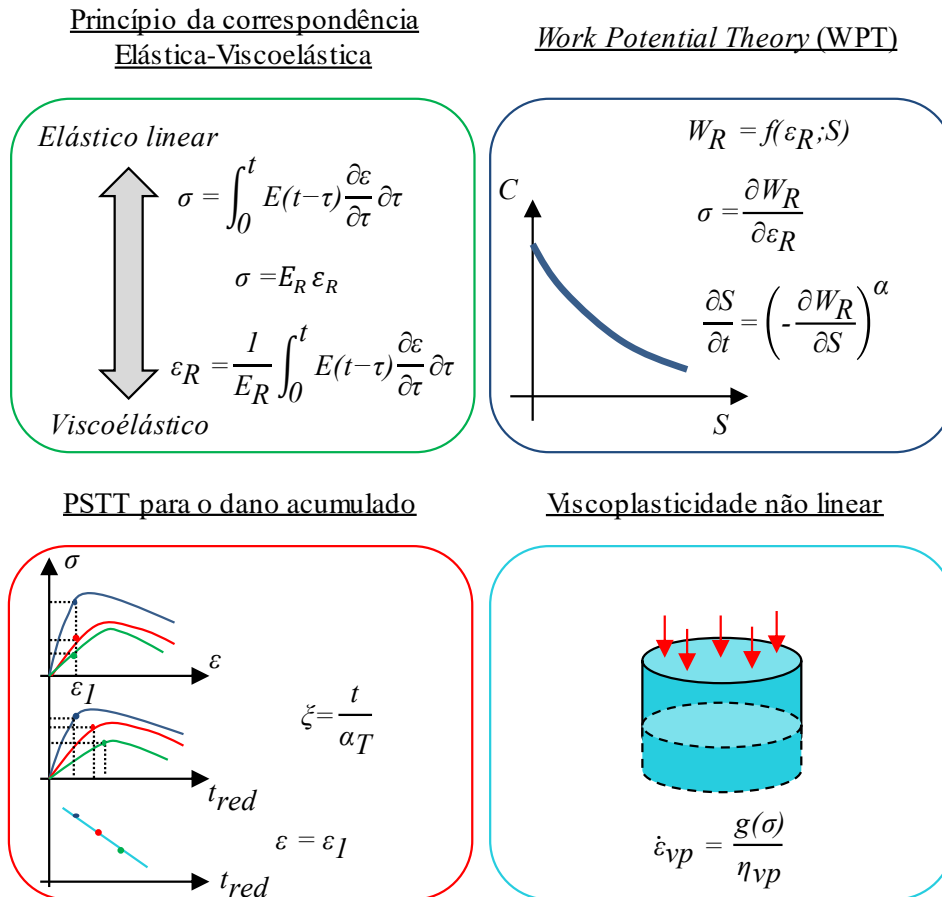


Figura 2.10 – Relação da base teórica do modelo VEPDC (KIM, 2009)

O princípio da superposição tempo-temperatura postula que um parâmetro de dano viscoelástico pode ser trasladado ou ajustado para pertencer a uma única curva de dano (como a curva mestra do módulo dinâmico); sendo assim, o PSTT também pode ser aplicado para o dano (Figura 2.10). Com um ensaio simples a diferentes taxas de carregamento e temperaturas, o tempo correspondente ao carregamento para produzir uma deformação pode ser convertido no tempo reduzido, conforme o *shift factor* da caracterização viscoelástica linear do material (parâmetro determinado na curva mestra dos módulos dinâmicos), plotando as tensões resultantes em termos de tempo reduzido. Tal procedimento reduz o número de experimentos para modelagem do dano (KIM, 2009).

A teoria do trabalho potencial assume o princípio da segunda lei da termodinâmica, calculada por variação de entropia. A variação de entropia implica na perda de calor e não gera 100% de trabalho para processos cíclicos. Portanto, a variação de entropia mede o grau de irreversibilidade de um processo. A WPT foi amplamente utilizada para caracterização do dano em meio contínuo, quantificando essa irreversibilidade do processo, geralmente acompanhada de dissipação de energia e mudanças na microestrutura. Schapery (1990) define que esta modelagem depende da função densidade de energia de deformação W ($W=W(\varepsilon_{ij};S_m)$), que é função do histórico de deformações ε_{ij} e do acúmulo do dano (calculado com alteração das variáveis internas de estado do corpo sólido, S_m), da relação tensão-deformação ($\sigma_{ij}=\partial W/\partial \varepsilon_{ij}$) expressa com o princípio dos trabalhos virtuais, e da lei de evolução do dano (curva), que calcula a taxa de evolução do trincamento nos materiais asfálticos ($-\partial W/\partial S_m = \partial W_s/\partial S_m$). Finalmente, ε_{ij} e σ_{ij} são tensores de segunda ordem de deformação e tensão respectivamente, e W_s é a energia dissipada relativa ao crescimento do dano.

No entanto, Park & Shapery (1997) propõem uma alteração na lei de evolução do dano, para relacionar diretamente o dano interno com as pseudovariáveis (pseudodeformação e pseudotrabalho). Estes comentam que a força disponível, a resistência ao trincamento e a dependência do tempo de carregamento podem afetar a taxa de crescimento do dano, S_m . Portanto, os pesquisadores propõem uma lei de crescimento potencial do trincamento, aplicável para materiais viscoelásticos, conforme:

$$\dot{S}_m = \frac{\partial S}{\partial t} = \left(- \frac{\partial W_R}{\partial S_m = \text{normalmente } \varepsilon_R} \right)^\alpha \quad \text{eq. 2.32}$$

onde \dot{S}_m – incremento do dano; W_R – pseudotrabalho; α – constante dependente do material, relacionada com suas características viscoelásticas intrínsecas.

Por fim, a somatória de todas as variáveis de dano internas (ou de uma única variável de dano) e suas respectivas leis de densidade de energia de superfície são calculadas por uma única expressão matemática que retrata a evolução do dano. A variável de dano interna é então considerada como parâmetro de entrada para formulação de uma equação densidade de energia de superfície nas interseções das descontinuidades (vazios e microfissuras), podendo para cada tipo de descontinuidade e densidade de distribuição destas em certo volume, possuir diferentes leis que prescrevem o dano. Segundo Mello (2008), é comum

a representação da lei de evolução do dano S se relacionar com a pseudovariável denominada pseudorrigidez (ou simplesmente, parâmetro C). Tais observações decorrem da mudança microestrutural do material e redução de sua integridade física. Algumas formulações foram propostas, como a indicada por Park *et al.* (1996), que utilizam a pseudodeformação e a pseudorrigidez conforme:

$$S = \left[\hat{S} \left(1 - \frac{I}{\alpha} \right) \right]^{1 + I/\alpha} \quad \text{eq. 2.33}$$

$$\hat{S} = \hat{S}_{i+1} = \hat{S}_i - \frac{I}{2} \cdot (C_i - C_{i-1}) (\varepsilon^R)^2 t^{1/\alpha} \quad \text{eq. 2.34}$$

$$C = \frac{\sigma}{\varepsilon^R} \quad \text{eq. 2.35}$$

$$C = e^{aS^b} \quad \text{eq. 2.36}$$

Onde S e \hat{S} – lei de evolução do dano e dano incremental respectivamente; C_i e C_{i-1} – pseudorrigidez inicial e a pseudorrigidez diminuída em cada pulso respectivamente, no tempo de carregamento t ; ε^R – pseudodeformação inicial; $C=f(S)$ – descreve a pseudorrigidez em termos do dano interno S , com o acúmulo de pseudodeformações com o carregamento, por uma função exponencial, com a e b como coeficientes obtidos experimentalmente. Dos trabalhos de Lee & Kim (1998), é possível estimar a pseudodeformação para ensaios sob flexão, variável que caracteriza a mudança de estado interno do material (pseudovariável), à medida que este vai sendo solicitado. A pseudodeformação é obtida com carregamento harmônico e que considera o regime da viscoelasticidade linear interpretada pelo módulo dinâmico à flexão (princípio da correspondência elástica/viscoelástica), onde:

$$\varepsilon^R = \frac{I}{E_R} \left[\varepsilon_0 |S^*| \text{sen}(\omega t + \theta + \varphi) \right] \quad \text{eq. 2.37}$$

Onde ε^R – pseudodeformação inicial; E_R – módulo à flexão de referência (MPa); ε_0 – amplitude de deformação ($\mu\text{m}/\text{m}$); $|S^*|$ - módulo à flexão inicial (MPa); ω – frequência angular (Hz); φ , θ – expressam respectivamente o ângulo de fase ($^\circ$) e constante de regressão. Segundo Mello *et al.* (2018), para carregamentos harmônicos, aplica-se apenas a metade do tempo de um ciclo no carregamento, tendo em vista as condições de contorno da deformação controlada no ensaio de fadiga por flexão em vigota prismática bi apoiada, podendo reescrever a lei de evolução do dano, conforme:

$$C_i = \frac{\sigma_0}{I \varepsilon^R} \quad \text{eq. 2.38}$$

$$S = \sum_{i=1}^N \left[\frac{I}{2} (\varepsilon^R)^2 (C_{i-1} - C_i) \right]^{\frac{\alpha}{\alpha+1}} \left(\frac{t_i - t_{i-1}}{2} \right)^{\frac{\alpha}{\alpha+1}} \quad \text{eq. 2.39}$$

Onde C_i – pseudorrigidez em cada ciclo i ; σ_0 – amplitude de tensão inicial (MPa); I – pseudorrigidez inicial para eliminar a variabilidade amostral entre testemunhos; S – lei de evolução do dano; ε^R – pseudodeformação inicial. Como o PSTT é válido também para materiais com dano, pode-se efetuar a troca do tempo em cada ciclo, pelo tempo reduzido transladado (ζ), modificando a lei de evolução do dano conforme:

$$S = \sum_{i=1}^N \left[\frac{I}{2} (\varepsilon^R)^2 (C_{i-1} - C_i) \right]^{\frac{\alpha}{\alpha+1}} \left(\frac{\zeta_i - \zeta_{i-1}}{2} \right)^{\frac{\alpha}{\alpha+1}} \quad \text{eq. 2.40}$$

Onde ζ – tempo reduzido transladado horizontalmente com o *shif factor* e o tempo real de ensaio. Segundo Chehab (2002), nos problemas para interpretação da fadiga com dano em meio contínuo, a velocidade de evolução das trincas é dada pelo parâmetro α vinculado a curva de dano, podendo este ser estimado de algumas maneiras a depender do parâmetro n , por: $\alpha = (1+1/n)$, $\alpha = 1/n$, $\alpha = (-2+1/n)$, $\alpha = (2+1/n)$, etc. No entanto, como a curva de dano é gerada em função de um certo nível de deformação aplicada, para uma mesma mistura avaliada, ocorrerão várias curvas de dano a depender dos níveis de deformação testados, com distintos valores de α , uma vez que a velocidade de propagação do dano também está relacionada com o nível de deformação aplicado durante o ensaio. Mello (2008) recomenda um encaixe de todas as curvas de dano em diferentes níveis de deformação controlada e no reconhecimento de um único valor de α . Ao final, modelos genéricos da curva característica da mistura (C vs. S) podem ser descritos por funções de potência ou exponenciais, conforme representado nas equações a seguir:

$$C = C_0 - C_1 S^{C_2} \quad \text{eq. 2.41}$$

$$C = e^{C_3} S^{C_4} \quad \text{eq. 2.42}$$

Onde C_i – coeficientes de regressão dos materiais nos modelos. Daniel & Kim (2002) estudaram a relação entre a C vs. S destacando que existe uma única curva característica de dano para o material (única relação C vs. S) independentemente do tipo de carregamento (monotônico ou cíclico), taxa de carregamento, sob tensão ou deformação controlados no tempo, valendo-se ainda do PSTT. Para tanto, o parâmetro α é compilado

de maneira a uniformizar todos os resultados (a diferentes taxas de carregamentos) numa curva única.

Finalmente, quando a caracterização ocorre com temperatura muito altas (ou baixas taxas de carregamento), é possível que ocorra um desvio da curva C vs. S interpretada. Para tanto, Schapery (1999) propõe a modelagem do dano viscoplástico com crescimento do dano e comportamento não linear. Seibi *et al.* (2001) propuseram uma modelagem constitutiva do concreto asfáltico sob altas taxas de carregamento, utilizando a função de plastificação Drucker-Prager. Uma modelagem numérica com o programa ABAQUS foi realizada, calibrados os resultados com deflexões de superfície de campo, indicando acurácia para o modelo viscoplástico proposto.

2.4.5. Deformação permanente acumulada

Patologia recorrente em pavimentos que possuem altas taxas de carregamento concentrados. Suscetíveis a maior incremento de tempo e temperatura, a plastificação em trilha de roda que ocorre em misturas asfálticas é um parâmetro fundamental para o adequado dimensionamento de uma estrutura. O estudo da plastificação envolve processos simultâneos de deslocamento viscoplástico do ligante e deslocamento plástico da microestrutura de agregados da mistura, dependendo do ligante asfáltico e da força de atrito interna entre as partículas para que o material resista às cargas oferecidas pelo tráfego. Projetos e centros de pesquisas procuram fundamentar a deformação plástica para concretos asfálticos em três grandes áreas: (i) modelos mecânico empírico, (ii) modelagem constitutiva do dano por afundamento do material e (iii) modelos baseados em performance de laboratório (DI BENEDETTO & HUANG, 2015).

A modelagem mecânica empírica relaciona-se com a deformação permanente por parâmetros de resposta do material sob carregamento, como tensões e deformações associadas aos carregamentos de superfície. A modelagem constitutiva geralmente envolve mecanismos de previsibilidade de comportamentos diversos (ex.: nível de tensões, estrutura interna do material, temperatura, umidade, etc.) relacionando o comportamento viscoplástico e o dano em meio contínuo. A modelagem experimental tenta estabelecer modelo analítico com propriedades intrínsecas do material, obtidas por intermédio de ensaios de comportamento em nível de laboratório.

O caráter experimental para avaliar a deformação permanente nos Estados Unidos decorre dos ensaios *Simple Performance Test* (SPT). Simuladores de tráfego, por sua vez, visam estabelecer a deformação acumulada simulando aproximadamente a forma de carregamento, temperatura e o contorno do campo. Os equipamentos mais empregados no mundo são: *Hamburg Wheel Test* (HWT), *Asphalt Pavement Analyzer* (APA), e o simulador pneumático francês (YINFEI, 2018). Há ainda outras formas de caracterizar a deformação permanente com reduzido tempo operacional, recorrendo aos ensaios *Repeated Load Permanente Deformation* (RLPD) e *Simple Pushing Shear Test* (SPST). Ambos propõem parâmetros específicos que podem ser correlacionados com o dano por deformação permanente (ZHANG *et al.* 2013, WALUBITA *et al.*, 2019)

O *Report 465* (NCHRP, 2002) após conduzir uma série de experimentos com amostras de trechos monitorados, variando uma gama de condições de contorno (tipo e modo de carregamento de ensaio, sinal da aplicação da carga, preparo de amostras, etc), tentam correlacionar propriedades índices destes ensaios, com o afundamento de trilha de roda de campo. Ao final, propõem três ensaios básicos (“simples”), a serem realizados em laboratório com vistas à previsibilidade de comportamento quanto à deformação permanente de campo. Os ensaios para descrever a suscetibilidade à deformação permanente são: módulo dinâmico, fluência estática e fluência dinâmica.

A fluência estática (ou *creep* estático) avalia a deformação permanente acumulada no tempo, com carga de ensaio similar à função fluência (*creep compliance*), ou tensão constante no tempo, com deformação incremental variando no tempo. Para a fluência dinâmica, a deformação permanente é acumulada por meio do número de ciclos aplicado no ensaio. As curvas de fluência estática e dinâmica expõem três zonas de deformação permanente no tempo ou número de ciclos. A zona primária trata-se da porção em que a taxa da deformação diminui com o tempo ou número de ciclos. A zona secundária ocorre com a taxa da deformação constante, enquanto a zona terciária é a porção onde a taxa cresce de modo assintótico com incremento de tempo ou do número de ciclos. (ROBERTS *et al.*, 1996). Em ambos os ensaios, o início da zona terciária define um marcador de comportamento, denominado como *flow time* (F_T) e *flow number* (F_N) quanto aos ensaios de fluência estática e dinâmica respectivamente (Figura 2.11).

O *Report 465* (NCHRP, 2002) recomenda que os parâmetros $|E^*|/sen\phi$, F_T e F_N devem ser mensuráveis entre 37,8 – 54,4°C de temperatura, com condições próprias de

carregamento. No $|E^*|/\text{sen}\varphi$ não é recomendado nenhum limite específico, enquanto que no F_N deve ser superior a 740 para tráfego pesado (AASHTO, 2017). O F_T não consta de limites específicos quanto a padrões de comportamento, sendo preferível um maior valor absoluto como indicativo de melhor comportamento, sendo correlacionado com o F_N pela seguinte expressão (NCHRP, 2007):

$$F_N = 10^{1,904 \log F_T^{0,5101}} \quad \text{eq. 2.43}$$

Ensaio com simuladores de tráfego, no entanto, nem sempre conduzem à plastificação na mistura. Ao final de um certo número de ciclos preestabelecido em ensaio, a mistura é avaliada quanto a sua aplicabilidade em desempenhar adequadamente a resistência à deformação permanente ao longo do horizonte de projeto. As normas francesas limitam o uso de misturas para tráfego pesado caso apresentem deformação acumulada após 30.000 ciclos (passagens de um pneu) superior a 5%. Pesquisas indicam que dois fatores são fundamentais ao desempenho da resistência à deformação permanente das misturas asfálticas: o nível de tensões aplicado e a temperatura na qual a mistura está submetida em campo. A seguir, um resumo de ensaios e parâmetros/índices passíveis de serem correlacionados com a deformação permanente de campo são apresentados (Tabela 2.10) (SOUZA *et al.* 1991; NCHRP, 2002; YINFEI, 2018). Tabela 2.10 –

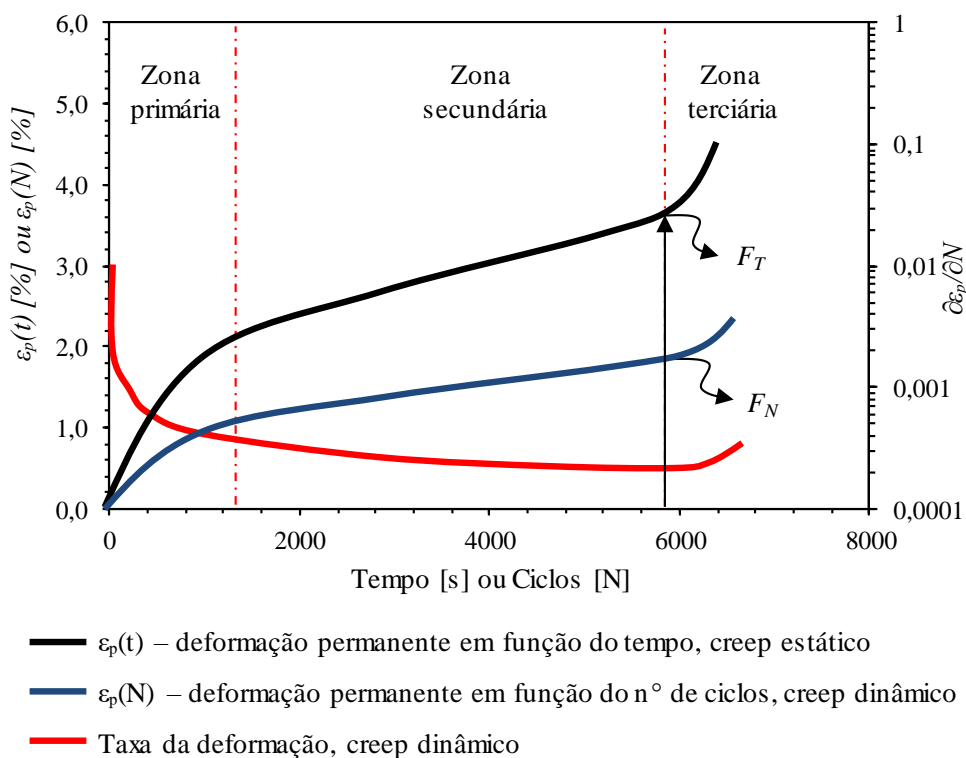


Figura 2.11 – Resumo de resultados dos ensaios de *creep* estático e *creep* dinâmico

Tabela 2.10 – Ensaio que estabelecem parâmetros índices para qualificar os materiais e correlacionar com a deformação permanente

Ensaio	Característica	Descrição
Módulo dinâmico	$ E^* /\text{sen}\phi_{37,8^\circ C}$ $ E^* /\text{sen}\phi_{54,4^\circ C}$	$ E^* /\text{sen}\phi_{37,8^\circ C}$ – razão entre o módulo dinâmico e o seno do ângulo de fase a 37,8°C; $ E^* /\text{sen}\phi_{54,4^\circ C}$ – razão entre o módulo dinâmico e o seno do ângulo de fase a 54,4°C.
Creep estático	$\varepsilon_p(t)=at^b$ F_T	$\varepsilon_p(t)$ – deformação permanente acumulada no tempo t , devido à aplicação de carregamento estático; a e b – coeficientes de regressão do modelo, dependente das condições de contorno do ensaio; F_T – tempo relativo à indicação da zona terciária.
Creep dinâmico	$\varepsilon_p(N)=AN^B+C(e^{DN}-1)$ F_N $\acute{I}ndice F_N = \frac{\varepsilon_p(F_N)}{F_N}$	$\varepsilon_p(N)$ – deformação permanente acumulada com o número de ciclos N ; A , B , C , e D – coeficientes de regressão do modelo; $\acute{I}ndice F_N$ – índice <i>flow number</i> , relação entre a deformação permanente acumulada no ciclo F_N e o próprio <i>flow number</i> .
RLPD	$\varepsilon_p(N)=aN^b$ $\alpha=1-b$ $\mu = \frac{ab}{\varepsilon_p^{100}}$	Curva $\varepsilon_p(N)$ vs. N plotada em escala log-log, ensaio conduzido até 10.000 ciclos; α e μ – parâmetro de deformação; ε_p^{100} – deformação permanente acumulada no 100° ciclo.
SPST	$\tau_s = \frac{P^{m\acute{a}x}}{\pi Dt}$ $\gamma_s = \frac{d_{pm\acute{a}x}}{t}$ $G_s = \frac{\tau_s}{\gamma_s}$	τ_s e γ_s – tensão de cisalhamento e distorção cisalhante por unidade de comprimento no plano cisalhado; $P^{m\acute{a}x}$ e $d_{pm\acute{a}x}$ – força e deslocamento de pico para promoção do cisalhamento; t e D – espessura e diâmetro do testemunho; G_s – módulo cisalhante.

Hingley *et al.* (1976) avaliaram a deformação permanente com simulador de tráfego francês variando o tipo de mistura (convencional e LSAM). Os resultados demonstram que as misturas LSAM resistem cerca de 200 vezes mais o número de ciclos para se atingir 3 mm de afundamento quando comparado às misturas convencionais. Zhang *et al.* (2013) investigaram critérios para previsão da deformação permanente em laboratório (F_N , $|E^*|_{37,8^\circ C}$, $|E^*|_{54,4^\circ C}$, $\acute{I}ndice F_N$, etc) de várias misturas convencionais e de mistura LSAM, destacando que a última é mais resistente aos efeitos da deformação plástica. Mascarenhas (2018) também estudou a deformação permanente com o uso do simulador de tráfego francês e observou os efeitos da variação do TMN no comportamento (misturas TMN 32, 25, 19 e 9,5 mm). Todas as misturas foram dosadas com o emprego do CCG, utilizando o mesmo tipo de ligante (CAP 30/45) e agregado (granito). A pesquisa indica que as misturas LSAM (32 e 25 mm respectivamente) obtiveram afundamento plástico de 2,2 a 2,4%, enquanto que as convencionais resultaram em 4,9 a 5,2%.

2.5. Análise estrutural de pavimento

A análise de estrutural de pavimento pode ser definida como atividade que visa a entender a dinâmica de esforços e reações de um pavimento. Esta é apoiada numa teoria analítica, mecânica ou numérica consistente, estudando os respectivos deslocamentos, deformações, distorções, tensões normais e cisalhantes num dado domínio preestabelecido por normas e critérios de projeto de pavimentos. A rigor, após a criação das pistas experimentais da AASHTO, a previsibilidade de comportamento (σ , E , ε , δ) do pavimento foi relacionada com efeitos da variação do carregamentos e clima, e da conseqüente variação de propriedade dos materiais, surgindo, então, o método de dimensionamento Mecânico-Empiricista (M-E). Portanto, considera os efeitos de observações do contorno de campo e dos materiais ao longo do tempo (tráfego, hidrologia da região e geométricos da via), vinculados por uma teoria analítica consistente (MEPDG, 2008). Abaixo, o fluxograma de entrada e saída de uma rotina M-E pode ser descrito de maneira sucinta (Figura 2.12):

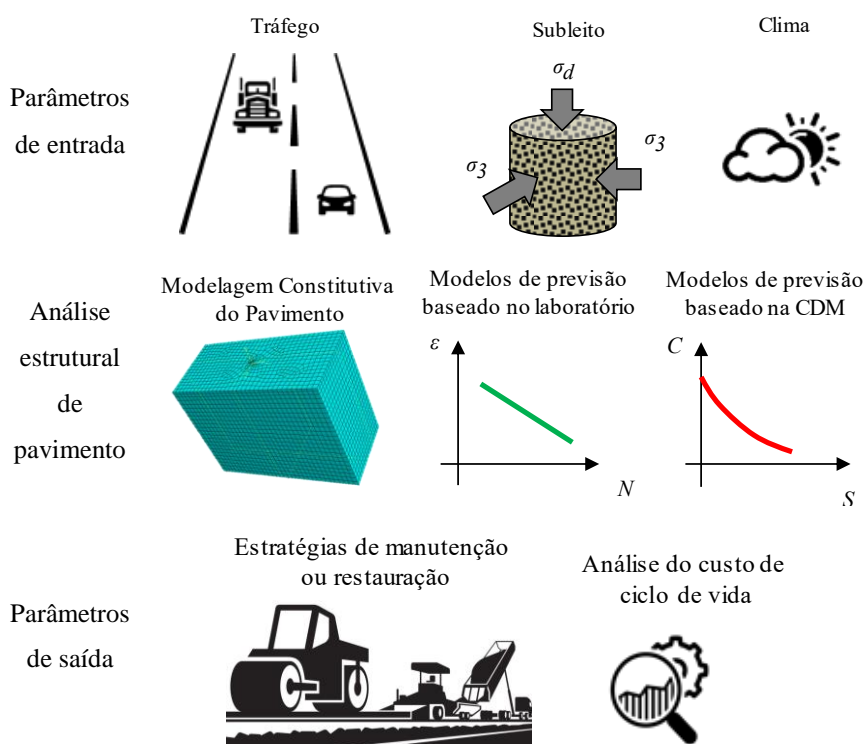


Figura 2.12 – Avaliação mecânica-empiricista de pavimentos

Uma das primeiras teorias foi construída por Burmister (1945), que aplicou a teoria da elasticidade linear em meio estratificado de camadas isotrópicas, considerando que todas as camadas possuíam espessura constante, não existindo forças de massa no domínio nem

deformações e tensões residuais. Para um sistema de múltiplas camadas com carregamento axissimétrico, este poderia ser resolvido assumindo que a função tensão de Airy (ϕ) satisfaça o equilíbrio e a compatibilidade, conforme:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_{rz}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad \text{eq. 2.44}$$

$$\nabla^4 \phi = 0 \quad \text{eq. 2.45}$$

$$\nabla^4 = \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \right) \quad \text{eq. 2.46}$$

Onde σ_r , σ_θ e τ_{rz} – tensão radial, tangencial e de cisalhamento respectivamente; ϕ – função tensão de Airy, dada por $\phi = J_0(mr)[Ae^{mz} - Be^{-mz} + Cze^{mz} - Dze^{-mz}]$; z , r e m - as coordenadas verticais, radiais e parâmetro de integração respectivamente; $A(m)$; $B(m)$, $C(m)$ e $D(m)$ – funções independente das coordenadas z , r ; J_0 – função de Bessel; ∇^4 – operador Laplaciano em coordenadas cilíndricas, r , θ , z . Cada camada do sistema deve satisfazer a compatibilidade e a condição de axissimetria com tensões e deslocamentos estimados conforme (Figura 2.13):

$$\begin{bmatrix} \sigma_z \\ \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \tau_{rz} \\ w \\ u \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} (2-\nu) \frac{\partial}{\partial z} & -\nu \frac{\partial^3}{\partial z^3} \\ \nu \frac{\partial}{\partial z} & -\frac{\partial}{\partial z} \frac{\partial^2}{\partial r^2} \\ \nu \frac{\partial}{\partial z} & -\frac{\partial}{\partial z} \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \\ (1-\nu) \frac{\partial}{\partial z} & -\frac{\partial}{\partial r} \frac{\partial^2}{\partial z^2} \\ \frac{1+\nu(1-2\nu)}{E} & \frac{1+\nu}{E} \left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} \right) \\ 0 & -\frac{1+\nu}{E} \left(\frac{\partial^2}{\partial r \partial z} \right) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \nabla^4 \phi \\ \phi \end{bmatrix}$$

Figura 2.13 – Equações da elasticidade para tensões e deslocamentos (BURMISTER, 1945)

Tal modelagem foi adicionada à Teoria do Sistema de Camadas Elásticas (TSCE), sendo incorporada em diversos softwares que emulam o domínio de respostas mediante cálculo numérico consistente. A exemplo, o programa *ELSYM5*, admite o cálculo de tensões e deformações principais, e deslocamentos, por meio do método numérico das diferenças finitas, com a TSCE, para múltiplas cargas, e até cinco camadas de pavimentos, podendo assumir o meio aderido ou não aderido entre camadas (KOPPERMAN *et al.*, 1986). No entanto, análises estruturais de pavimentos com base na TSCE possuem limitações quanto a não linearidade de resposta dos materiais (principalmente de base, sub-base e subleito

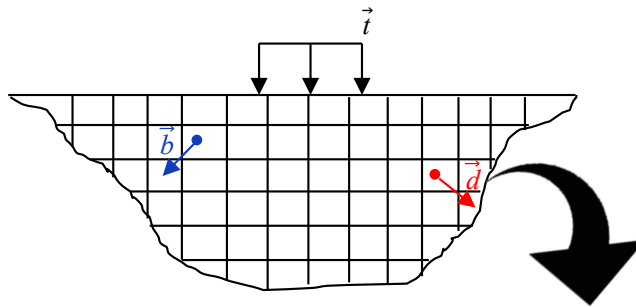
de pavimentos flexíveis), à simplificação do contato pneu pavimento (geralmente cargas de roda de geometria circular e soluções exclusivamente axissimétricas) e generalidade constitutiva elástico isotrópica dos materiais (KIM, 2007).

Recentemente, a Universidade de Nevada desenvolveu programa apoiado no cálculo numérico denominado método dos elementos finitos (MEF). O programa computacional trata-se do *3D-Move*, que incorpora efeitos da não linearidade da resposta dos materiais, contato pneu pavimento complexo, podendo valer-se de múltiplas cargas e continuidade do meio físico. A análise estrutural considera o efeito do tempo temperatura das misturas asfálticas, acoplado a curva mestra de módulos dinâmicos e realizando a interconversão para a obtenção da curva de módulo de relaxação. Como a curva de relaxação e seus coeficientes são parâmetros *input* da relação constitutiva ($\sigma-E(t)\varepsilon$), são calculadas as tensões e deformações num dado ponto de interesse da estrutura. Porém, o programa não proporciona acesso do operador para geração de malhas de elementos, impossibilitando a variação do tipo de elemento e do limite do contorno, práticas comuns para a melhoria do cálculo numérico do problema (ULLOA *et al.*, 2012).

Análises que consideram a modelagem por MEF em problemas de pavimentos datam dos anos 1960, com o exemplo clássico demonstrado por Duncan *et al.* (1968), propondo uma análise não linear de um pavimento com elementos quadriláteros, bidimensionais, obtendo razoável aproximação em termos de deslocamentos recuperáveis verticais (deflexões). A comparação foi feita com um domínio elástico linear, axissimétrico. Preocupados quanto ao domínio, o número de nós e a malha a ser estabelecida ao problema, os pesquisadores recomendam uma relação de 18 vezes da profundidade com o raio da carga (P/R_C), e de 12 vezes do espaçamento radial (lateral) do domínio com o raio da carga (E_R/R_C). Cabe ainda o julgamento criterioso da superfície deformada após a simulação, para correção dos elementos e das condições de contorno, se necessário.

Nestes métodos, as cargas e o domínio do problema (meio físico) são submetidos a restrições no contorno, sendo os corpos livres ou rígidos subdivididos em pequenas partes, ou simplesmente elementos, que representam a continuidade do meio físico. Tal subdivisão permite a solução numérica aproximada de problemas complexos. Um número infinito de variáveis pode então ser substituído por um número limitado de elementos, com comportamento conhecido. Em geral, esses elementos possuem uma, duas ou três dimensões, com funções e geometrias próprias. São conectados por pontos nodais (nós),

e quando agrupados num domínio, formam uma malha. Com a escolha destes elementos, o método numérico calcula de maneira aproximada as reações nos contornos do problema. Portanto, a precisão do método depende da organização e da definição do contorno da malha para um problema em questão. De maneira resumida, a análise atribuída ao método dos elementos finitos para determinar as respostas nos pontos de interesse pode ser descrita (Figura 2.14):



Das condições de equilíbrio cinemático, continuidade e relação constitutiva:

$$\{\varepsilon\} = [B] \cdot \{d^e\} \therefore \{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\}$$

Do princípio dos trabalhos virtuais é possível estabelecer a matriz de rigidez do elemento e a força nodal no elemento:

$$\delta W_{int} = \delta W_{ext}$$

$$\{F^e\} = \int [B^T] \{\sigma\} dV$$

$$[K^e] = \int [B^T] [D] [B] dV$$

No i-ésimo elemento (local) – coordenadas locais:

$$\square \quad \{F^e\} = [K^e] \cdot \{d^e\}$$

$N_i(\xi, \eta)$ – função de forma do elemento



Mapeamento:

[J] - matriz jacobiana

No domínio (global) – coordenadas do sistema:

$$\begin{matrix} \square & \dots & \{F^g\} = \sum_{i=1}^n [K_i^e] \{d_i^e\} \\ \vdots & & \end{matrix}$$

Figura 2.14 – Domínio teórico em MEF de um pavimento em 2D

Assumindo a hipótese de que os pavimentos asfálticos são domínios com estrato de camadas homogêneas e com comportamento elástico linear, as forças nodais no elemento dependem do produto matricial entre a matriz de rigidez do elemento e dos deslocamentos nodais no elemento, expressos por:

$$\{F^e\} = [K^e] \cdot \{d^e\} \tag{eq. 2.47}$$

onde $\{F^e\}$ – vetor de forças nodais no elemento; $[K^e]$ – matriz de rigidez do elemento; $\{u^e\}$ – campo deslocamento no elemento. No domínio da estrutura (após realizar a montagem da malha), a representação da força global é dada por um sistema de equações expresso na forma matricial:

$$\{F^g\} = \sum_{e=1}^n [K_i^e] \cdot \{d_i^e\} \quad \text{eq. 2.48}$$

onde $\{F^g\}$ – vetor forças globais atuante no problema; $\sum_{e=1}^n [K_i^e] \cdot \{u_i^e\}$ – somatória do produto matricial entre matrizes de rigidez do i -ésimo elemento $[K_i^e]$, com o campo de deslocamentos do i -ésimo elemento $\{u_i^e\}$. Os deslocamentos nodais em cada elemento são calculados por funções de peso, interpolação e forma do elemento. O tensor de deformação pode ser extraído dos deslocamentos nodais com uma formulação básica própria, que depende das condições de contorno atribuídas no modelo físico (tensões planas, deformações planas, termo elétricos, etc.). A relação ε - d (deformação/deslocamento global) pode ser construída como (BATHE, 1996):

$$\{\varepsilon\} = [B] \cdot \{d^e\} \quad \text{eq. 2.49}$$

Onde $[B]$ - matriz de transformação dos deslocamentos em deformações, dependente do estado de tensões/deformações avaliado no domínio. O tensor de deformação se relaciona com o tensor de tensão por intermédio das relações constitutivas (elasticidade, viscoelasticidade, plasticidade, etc) dos materiais, dado:

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} = [D] \cdot [B] \cdot \{d^e\} \quad \text{eq. 2.50}$$

Onde $[D]$ - matriz de rigidez que relaciona σ - ε , dependente da relação constitutiva e do tipo de domínio físico atribuído ao problema (axissimetria, deformações planas, etc.). Ao se utilizar o princípio dos trabalhos virtuais, ou qualquer outro princípio energético de maior generalidade, é possível relacionar o vetor de forças internas no elemento $\{F^e\}$ e a matriz de rigidez do elemento $[K^e]$, conforme:

$$W_{int} = W_{ext} \quad \text{eq. 2.51}$$

$$\{F^e\} = \int \{N^T\} \cdot \{t\} dA \quad \text{eq. 2.52}$$

$$[K^e] = \iiint [B^T] \cdot [D] \cdot [B] dV \quad \text{eq. 2.53}$$

Onde $\{N^T\}$ – campo da função de forma transposta a depender do elemento; $\{t\}$ – campo de forças de superfície. Logo, é possível determinar os deslocamentos, tensões e deformações nos elementos do domínio em questão.

O *Appendix RR* (NCHRP, 2004) descreve as principais premissas para emprego do método dos elementos finitos com intuito de aumentar a precisão no dimensionamento de pavimentos. Fatores como o tipo e a técnica de malha empregados, o tipo de elemento e o domínio do problema (1D, 2D ou 3D) implicam na acurácia do modelo. Para problemas modelados em domínio axissimétrico, o documento recomenda limites laterais aplicados a todas as camadas do pavimento entre 10 – 12 vezes superior ao tamanho do raio de carregamento simulado, bem como domínios verticais aplicados ao subleito 50 vezes superior ao tamanho do raio de ação da carga. Detalha ainda que regiões circunvizinhas ao carregamento devem possuir uma densidade de malha maior que regiões mais distantes do carregamento. Elementos quadrilaterais com 8 nós podem ser mais eficientes que elementos de menor ordem (4 nós) para problemas lineares.

Para domínios 3D, o programa ABAQUS por exemplo dispõe de quatro técnicas básicas de geração de malha em função da forma do elemento a ser gerada, sendo: *Hex*, *Hex-Dominated*, *Tet*, e *Wedge*. O tipo *Hex* é considerado padrão e utiliza elementos exclusivamente hexaédricos. O tipo *Hex-Dominated* utiliza primordialmente elementos hexaédricos, porém aceita em algumas regiões de contorno, prismas triangulares. O tipo *Tet*, e *Wedge* são elementos tetraédricos e do tipo cunha. Elementos tetraédricos se ajustam melhor a uma geometria mais complexa, enquanto que elementos hexaédricos são mais indicados a domínios mais simples. No entanto, malhas tetraédricas são menos precisas que as hexaédricas, que podem utilizar integrações reduzidas nos pontos de Gauss. Além disso, malhas hexaédricas tendem a ser mais econômicas, gerando menor tempo operacional. Para domínios em 2D axissimétricos, a biblioteca habilita malhas com formas de elementos do tipo *Quad*, *Quad-Dominated*, e *Tri*. A técnica tipo *Quad* habilita elementos quadrilaterais e o *Tri* possibilita o emprego de formas triangulares. *Quad-Dominated* emprega elementos majoritariamente quadriláteros com associação de elementos triangulares nas regiões de contorno complexas (HIBBITT & SORENSEN, 2014).

A biblioteca do ABAQUS disponibiliza ainda vários tipos distintos de elementos para simulações 3D e de axissimetria, como: 3D8, 3D8R, 3D6, 3D6R, CAX8, CAX8R, CAX6, CAX6R, etc. A notação 3D e CAX refere-se a elementos tridimensional e axissimétrico, respectivamente. O número que se segue expressa a quantidade de nós envolvida no elemento, e a existência ou não da letra R indica se houve integração total ou reduzida

para a solução do cálculo dos deslocamentos no elemento. Para que a função seja integrada, um número de pontos é calculado e suas posições são otimizadas, conhecidas como coordenadas Gaussianas. Para cada um desses pontos, a função é multiplicada por uma função de peso otimizada. Em seguida, estes são somados para calcular a integral. A integração reduzida (notada pela letra R) emprega um número menor de coordenadas gaussianas ao resolver a integral. Enquanto a integral total utiliza o máximo de coordenadas mapeadas do elemento. Cada método prescreve um custo computacional distinto (tempo) (HIBBITT & SORENSEN, 2014).

Evangelista *et al.* (2005) avaliaram um pavimento com 5,0 cm de concreto asfáltico, 15,0 cm de base granular, 20,0 cm de sub-base granular e 391,0 cm de subleito, de domínio axissimétrico, com tamanho radial de 20 vezes e profundidade 40 vezes em relação ao tamanho da carga de contato. Foram necessários 1.900 elementos quadrilaterais. Verificaram os efeitos da viscoelasticidade do concreto asfáltico aplicando uma curva de compliância no tempo na relação constitutiva dos deslocamentos radiais. Por fim, o efeito da taxa de carregamento nos deslocamentos, tensões e deformações foi investigado. Os autores observam que quanto maior é o tempo de carregamento, maiores são os deslocamentos de superfície, possivelmente associado à viscosidade do ligante asfáltico presente no comportamento constitutivo dos concretos asfálticos.

Shayesteh *et al.* (2017) conduziram análises com o programa ABAQUS, que incorpora o MEF, verificando sua compatibilidade de resposta com o programa KENLAYER (baseado na TSCE) com modelagens: elástica linear isotrópica e modelagem anisotrópica. O problema foi construído num domínio tridimensional, utilizando o hexaedro de oito nós tipo C3D8R (C, elemento contínuo; 3D, três dimensões; 8, oito nós no elemento; R, integração reduzida) para a melhoria da taxa de convergência da malha a ser gerada. Um maior detalhamento da malha próxima à área de carregamento foi modelado, gerando um total de elementos de 108.630 para o modelo. Os resultados entre programas foram comparados estatisticamente (testes *t-student* e análise de variância, ANOVA) com tensões, deformações e deslocamentos nos pontos críticos (topo do concreto asfáltico, fibra inferior do concreto asfáltico e topo do subleito), indicando semelhança estatística entre respostas (TSCE e MEF).

Nega & Nikraz (2017) avaliaram os efeitos do carregamento de geometria quadrangular por diferentes condições de pressão, com modelo constitutivo viscoelástico e elástico para

pavimento flexível e emprego do MEF. O domínio é tridimensional, com elementos do tipo C3D8R (linear), C3D20R (não linear) e CIN3D8 (infinito). O primeiro aplica um ponto de integração no centro do elemento, o segundo impõe integração a 1/4 da fronteira do elemento (indicado para estados complexos de σ - ε) e o último é indicado para análises dinâmicas no domínio da frequência. O problema recomenda um total de 15.020 elementos e à medida que aumenta do número de elementos da malha, há convergência da modelagem viscoelástica e elástica, em termos de deformação de tração na fibra inferior do revestimento.

O programa ABAQUS possibilita o emprego direto da relação constitutiva viscoelástico linear, acoplando os parâmetros da função relaxação ($E(t)$) descrito pela série de Prony. Entretanto, o formato de entrada é diferenciado, sendo baseado na normalizada da função módulo volumétrico $K(t)$ e da função do módulo de cisalhamento $G(t)$, nas décadas logarítmicas de tempo em função de $E(t)$, deduzidas pela generalização da lei de *Hooke* (KONG & YUAN, 2010):

$$K(t) = \frac{E(t)}{3(1-2\nu)} \quad \text{eq. 2.54}$$

$$G(t) = \frac{E(t)}{2(1+\nu)} \quad \text{eq. 2.55}$$

Onde ν – coeficiente de Poisson. Por fim, o ABAQUS pode ainda avaliar o efeito de carregamentos transientes, dinâmicos ou não (estático generalizado, onde o efeito da velocidade e aceleração desprezíveis). No primeiro e segundo caso, o cálculo dos deslocamentos num dado elemento ou nó é governado pelo incremento de passo adotado na modalagem, considerando o equilíbrio dinâmico (HIBBITT & SORENSEN, 2011):

$$[M] \cdot \{\ddot{d}\} + [C] \cdot \{\dot{d}\} + [K] \cdot \{d\} = \{t\} \quad \text{eq. 2.56}$$

$$[K] \cdot \{d\} = \{t\} - [M] \cdot \{\ddot{d}\} + [C] \cdot \{\dot{d}\} \quad \text{eq. 2.57}$$

$$\{d\} = [K^{-1}] \cdot (\{t\} - [M] \cdot \{\ddot{d}\} + [C] \cdot \{\dot{d}\}) \quad \text{eq. 2.58}$$

Onde [M], [C], e [K] – expressam a matriz de massa, amortecimento, e rigidez respectivamente; $\{\ddot{d}\}$, $\{\dot{d}\}$, e $\{d\}$ – são os campos de aceleração, velocidade e deslocamento que agem no domínio e em reciprocidade física; $\{t\}$ – campo de esforços

externos. Portanto, o campo de deslocamentos nodais $\{d\}$ pode ser expresso conforme a inversa da matriz de rigidez $[K^{-1}]$ para cada incremento no passo de tempo (Δt) .

CAPÍTULO III

3. METODOLOGIA

O presente capítulo aborda a metodologia utilizada na pesquisa para investigação das características físicas, volumétricas e mecânicas das misturas. Detalha ao leitor também a análise numérica realizada para pavimentos típicos, considerando o uso de métodos dos elementos finitos (MEF) e estudo das relações constitutivas elástica e viscoelástica para os materiais. A Figura 3.1 apresenta um resumo esquemático do roteiro de avaliação da pesquisa.

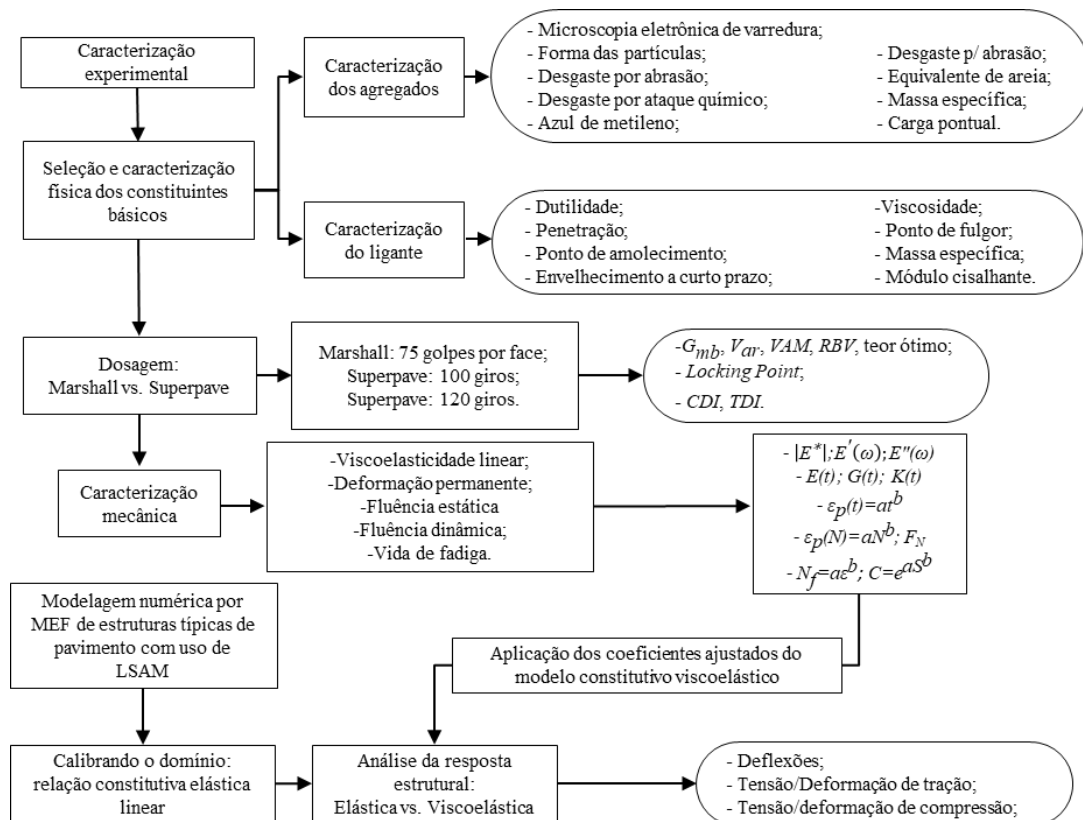


Figura 3.1 - Metodologia de pesquisa

Dois misturas foram selecionadas para o trabalho: uma mistura LSAM SPV 25 mm e outra convencional de controle SPV 19 mm. Primeiro foi investigado o comportamento físico e volumétrico das misturas por diferentes rotinas de dosagem. Numa segunda etapa, com a definição dos teores de ligante dos projetos, foram reproduzidas amostras para estudo do desempenho mecânico. Na última etapa, foram levantados os pontos críticos

como deslocamentos, tensões e deformações das misturas em pavimentos típicos, com interesse de avaliar o uso da mistura LSAM como solução de pavimento. Para tanto, uma análise estrutural de pavimento foi conduzida com emprego do MEF.

Para a realização dos experimentos da pesquisa, inicialmente foi promovida uma caracterização de três agregados oriundos de distintas localidades do Distrito Federal, optando-se por um agregado de origem calcária proveniente da pedreira Sarkis, próxima à região administrativa de Brazlândia. Uma caracterização via Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) com a técnica de espectroscopia por energia dispersiva (EDS, *Energy Dispersive System*), comprovou que na fração de 12,5 mm, o agregado possui elementos químicos predominantemente de cálcio, tanto na resolução de 200 μ m quanto a 50 μ m de aproximação. O MEV trabalha com incidência de feixes de elétrons na superfície de uma amostra que promove a emissão de elétrons secundários (SE, *secondary electrons*), e elétrons retroespalhados (BSE, *backscattering electrons*) (REED, 2006).

Uma imagem é retirada mediante uma condição de aumento da amostra, podendo chegar até 300.000 vezes em ganho de escala. A imagem captada possui mapeamento em tons de cinza e quando trabalhado com rotina EDS possibilita a inferência da composição química dos materiais de maneira qualitativa e semiquantitativa a partir de amostragens no testemunho. Um gráfico do espectro de energia dispersiva é gerado com a camada em que ocorrer a retirada do elétron, podendo ser as camadas notadas pelas letras K, L, M, N e apresentar um resumo semiquantitativo do percentual de cada elemento químico presente na amostra. Para o presente estudo, as amostras foram preparadas e ensaiadas mediante duas técnicas: seções em lâminas delgadas e seções polidas, sendo utilizado o equipamento do laboratório de Geocronologia da UnB. A primeira técnica consiste em sucessivos cortes com serra diamantada ou laser da amostra montada em lâmina de vidro, até que esta possua uma espessura de 0,03 mm. A segunda emprega amostras embebidas em resina (araldite) e tubo de PVC, que são também desbastadas e polidas com serras diamantadas. Em ambas as técnicas pode-se caracterizar as amostras por diversas técnicas mineralógicas, dentre elas a rotina EDS. As amostras preparadas para ensaio em MEV, e o gráfico EDS do *Spot 1* (amostra 1) de uma lâmina delgada de 12,5 mm na resolução de 50 μ m são apresentadas (Figura 3.2)

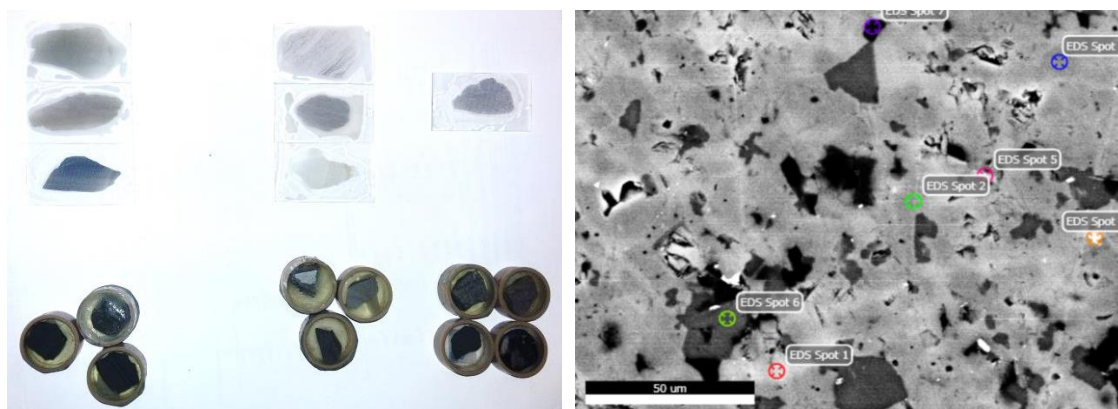


Figura 3.2 – Lâminas delgadas (superior) e seção polida (inferior), amostras preparadas para o MEV (figura à esquerda); imagem em tons de cinza com coleta de amostras (EDS Spot's, figura à direita)

Para os agregados e suas frações, grão, miúdo e finos foram realizadas a caracterização da forma dos grãos, desgaste por abrasão, percentual de material contaminante, durabilidade ao ataque químico, detecção de argilas reativas, e carga pontual de partícula. A forma das partículas utilizou a norma D4791 (ASTM, 2010) que subdivide os grãos em dois conjuntos básicos, cúbicos e alongado/lamelar, podendo o agregado ser testado com a fração 4,8 mm ou superior, tomada a partir da seleção de relações de braço do equipamento *Caliper*. A resistência a esforços mecânicos foi medida por ensaio de desgaste por abrasão Los Angeles C131 (ASTM, 2014), sendo selecionada previamente uma faixa dominante de agregados que estabelece a massa de ensaio. O desgaste é promovido por tambor giratório e esferas metálicas.

A análise do equivalente de areia foi realizada pela norma T 176 (AASHTO, 2008), determinando o percentual de finos presente (inferior à abertura de malha de 0,075 mm) na fração miúda, indicando qual o grau de contaminação dessa fração. A resistência química foi executada por meio do ensaio de durabilidade, T 104 (AASHTO, 2011), em que amostras de agregados graúdos e miúdos são atacadas em soluções de sulfato de sódio por ciclos de saturação e secagem. Ao final, registra-se o percentual da massa desgastada por ataque químico. A presença de argilominerais com potencial expansivo foi feita na fração fina, T 330 (AASHTO, 2011), adicionando azul de metileno a cada 5 ml, em uma solução de partículas finas e água destilada. A cada adição, uma amostra é retirada por pipeta de vidro e depositada em papel filtro. Quando o material fino não pode mais absorver azul de metileno, um anel azul se forma no papel -filtro. À medida que a quantidade de azul de metileno é maior, indica uma maior quantidade de argilominerais com potencial reativo. Finalmente, a carga pontual de partícula, D 5731 (ASTM 2016)

estabelece indiretamente a resistência à compressão de rochas. Um universo de partículas da fração grossa é amostrado e rompido por carga pontual, medindo-se a tensão de ruptura.

O ligante utilizado é natural da REGAP (Refinaria Gabriel Passos, em Betim-MG) fornecido pela empresa Centro Oeste Asfaltos e de características físicas convencionais, classificado como 30/45. Este foi caracterizado por ensaios convencionais como: penetração, ponto de amolecimento, viscosidade *Brookfield*, ponto de fulgor, ductilidade e densidade real. Ademais, o ligante foi envelhecido por rotina da estufa de filme fino rotativo ou *Rolling Thin Film Oven Test* (RTFOT), D2872 (ASTM, 2012), para inferir na alteração das propriedades do ligante após o envelhecimento em curto prazo, o que emula a degradação física e química no ato da usinagem das misturas e pode conferir a estas, alterações reológicas, devendo ser controlada a variação de massa, o aumento do ponto de amolecimento e a penetração retida. Por fim, o estudo do comportamento reológico foi conduzido com emprego do Reômetro de cisalhamento dinâmico e rotina de ensaio D7175 (ASTM, 2015). As temperaturas de ensaio foram de 28, 34, 40 °C (com dimensões: 2 mm de espessura e 8 mm de diâmetro), 46, 52, 58, 64 e 70°C (com dimensões de 1 mm de espessura e 25 mm de diâmetro) para amostras em forma de “pastilha”. A curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico do ligante $|G^*|$ foi construída com o deslocamento horizontal na curva na temperatura de referência de 52 °C.

3.1. Dosagem

A dosagem das misturas da pesquisa iniciou-se com a definição das curvas granulométricas de projeto LSAM (SPV 25 mm) e mistura de controle (SPV 19 mm). Ambas foram estruturadas seguindo recomendações do manual de dosagem *Superpave* (AI, 2014), aplicando o conceito da linha de densificação máxima, com potência de 0,45, atendendo aos pontos de controle e zonas de restrição respectivos a cada tamanho máximo nominal. Os dois materiais foram estruturados com curva granulométrica densa, propícia para resistir a esforços de tração e compressão, indicadas para toda ordem de tráfego no Brasil. O método *Bailey* foi utilizado para estabelecer as relações de travamento granulométrico das misturas e verificar potenciais problemas quanto à trabalhabilidade e compactação das misturas. O método de *Duriez* foi responsável por indicar o possível teor de ligante ótimo aplicável às misturas (calculado por teor de ligante externo). O

módulo de riqueza utilizado foi o recomendado pelo manual (LCPC, 2007) para misturas do tipo *Grave Bitume*, variável entre 2,5 a 2,9.

Finalmente, as misturas foram dosadas utilizando-se o método Marshall D6926 (ASTM, 2016) aplicando 75 golpes por face, em um total de 15 corpos de prova com variações de teor em cada três testemunhos. Para a dosagem *Superpave* foi utilizado o compactador de cisalhamento giratório da marca Troxler de 100 giros e 120 giros; foi realizada com 600 KPa de pressão e ângulo de giro de $1,25^\circ$, sendo todas as dosagens realizadas no laboratório Infralab-UnB, para um total de 8 corpos de prova em cada condição e exclusivamente com o molde de 150 mm de diâmetro. Para todos os casos, as propriedades volumétricas das misturas foram aferidas conforme recomenda o *Superpave mix design* (AI, 2014). Os parâmetros de compactação por cisalhamento giratório *locking point (LP)*, *construction densification index (CDI)*, *traffic densification index (TDI)* também foram analisados após obtenção das curvas $\%Gmm$ vs, variação da altura dos testemunhos por número de giro acumulado.

3.2. Caracterização do comportamento mecânico

O estudo do comportamento mecânico das misturas ocorreu após a definição do teor ótimo de projeto. Este foi adotado de maneira a se obter V_{ar} igual a 5%, para emprego como camada de ligação. A avaliação mecânica foi promovida com a execução de ensaios e técnicas como: módulo dinâmico por compressão uniaxial e flexão em vigota de quatro pontos, fluência estática por compressão uniaxial, fluência dinâmica por compressão uniaxial, deformação permanente em trilha de roda por simulador francês, estimativa da vida de fadiga por intermédio das curvas de *Whöler* e vida de fadiga com base na teoria do dano contínuo.

Os corpos de prova foram reproduzidos com emprego do compactador Troxler e da mesa compactadora francesa. Após a confecção, pode-se estabelecer: volume de vazios da mistura compactada; extrair testemunhos cilíndricos para ensaios mecânicos; ensaiar o testemunho por completo com a rotina de deformação permanente por simulador de tráfego; podem ser faceadas amostras para ensaios com interesse de interpretar funções hereditárias e produzidos testemunhos prismáticos para caracterizar o dano por fadiga. A seguir são descritos os ensaios e procedimentos adotados para a avaliação do comportamento mecânico das misturas investigadas.

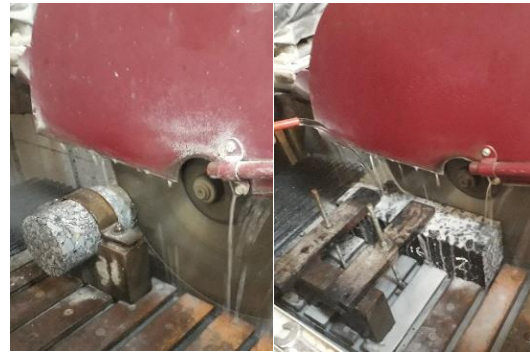
3.2.1. Parâmetros do regime da viscoelasticidade-linear

Para o estudo das funções hereditárias, duas condições foram avaliadas: (i) relação entre o modo de carregamento (compressão uniaxial vs. a flexão em vigota de quatro pontos) e (ii) efeito da variação do teor (4,0% e 3,5% para ensaios exclusivamente uniaxiais). Todos os testemunhos foram dosados para se obter 5% de V_{ar} incorporado após broqueamento e faceamento dos corpos de prova. A função relaxação foi obtida conforme técnica de interconversão baseada na relação entre relaxação e módulo de armazenamento dos resultados obtidos para o módulo dinâmico por compressão uniaxial, descritos com emprego da função gama, na série de Prony e na minimização dos erros quadráticos da função modelada com a dados reais.

As amostras preparadas para o teste à flexão em vigota de quatro apoios (pontos), seguiram as recomendações da normativa EN 12697-26 (CEN, 2004), para o teor de projeto. A compactação ocorreu com auxílio do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Universidade de São Paulo. Para a flexão em vigota de quatro pontos, após a compactação em mesa francesa, o acabamento foi promovido com a serragem das superfícies (laterais, fundo e topo) resultando em testemunhos prismáticos com dimensões de 380 x 50 x 63 mm (largura, altura, espessura). Ao final, obteve-se três amostras preparadas cada mistura. Para a compressão uniaxial, cada corpo de prova foi dosado para se atingir 175 mm de altura para posterior broqueamento e faceamento de topo e base com altura final de 150 mm e diâmetro de 100 mm. Finalmente, um leve capeamento foi aplicado em ambas as superfícies de contato (topo e base) com gesso pedra para diminuir irregularidades e melhorar a precisão do ensaio. Um total de três amostras para cada condição foram dosadas conforme as recomendações da norma T 378 (AASHTO, 2017). O resumo de atividades para o preparo das amostras e a execução dos ensaios é apresentado em sequência (Figura 3.3).



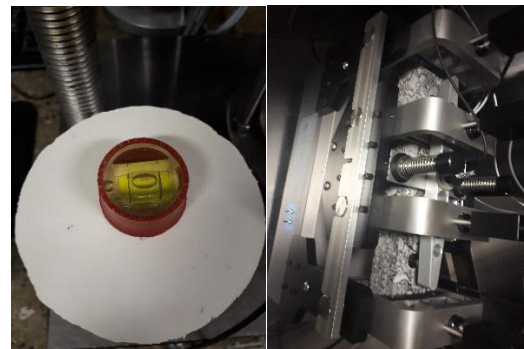
(i) Compactação



(ii) Faceamento



(iii) Acabamento



(iv) Nivelamento para ensaio

Figura 3.3 – Preparo dos testemunhos para estimar as propriedades viscoelásticas lineares

Para a realização do ensaio de módulo dinâmico à compressão axial, foram utilizadas as temperaturas de 4, 10, 15, 25, 37 °C e frequências de 25, 10, 5, 1 e 0,1 Hz. O equipamento utilizado para ensaio foi a prensa de controle eletromecânico no atuador AsphaltQube IPC Global. Para o módulo dinâmico à flexão em vigota de quatro pontos, as temperaturas escolhidas foram 10, 15, 25, 37 °C, com frequências de 25, 10, 5, 1 e 0,1 Hz. O dispositivo de ensaio IPC Global de controle servopneumático foi utilizado para a condução dos testes. As curvas mestras foram construídas adotando o modelo Sigmoidal (descrito no item 2.4.3), sendo os dados transladados horizontalmente no tempo ou frequência reduzidos para a temperatura de referência em 25°C com *shift factor* igual a zero.

Para a descrição do módulo de relaxação, foi realizada a interconversão da relaxação com o módulo de armazenamento dos ensaios de módulo dinâmico por compressão uniaxial. A modelagem da curva mestra de relaxação no tempo ou frequência reduzidos foi conduzida com a técnica das séries de Prony. A modelagem foi ajustada com 15 elementos, de maneira a ajustar os declínios potenciais da função. Ao final, uma análise da acurácia numérica é promovida com o cálculo da somatória quadrática das diferenças

entre o módulo calculado pela interconversão e o modelado (somatória dos mínimos quadrados). Caso o teste resulte em valor inferior a 0,01, a modelagem foi acurada. Caso superior ou igual, um novo ajuste é necessário no modelo (definição de coeficientes), com nova checagem da acurácia numérica do modelo até sua convergência. Um fluxograma modelagem do módulos de relaxação e sua curva mestra é descrito a seguir (Figura 3.4).

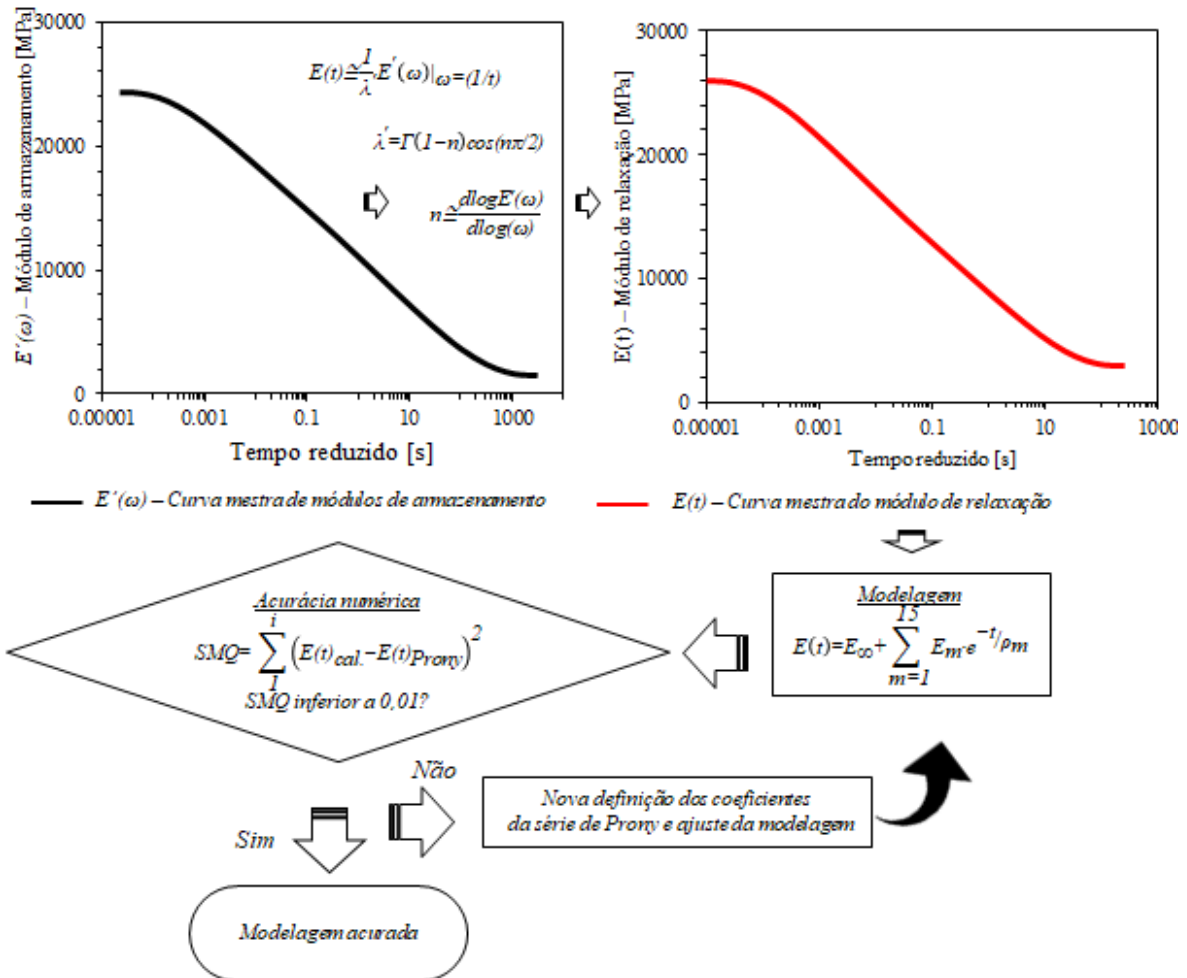


Figura 3.4 – Fluxograma de modelagem da relaxação

Onde n – é inclinação da curva mestra do módulo de armazenamento ou do módulo de relaxação; SMQ – somatória dos mínimos quadrados; $E(t)_{cal.}$ - relação com base na expressão 3.3; $E(t)_{Prony}$ – relação com base na série de Prony.

3.2.2. Avaliação da deformação permanente

Para o estudo da resistência à deformação permanente das misturas, as amostras foram preparadas e compactadas com o apoio do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação –

LTP da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo e uso do compactador por amassamento desenvolvido pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC). A compactação ocorre por amassamento com a mistura contida no molde de modo a confiná-la em todas as direções permitindo a compressão, estruturando os agregados e o ligante, reduzindo o volume de vazios e aumentando gradativamente a resistência ao cisalhamento do material. A metodologia de compactação segue a norma europeia EN 12697-33 (2007), na qual é definido o número de passagens do pneu e seu carregamento.

Para o uso do simulador Francês foi necessária a confecção de um par de placa da mistura LSAM SPV 25 mm, com dimensões 100 x 180 x 500 mm (espessura, largura e comprimento) e outro par para a mistura SPV 19 mm, com dimensões 70 x 180 x 500 mm. O V_{ar} de projeto (alvo) para ambas as misturas foi de 5%. A especificação EN 12697-22 (2003) define a forma de execução do ensaio, condicionando as amostras por vinte e quatro horas a 60°C, com critério de parada final do teste em 30.000 ciclos, ou quando os testemunhos atingem 10 % de deformação axial permanente. A frequência de ensaio adotada é de 1 Hz, com pressão de contato igual a 600 KPa. Ao final, é representado o afundamento em trilha de roda médio vs. número de ciclos, ambos em escala logarítmica.

Para a fluência estática, os corpos de prova foram produzidos com 110 mm de altura e 150 mm de diâmetro, nos teores de projeto, com emprego da compactação giratória. Os testemunhos foram broqueados, com diâmetros de 100 mm, e então capeados, com gesso pedra de alta resistência à compressão (50 MPa) com espessura máxima da ordem de 1,0 mm. Os ensaios foram executados em prensa pneumática. O procedimento de teste consistiu no condicionamento dos corpos de prova a 25 °C, utilizando 100 e 204 kPa de tensão axial, durante uma hora. Após este prazo, alivia-se o testemunho. O critério de ruptura apresenta-se com a definição da zona de plastificação ou se o testemunho exibir 5% de deformação axial permanente. Um total de duas amostras por condição e mistura foram produzidas. A função matemática que modelou o dano foi potencial (NCHRP, 2002).

Para a fluência dinâmica, foram preparados um total 12 testemunhos (teor de projeto e – 0,5% do teor ótimo). Os corpos de prova são provenientes dos ensaios de módulo dinâmico uniaxiais. Para a execução do ensaio, as amostras foram condicionadas a 60°C por um prazo mínimo de uma hora, sendo submetidas a uma tensão de contato de 600 kPa, sem confinamento, com critério de parada até 20.000 ciclos ou caso o testemunho

deforme permanente em 5%. A construção da curva de fluência dinâmica adotou o modelo de *Francken* (descrito por uma soma das funções potencial e exponencial), conforme recomenda a especificação T 378 (AASHTO, 2017). O *Flow Number* foi estimado após a mudança de inclinação, quando a curva apresenta cisalhamento volumétrico. Um resumo esquemático dos ensaios e testemunhos produzidos para avaliar a deformação plástica nas misturas é apresentado a seguir (Figura 3.5).

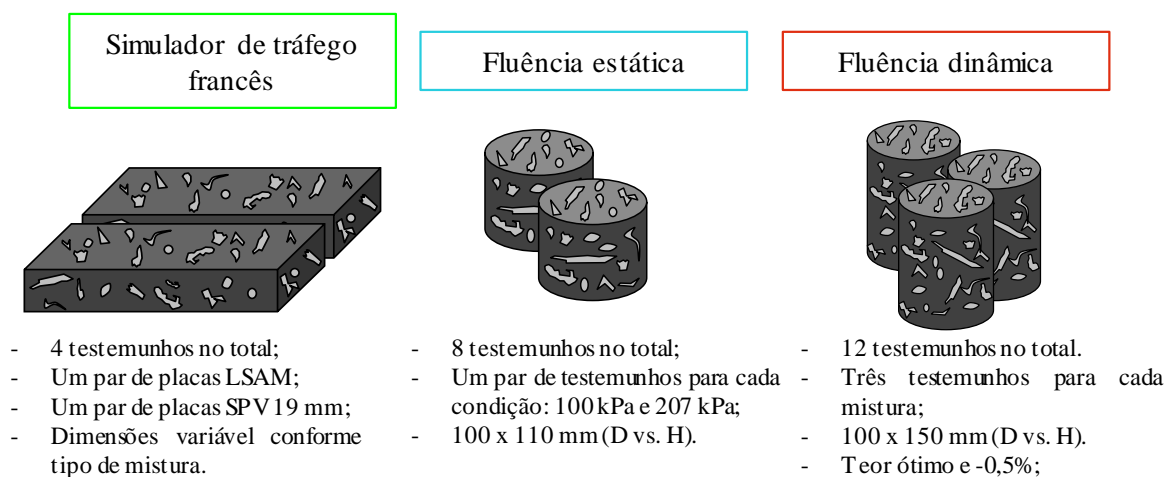


Figura 3.5 – Testemunhos produzidos para caracterização da deformação permanente.

3.2.3. Análise da vida de fadiga

Cinco corpos de prova de cada mistura foram preparados com o auxílio da compactação por amassamento francesa. Após isso, cada placa foi cortada e faceada conforme recomendam as dimensões dos corpos de prova prismáticos na rotina de ensaio a flexão por quatro pontos (CEN, 2004). Para a estimativa da vida de fadiga e o desenvolvimento de sua envoltória, foram condicionadas as amostras a 21° C ($\pm 0,5^\circ\text{C}$), durante um prazo mínimo de duas horas. Foram adotadas 200, 300, 400, 500, e 600 $\mu\text{strains}$ de deformação de controle, com forma de carregamento senoidal, frequência de ensaio de 10Hz. Um detalhe da confecção e moldagem das amostras são apresentados na Figura 3.6.

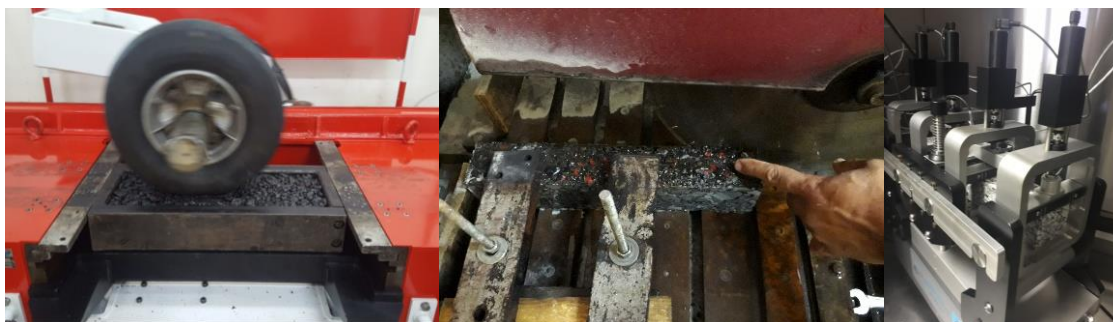


Figura 3.6 – Preparo e ensaio dos testemunhos para vida de fadiga

Duas modelagens foram aplicadas aos resultados: curvas experimentais baseadas na mecânica da fratura (curvas de *Whöler*), e curvas *C vs. S* (ou teoria do dano em meio contínuo). A modelagem das curvas tradicionais de *Whöler* foi realizada com critério de parada igual a 40% de redução de S_0 (sendo a referência de rigidez, a flexão inicial medida no 50º ciclo) e descrição por função matemática potencial. A modelagem com emprego da teoria do dano em meio contínuo (DMC) foi baseada nos estudos de Schapery (1990), na correspondência elástica/viscoelástica dos sólidos e na teoria do trabalho potencial (*Work Potential Theory*), nas relações de cálculo da pseudodeformação conforme Lee & Kim (1998) e na curva de dano que acopla a relaxação do material, descrita por Mello *et al.* (2018). No presente trabalho, serão considerados apenas os efeitos de evolução do dano interno mediante a teoria do dano em meio contínuo acoplada às características intrínsecas do material quanto às propriedades viscoelásticas (desconsideram-se efeitos de tixotropia do ligante, healing, histerese, etc).

Por fim, a caracterização da curva de dano (*S*) foi descrita conforme recomendações de Mello *et al.* (2018) que considera o parâmetro de dano variando em função da pseudodeformação, pseudorrigidez, do tempo reduzido entre ciclo e do parâmetro α que é função das características de viscoelasticidade do material (descrito pelo parâmetro n). A modelagem de *C vs. S* adotou a função potencial, com os coeficientes C_0 , C_1 e C_2 . Os principais passos adotados na pesquisa para cálculo e descrição da curva característica com emprego do modelo potencial são detalhados na Figura 3.7.

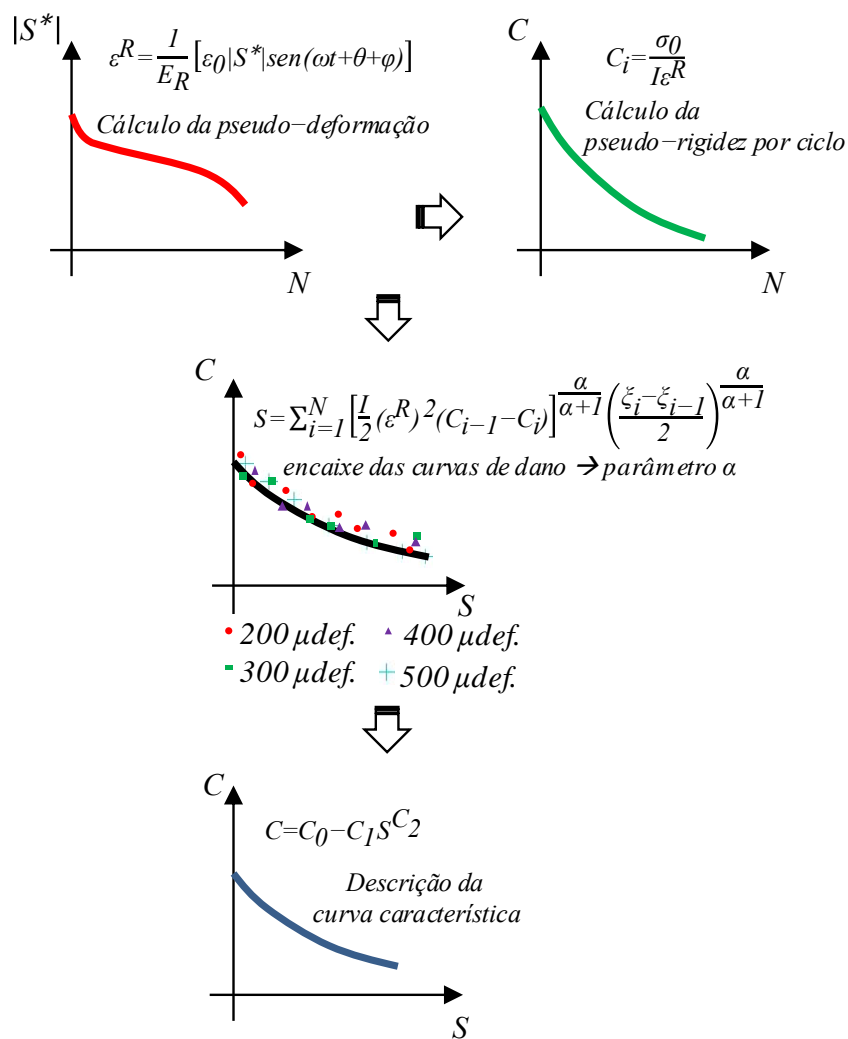


Figura 3.7 – Fluxograma para estimativa da curva característica das misturas

3.3. Análise estrutural de pavimento

Para a análise estrutural de pavimento, foi considerado o emprego do ABAQUS como ferramenta de suporte a determinar as respostas estruturais do pavimento com as características das misturas investigadas. O ABAQUS realiza uma análise do problema com emprego da teoria do método dos elementos finitos e na subdivisão de tarefas e rotinas para cálculo da resposta na estrutura. O MEF traduz um problema complexo com n-incógnitas, em um sistema simplificado de equações algébricas lineares (BATHE, 1996). De maneira simplificada, os problemas são particionados em algumas etapas a serem discriminadas pelo operador, a saber: (i) pré-processamento ou subdivisão do problema no domínio, com definição das propriedades dos materiais e suas relações constitutivas; (ii) formulação do elemento para o domínio, consiste na discretização do elemento e suas divisões nodais, bem como na escolha da função aproximada para a solução do subdomínio; (iii) montagem do domínio, definição da malha com o número

de nós e elementos, obtendo assim as equações para todo o sistema de equações individuais de cada elemento; (iv) condições de contorno, aplicação de condições de restrição e esforços ao sistema; (v) resolução do sistema de equações e (vi) pós-processamento, determinação das quantidades de interesse como tensões, deformações e deslocamentos.

Quatro estruturas típicas de pavimento flexível foram selecionadas para simulação numérica: (i) pavimento com 70 mm de *binder* em LSAM e 50 mm de capa em SPV 19; (ii) pavimento com 120 mm de *binder* em LSAM e 50 mm de capa em SPV 19; (iii) pavimento com 120 mm (capa e *binder*) em SPV 19 e (iv) pavimento com 120 mm (capa e *binder*) em LSAM, esta última representa uma estrutura hipotética, uma vez que as misturas LSAM geralmente não são aplicadas nem apresentam características superficiais para emprego como camada de rolamento. Todas as simulações consideraram as camadas totalmente aderidas com emprego de 200 mm em brita graduada simples na base, 300 mm em macadame seco na sub-base e um subleito fraco abaixo deste (Figura 3.8).

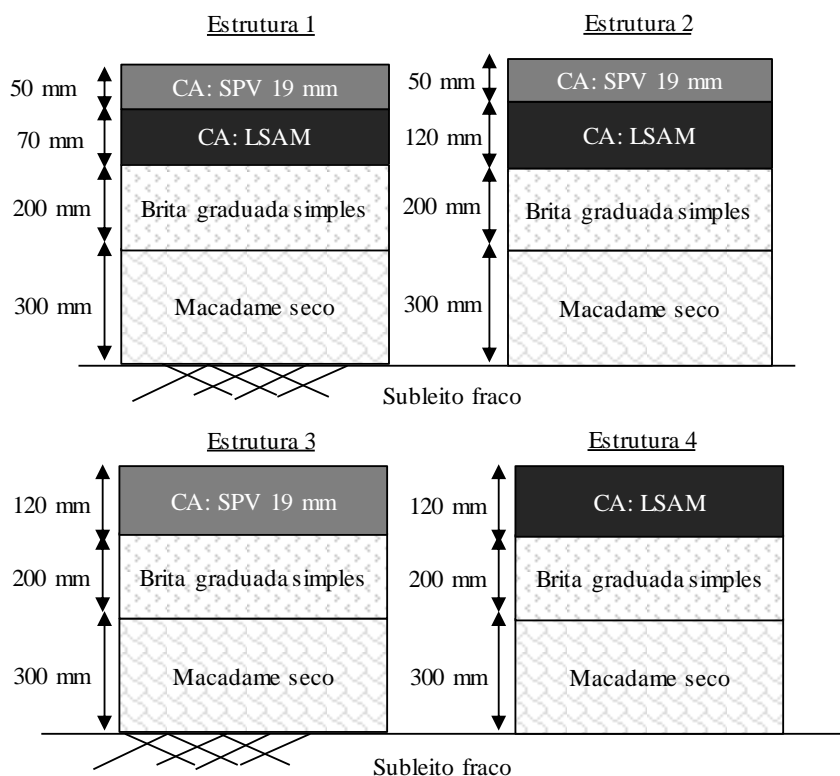


Figura 3.8 – Estruturas tipo desenvolvidas para análise estrutural da pesquisa

Primeiramente uma análise da relação constitutiva elástico linear foi empregada em todos os quatro pavimentos, observando pontos de interesse como deflexão de superfície, deformação de tração na fibra inferior do revestimento e tensão vertical no topo do

subleito. Foi modelado um carregamento de *Falling Weight Deflectometer* (FWD), sob condições estáticas e comparadas suas respostas com a de programas como *ELSYM5* e *3D-Move*. O primeiro baseado na solução de camadas elásticas adotado por Burmister (1945), com simplificações quanto à influência da interação pneu-pavimento, exclusividade da geometria de contato circular, estático e uniforme. O segundo é baseado na solução semianalítica de continuidade de depósitos de solos em camadas horizontais (SIDDHARTHAN *et al.*, 1993). Os esforços das cargas de contato de superfície são calculados com base na aproximação da transformada de Fourier no domínio do tempo e espaço, compatibilizando os efeitos dinâmicos no sistema. Há ainda a possibilidade de considerar efeitos de linearidade e não linearidade na relação constitutiva dos materiais, assim como propriedades puramente elásticas e viscoelásticas (SIDDHARTHAN *et al.*, 1998). A comparação é importante para a validação do domínio, malha e elementos empregados na modelagem MEF.

Em seguida, uma análise viscoelástica linear foi acoplada ao comportamento do CA, sendo todos os quatro pavimentos típicos avaliados os seus efeitos. Foi considerado ainda o efeito da velocidade (equivalente a 10, 60 100 km/h) na aplicação do carregamento com geometria de FWD. Quatro respostas básicas das estruturas típicas de pavimento foram avaliadas: (i) deflexão máxima na superfície, (i) deformação horizontal na fibra inferior do revestimento, (iii) a tensão-deformação vertical a 5,5cm de profundidade. Esta última resposta coletada enseja a comparação da propagação tensão-deformação para combate à deformação permanente na camada de *binder* das estruturas analisadas. Finalmente, os efeitos da viscoelasticidade também foram descritos com a construção de gráficos da taxa de carregamento na tensão-deformação, e das deflexões por carga dinâmica vs. deflexões por carga estática, para melhor compreensão da repercussão das respostas, em função da alteração do modelo constitutivo (elástico vs. viscoelástico; carregamento dinâmico vs. carregamento estático).

CAPÍTULO IV

4. RESULTADOS

Este capítulo é reservado para a apresentação dos resultados experimentais e numéricos da tese. Inicialmente são apresentados os resultados pertinentes à caracterização físico-química dos agregados, à descrição físico-reológica do ligante utilizado para confecção das misturas, dosagem das misturas por diferentes metodologias e condição final de volumetria das amostras preparadas para ensaios mecânicos. Em seguida, verificando a influência do tipo de carregamento de ensaio e o efeito da variação do teor nas propriedades do regime da viscoelasticidade linear. Adiante são examinados os resultados da deformação permanente, apresentando ao final uma avaliação global desta com base nos critérios descritos na literatura atual. Mais à frente, são debatidos os resultados da modelagem do trincamento por fadiga, avaliando as misturas e metodologias empregadas para estimar a evolução do trincamento. Por fim, são divulgados os resultados da modelagem numérica, validando inicialmente o domínio por modelagem MEF, e destacando o efeito do comportamento viscoelástico linear no comportamento das misturas investigadas.

4.1. Caracterização dos materiais

A caracterização quanto à origem dos agregados demonstrou que o agregado é de natureza calcária (elemento Ca, cálcio, com maior banda de espectro secundário), com análise das amostras (*Spot's*) retiradas das lâminas de delgada e seção polida. O material conta ainda com a presença de elementos como Mg, Al, Si, Fe, K, Nb, Cl, Na. A análise físico-química aprovou a utilização dos agregados em concreto asfáltico, possuindo uma única ressalva quanto ao percentual de partículas achatadas e alongadas na relação 1:3. Os resultados da caracterização físico-química dos agregados para a confecção de concreto asfáltico podem ser examinados na Tabela 4.1.

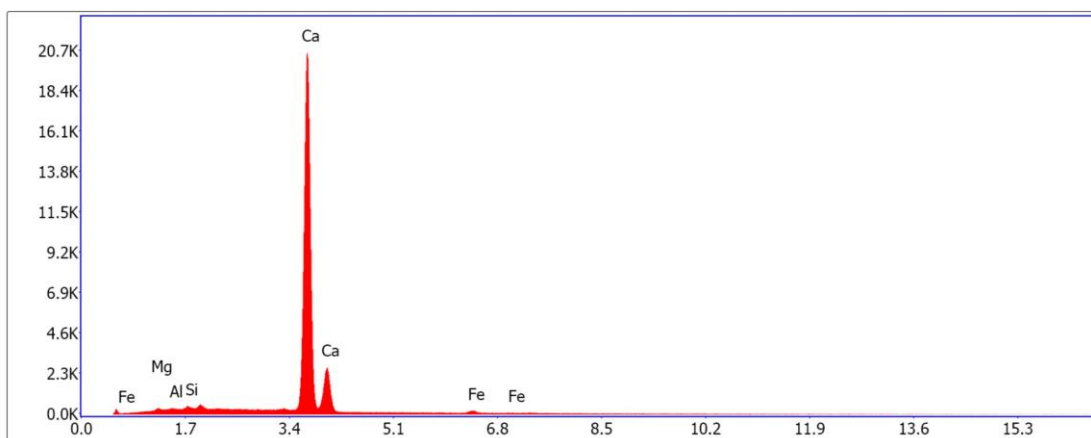
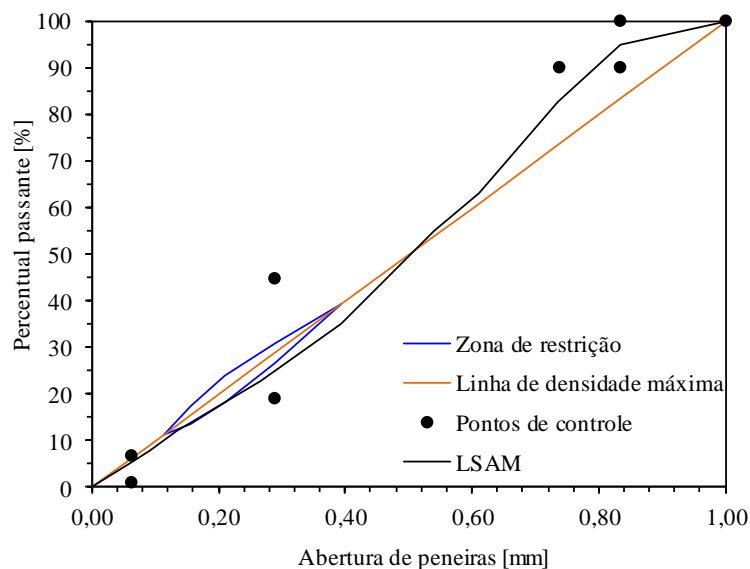


Figura 4.1 – Caracterização do agregado quanto a sua natureza química – MEV por EDS

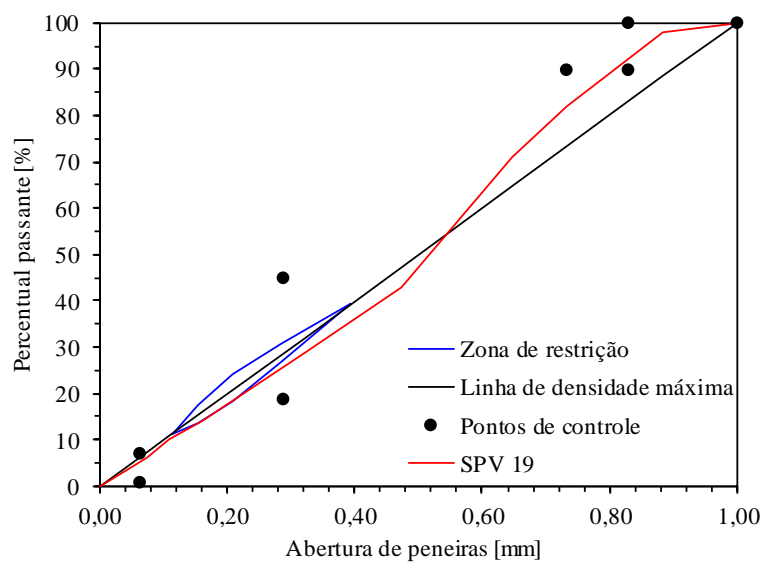
Tabela 4.1 – Caracterização físico-química dos agregados

Parâmetros avaliados	Valores médios	Limites por Norma	Normas
Forma da partícula 1:3, % de along. e lamelares	34,5	< 20	D4791 (ASTM, 2010)
Forma da partícula 1:5, % de along. e lamelares	2,4	< 5	D4791 (ASTM, 2010)
Desgaste Los Angeles, %	18	< 45	C131 (ASTM, 2014)
Sanidade, após 5 ciclos %	0,01	< 12	T 104 (AASHTO, 2011)
Equivalente de areia, contaminação %	70,8	> 65	T 176 (AASHTO, 2008)
Deteção de argilas reativas pelo método do azul de metileno, mg/g	2	≤ 6	T 330 (AASHTO, 2011)
Carga pontual de partícula, $I_s(50)$ N/mm ²	0,8	-	D5731 (ASTM, 2016)

Com a definição das granulometrias de projeto baseada nas premissas da linha de densificação máxima (Figura 4.2), foi possível inferir o teor de partida das misturas conforme a metodologia *Duriez*: de 3,8 a 4,4% para a mistura LSAM e de 3,9 a 4,6% para a mistura de controle (SPV 19 mm). A avaliação do travamento do esqueleto mineral pelo método *Bailey* (Tabela 4.2), demonstra que ambas as misturas estão balanceadas quanto à proporção *FAc*. A proporção *CA* está balanceada para a mistura LSAM e desbalanceada para a mistura de controle, podendo tornar esta última de difícil compactação em campo, fato não observado em laboratório. A proporção *FAf* está desbalanceada para as duas misturas, podendo implicar em descontinuidade quando compactada em campo, porém, não resultou em problemas de compactação dos testemunhos em laboratório.



(i)



(ii)

Figura 4.2 - Curvas granulométricas dos materiais dosados: (i) LSAM SPV 25 mm, e (ii) SPV 19 mm

Tabela 4.2 – Relações de travamento granulométrico das misturas

Peneiras	Mistura – 25 mm			Peneiras	Mistura – 19 mm				
	Parâmetros	Valores	Limites		Parâmetros	Valores	Limites		
PCS	4,75	CA	0,76	0,70 – 0,85	PCS	4,75	CA	0,97	0,60 – 0,75
SCS	1,18	FAc	0,49	0,35 – 0,50	SCS	1,18	FAc	0,49	0,35 – 0,50
TCS	0,3	FAf	0,31	0,35 – 0,50	TCS	0,3	FAf	0,30	0,35 – 0,50
MS			12,5		MS			9,5	

A caracterização físico-reológica do ligante indicou a classificação do ligante como CAP 30/45, tendo os valores de referência aceitos por norma (Tabela 4.3) Após o

envelhecimento, o ligante foi ensaiado com o auxílio do Reômetro de Cisalhamento Dinâmico para caracterizar suas propriedades reológicas (Figura 4.3).

Tabela 4.3 – Caracterização física do ligante 30/45

Parâmetros avaliados	Valores médios	Limites por Norma	Normas
Ductilidade a 25°C, cm	95	≥ 60	ASTM D113 (2017)
Viscosidade Brookfield - cP a 135 °C	455	≥ 374	
Viscosidade Brookfield - cP a 150 °C	229	≥ 203	ASTM D4402 (2015)
Viscosidade Brookfield - cP a 177 °C	83	76 – 285	
Penetração (100g, 5s, 25°C), 0,1 mm	44	30 – 45	ASTM D5/D5M (2013)
Ponto de Amolecimento, °C	58	≥ 52	ASTM D36/D36M (2014)
Ponto de fulgor, °C	315	≥ 235	ASTM D92 (2016)
Densidade real (20°C), g/cm ³	1,004	-	NBR 6296 (2004)
Parâmetros avaliados após o envelhecimento em curto prazo	Valores médios	Limites por Norma	Normas
Variação de massa, %	0,1	< 0,5	ASTM D2872 (2012)
Penetração retida (100g, 5s, 25°C) %	65	> 60	ASTM D5/D5M (2013)
Aumento do ponto de amolecimento, °C	62	8	ASTM D36/D36M (2014)

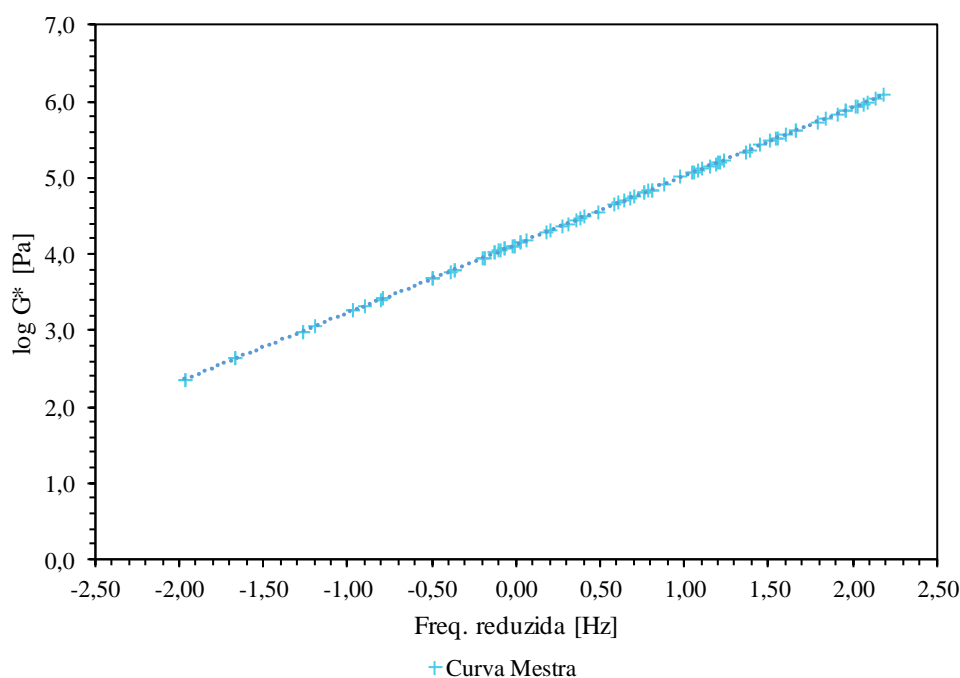


Figura 4.3 – Curva mestra do CAP 30/45 utilizado

4.2. Parâmetros volumétricos de dosagem

Para a dosagem das misturas, os agregados foram aquecidos a 175°C, conforme indicado pela curva de viscosidade do CAP 30/45 (faixa de temperatura de usinagem entre 156°C a 162°C). A faixa de temperatura para compactação se situou entre 144 a 149°C, sendo adotado 147°C para preparo de todas as amostras. A dosagem Marshall foi executada seguindo recomendações da especificação D6926 (ASTM, 2016), com cálculo dos parâmetros volumétricos de dosagem (V_{ar} , VAM , RBV) tomando-se em consideração a massa específica máxima da mistura solta (G_{mm}), e a densidade aparente compactada dos corpos de prova (G_{mb}) conforme:

$$V_{ar}(\%) = \left(\frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \right) \cdot 100 \quad \text{eq. 4.1}$$

$$VAM = 100 - \left(G_{mb} \cdot \frac{P_{agreg.}}{G_{sb}} \right) \quad \text{eq. 4.2}$$

$$RBV(\%) = 100 \cdot \frac{VAM - V_{ar}}{VAM} \quad \text{eq. 4.3}$$

Onde, G_{sb} – massa específica aparente da mistura de agregados; $P_{agreg.}$ – percentual de agregados utilizado para dosagem, descontado o percentual de ligante.

A dosagem *Superpave* foi conduzida conforme recomendam os manuais do *Asphalt Institute* (AI, 2014) sendo os parâmetros volumétricos de dosagem interpretados de maneira, a saber, por características de desempenho do processo de compactação por cisalhamento giratório. No processo, a altura do corpo de prova giro após giro é controlada devendo o operador calcular:

$$G_{mb}^{est. cada giro} = \frac{M_{seca ao ar}}{V_{n^\circ do giro}} \quad \text{eq. 4.4}$$

$$C = \frac{G_{mb}}{G_{mb}^{est. na N_{des}}} \quad \text{eq. 4.5}$$

$$G_{mb}^{corr. n^\circ do giro} = C \cdot G_{mb}^{est.} \quad \text{eq. 4.6}$$

$$\%G_{mm} = \left(\frac{G_{mb}^{corr. n^\circ do giro}}{G_{mm}} \right) \cdot 100 \quad \text{eq. 4.7}$$

$$V_{ar}^{n^\circ do giro} (\%) = 100 - \%G_{mm} \quad \text{eq. 4.8}$$

Onde, $G_{mb}^{est.cada\ giro}$ – massa específica da mistura compactada estimada para cada número de giro, em função da massa seca do corpo de prova ($M_{seca\ ao\ ar}$), e do volume referente àquele número de giro aplicado ($V_{n^\circ\ do\ giro}$); $G_{mb}^{corr.\ n^\circ\ do\ giro}$ – massa específica aparente compactada corrigida para cada giro, dependente do fator de correção (C); $\%G_{mm}$ – percentual da massa específica solta da mistura em cada giro; $V_{ar}^{n^\circ\ do\ giro}$ – volume de vazios a cada giro. A seguir, são apresentados o resumo de resultados médios dos parâmetros volumétricos da mistura LSAM e mistura de controle (SPV 19 mm) para diferentes condições de dosagem (Figura 4.4 e Figura 4.5). Os valores de referência dos parâmetros de projeto para V_{ar} iguais a 5%, admitindo recomendações do *Asphalt Institute* são examinados na Tabela 4.4 (AI, 2014).

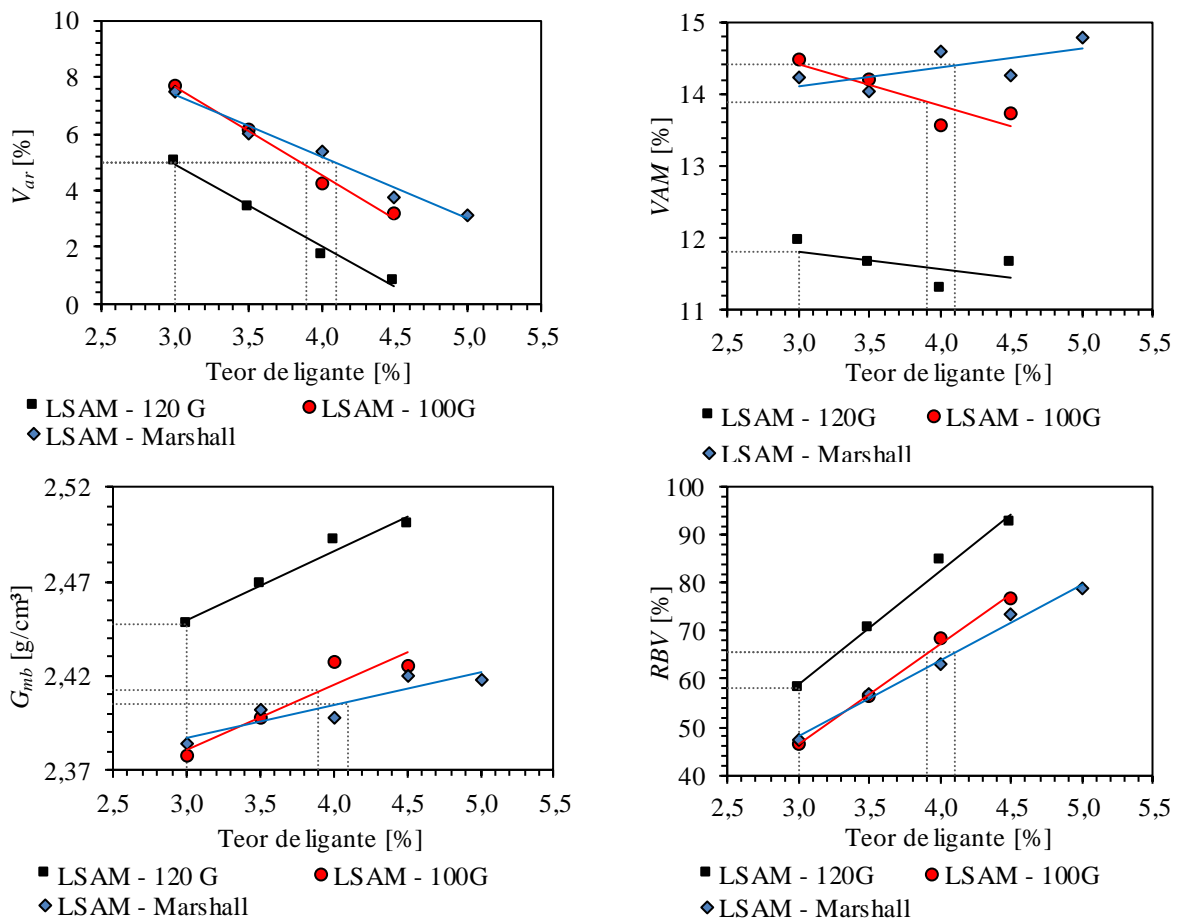


Figura 4.4 – Parâmetros volumétricos de dosagem mistura LSAM: V_{ar} , VAM, G_{mb} e RBV

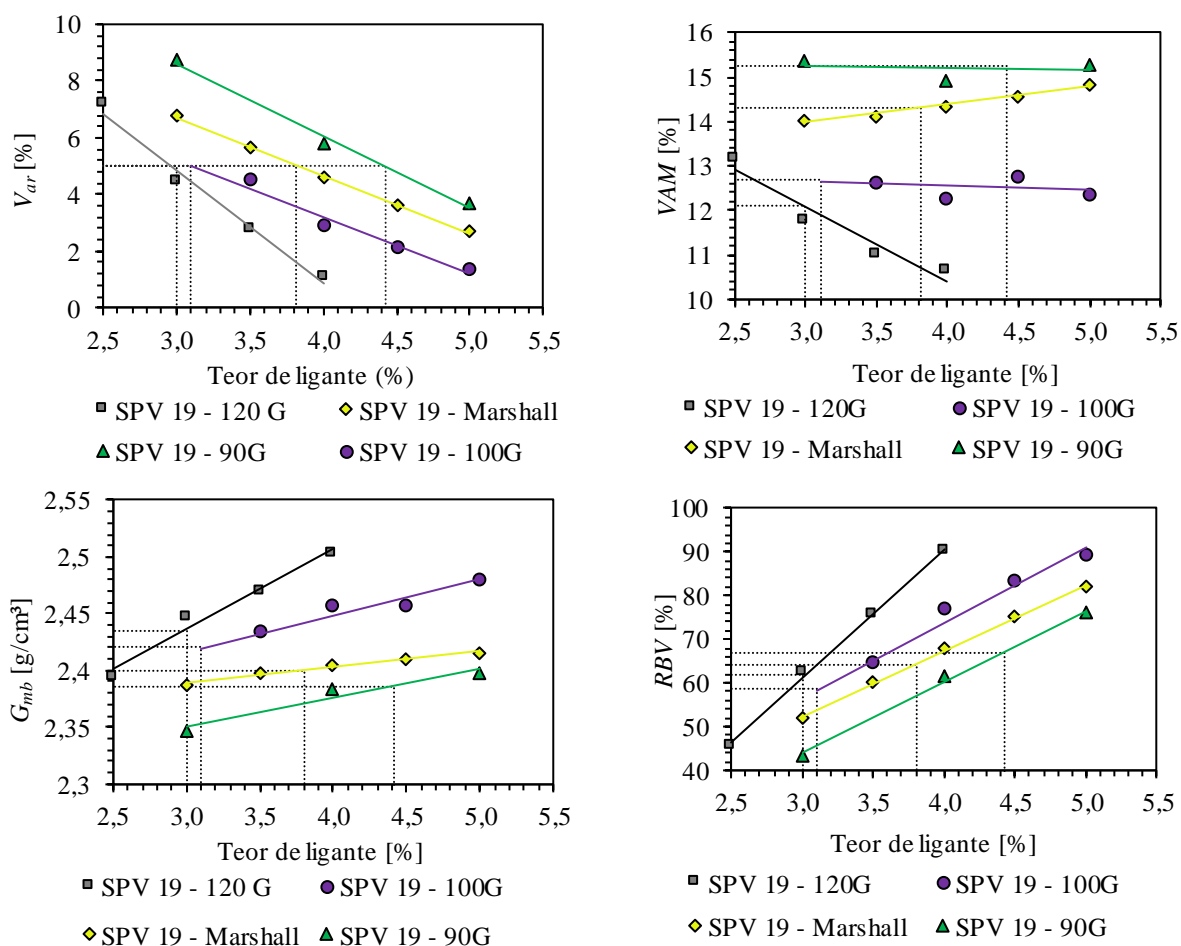


Figura 4.5 – Parâmetros volumétricos de dosagem mistura SPV 19 mm: V_{ar} , VAM, G_{mb} e RBV

Tabela 4.4 - Parâmetros volumétricos de dosagem LSAM e SPV 19mm para 5% de V_{ar}

Dosagem	LSAM SPV 25 mm			Controle SPV 19 mm		
	Teor de projeto (%)	VAM (%)	RBV (%)	Teor de projeto (%)	VAM (%)	RBV (%)
Marshall	4,1	14,4	65,5	3,8	14,3	65,0
CCG 100 giros	3,9	13,9	65,5	3,5	12,7	58,0
CCG 120 giros	3,0	11,8	58,0	2,9	12,2	59,0
CCG 90 giros	-	-	-	4,4	15,2	67,5
Limites AI, 2014	-	> 12	65 - 75	-	> 13	65 - 75

Os resultados apontam um maior nível de densificação da mistura de controle quando comparadas às misturas LSAM, para teores de projeto. Tal fato não era esperado, pois, o conceito de *Duriez* recomenda menores teores de asfalto para a mistura LSAM e maiores para a mistura de controle. A superfície específica da mistura de agregados foi de 9,0 para a mistura LSAM e 10,8 para mistura SPV 19 mm, que indicava um maior consumo de asfalto para a segunda. Quando equiparadas aos métodos de dosagem nos teores de projeto obtidos, a rotina Marshall obteve valores absolutos superiores à dosagem

Superpave, discutidos por Beja *et al.* (2018), podendo tal causa ser relacionada ao tamanho do molde para a dosagem, como apresentado por Leandro *et al.* (2017). Observando os resultados específicos da dosagem *Superpave*, os critérios *VAM* e *RBV* não são assegurados para a mistura LSAM com 120 giros e para a mistura de controle SPV 19 mm, com 100 e 120 giros. Tal fato pode estar vinculado à energia de compactação do ensaio, que pode ter sido excessiva para a dosagem, nas condições indicadas anteriormente. Segundo Watson *et al.* (2008), o N_{des} pode resultar em compactação excessiva na dosagem, podendo ser necessária sua revisão baseada no conceito *Locking Point*.

Avaliando o critério do *Locking Point* com base em Vavrik (2000), de modo a verificar se o N_{des} foi suficiente para dosar ambas as misturas, a energia de dosagem da mistura LSAM se aproximou de 100 giros ($LP_{médio} = 97$ giros), indicando que energias superiores resultariam em densidades próximas a densidades últimas em campo ($N_{máx}$), fato não desejável. Pelo mesmo critério, a mistura SPV 19 mm apresentou $LP_{médio}$ de aproximadamente 90 giros, concluindo que ambas as energias utilizadas para a dosagem *Superpave* (100 e 120 giros respectivamente) implicam em excesso de energia (Tabela 4.5).

Tabela 4.5 - *Locking Point*

Teores (%)	LSAM SPV 25 mm				SPV 19 mm			
	100 giros		120 giros		100 giros		120 giros	
	CP1	CP2	CP1	CP2	CP1	CP2	CP1	CP2
2.5	NE	NE	NE	NE	NE	NE	90	93
3	-	-	100	104	NE	NE	95	88
3.5	-	93	98	100	-	-	96	100
4	-	-	94	95	97	-	99	94
4.5	-	-	86	99	89	85	NE	NE
5	NE	NE	NE	NE	74	87	NE	NE

Onde NE: teor não ensaiado; -: não resultou em *Locking Point*.

Uma nova dosagem foi executada para a mistura SPV 19 mm, com 90 giros de energia, em três teores de ligante (3, 4, e 5%, respectivamente) com cinco corpos de prova por teor, sendo os resultados dos parâmetros volumétricos médios destacados com curva na cor verde (Figura 4.5). Para a mesma volumetria admitida anteriormente ($V_{ar} = 5\%$), percebe-se que a mistura de controle (com $N_{des} = 90$ giros) resulta em parâmetros de projeto dentro dos limites estabelecidos por especificação (AI, 2014), além de propor um teor de projeto maior (4,4%) que a mistura LSAM (com $N_{des} = 100$ giros, aproximadamente 3,9%) (Tabela 4.4). Para a caracterização do comportamento

mecânico, todavia, ambas as misturas foram dosadas com teores ótimos de projeto igual a 4,0%.

Quanto aos aspectos dos índices de densificação *CDI* e *TDI*, para todos os teores investigados, há uma tendência de redução dos parâmetros com o aumento do teor (Figura 4.6). Faheem & Bahia (2004) estudaram misturas com teor ótimo, variando granulometria e o tipo de ligante, calculando o *CDI* a curva do % G_{mm} para 8 giros até o número de giros resultante em 92% da G_{mm} , com um número de giros estabelecido em 100 giros. Estes destacam que para tráfego pesado, as misturas devem indicar *CDI* máximo de 300. No que concerne ao *TDI*, em função da dificuldade de se reconhecer números de giros equivalentes a 98% da G_{mm} com rotinas de dosagem para N_{des} , foram dosados corpos de prova até 600 giros, comandando valores mínimos de *TDI* para tráfego pesado da ordem de 1200. Nesse sentido, o *TDI* não é comparável conforme Faheem & Bahia (2004), uma vez que as dosagens foram conduzidas a 100 e 120 giros respectivamente. Para o *CDI*, ambas as misturas apresentaram habilidade de densificação em campo conforme o *CDI* expressa em 100 giros e 120 giros, apenas não sendo recomendáveis as misturas LSAM com teores abaixo de 3,5% e SVP 19 mm com teores abaixo de 3%, uma vez que estes resultam em *CDI* superiores aos limites recomendados (Figura 4.6).

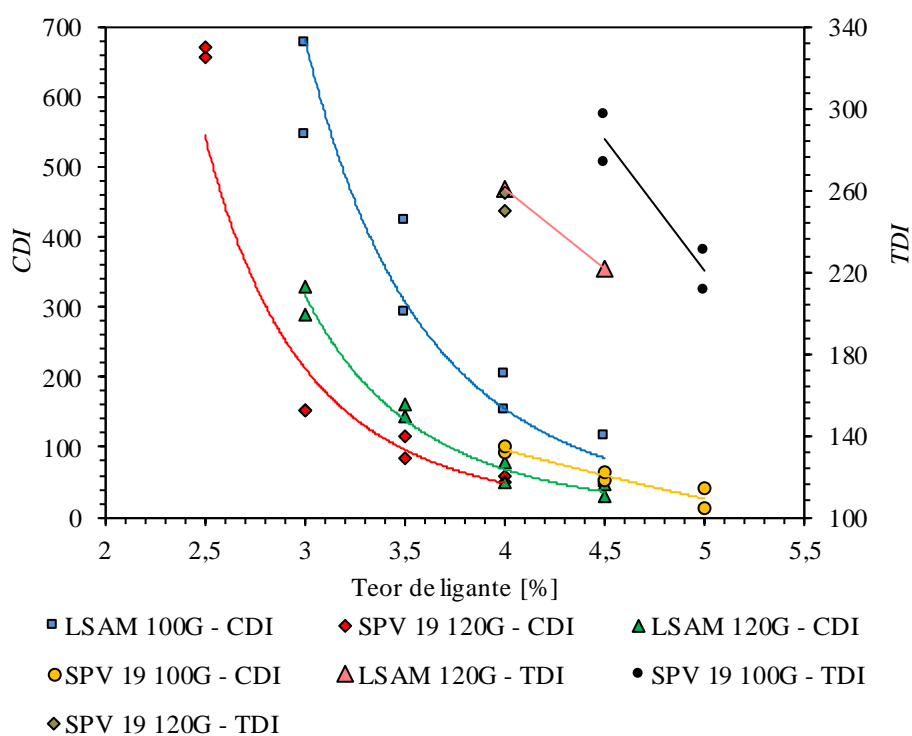


Figura 4.6 – Parâmetros de compactação por cisalhamento giratório: *CDI* e *TDI* vs. teor

Finalmente, o comportamento volumétrico das amostras reproduzidas para ensaios mecânicos foi avaliado. O V_{ar} médio dos testemunhos compactados por amassamento foram de 5,1% e 5,3% para as misturas LSAM e SPV 19 mm respectivamente. Como descrito por Moura (2010), a compactação por amassamento em laboratório é a que mais se aproxima das condições de campo em termos de volumetria. Para o presente trabalho, a compactação por amassamento resultou em volumetria mais próxima aos critérios de projeto (V_{ar} igual a 5,0%) para reprodução dos testemunhos (Tabela 4.6). Em paralelo, a compactação por cisalhamento giratório foi promovida para se atingir 7% de V_{ar} . Kim (2009) indica que há uma redução entre o volume de vazios de todo o testemunho e o núcleo (após broqueamento e faceamento) da ordem de 1,5% a 2%. Portanto, para se atingir 5% do V_{ar} aplicados para a camada de *binder* (alvo do projeto), recomenda-se dosar testemunhos com 6,5 a 7,0% de vazios. Todavia, a redução nesta pesquisa foi da ordem de 3,5% (Tabela 4.6).

Tabela 4.6 – V_{ar} final dos testemunhos dosados para ensaios mecânicos

Amostra	LSAM fluência estática		SPV 19 mm fluência estática		LSAM fluência dinâmica		SPV 19 mm fluência dinâmica		LSAM 4PB	SPV 19 mm 4PB
	100 kPa	204 kPa	100 kPa	204 kPa	3,5 %	4,0 %	3,5%	4,0%	4,0%	4,0%
1	3,1	3,2	3,3	3,1	3,0	3,2	3,1	3,0	4,8	5,2
2	3,0	3,1	3,2	3,0	3,3	3,8	3,7	3,3	5,0	5,4
3	-	-	-	-	3,2	3,3	3,2	3,4	5,4	5,2
4	-	-	-	-	-	-	-	-	4,9	5,0
5	-	-	-	-	-	-	-	-	5,2	5,1
Média	3,05	3,15	3,25	3,05	3,2	3,5	3,3	3,2	5,1	5,2

4PB – acrônimo do inglês *four point bending test*

4.3. Propriedades viscoelásticas lineares

Nesta seção serão apresentados os resultados experimentais da caracterização das propriedades no regime da viscoelasticidade linear: módulo dinâmico, ângulo de fase e módulo de relaxação. A influência do tipo de carregamento (uniaxial e flexão por quatro pontos) e o efeito da variação do teor de ligante (3,5% e 4,0%) na dosagem foram avaliados com o uso da estatística descritiva. O módulo de relaxação foi construído

apenas para os resultados de ensaios uniaxiais, por meio da interconversão do módulo de armazenamento, sendo sua curva mestra descrita por série de Prony. Por último, análise de variância (ANOVA) fatorial foi executada nos resultados da influência do tipo de carregamento, com interesse em observar os possíveis efeitos do tipo de carregamento, o tipo de mistura e a relação entre estes fatores para a obtenção do módulo dinâmico e ângulo de fase.

4.3.1. Influência do tipo de carregamento

Após a dosagem e compactação dos corpos de prova no teor de projeto (4% de ligante), os ensaios de módulo dinâmico foram executados por compressão uniaxial e a tração na flexão em quatro pontos (4PB). O módulo dinâmico (média e desvio padrão), em função da frequência e temperatura testadas para cada condição de ensaio e mistura são apresentados na Figura 4.7.

Os resultados revelam uma clara diferença entre o tipo de ensaio, uniaxial e 4PB, com a resposta uniaxial superior quando comparados com testes 4PB. Ao comparar os tipos de misturas para uma mesma condição de carregamento, não há diferenças estatisticamente significativas entre as misturas, embora o LSAM presente, em geral, valores médios de módulo dinâmico mais elevados quando comparado com a mistura de controle. Além disso, todas as condições testadas exibem um coeficiente de variação inferior a 10%. Para o ajuste e translação horizontal dos dados de frequência para uma mesma temperatura, o modelo Sigmoidal foi empregado, sendo apresentadas na Figura 4.8 as Curvas Mestras do módulo dinâmico, considerando a influência do tipo de carregamento no ensaio e do tipo de mistura.

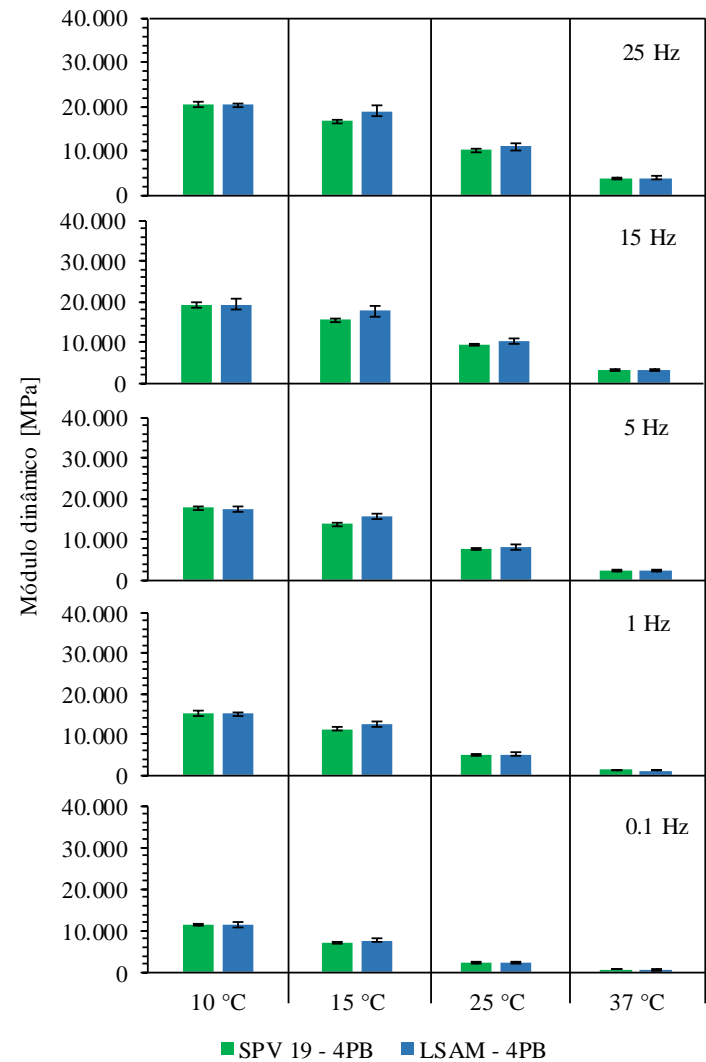
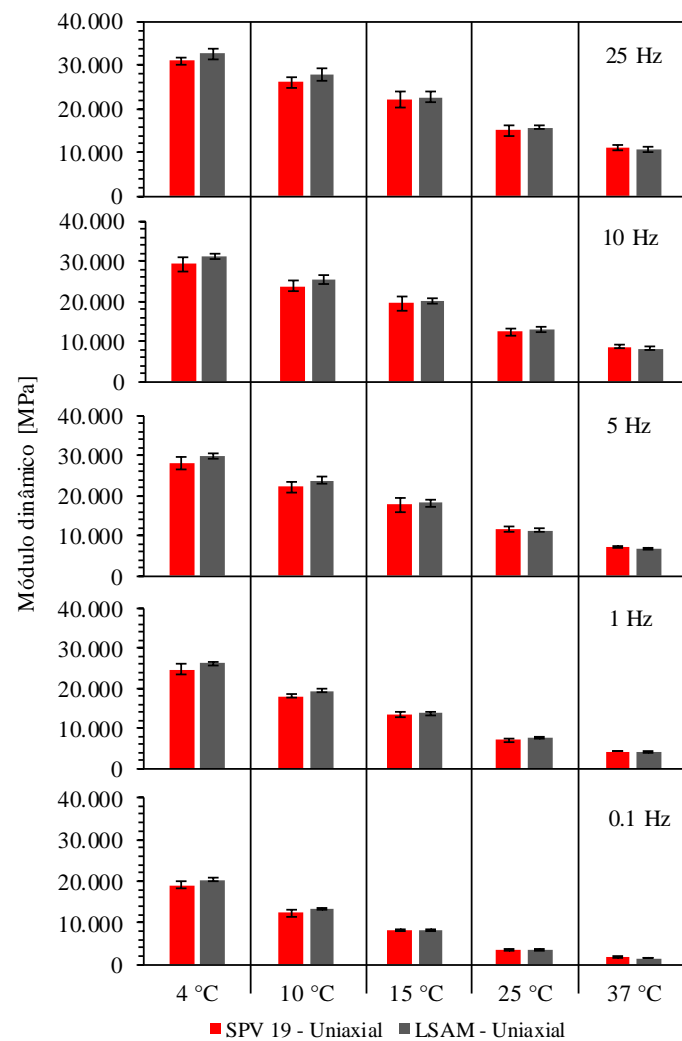


Figura 4.7 – Média e desvio padrão $|E^*|$: influência do tipo de carregamento no ensaio

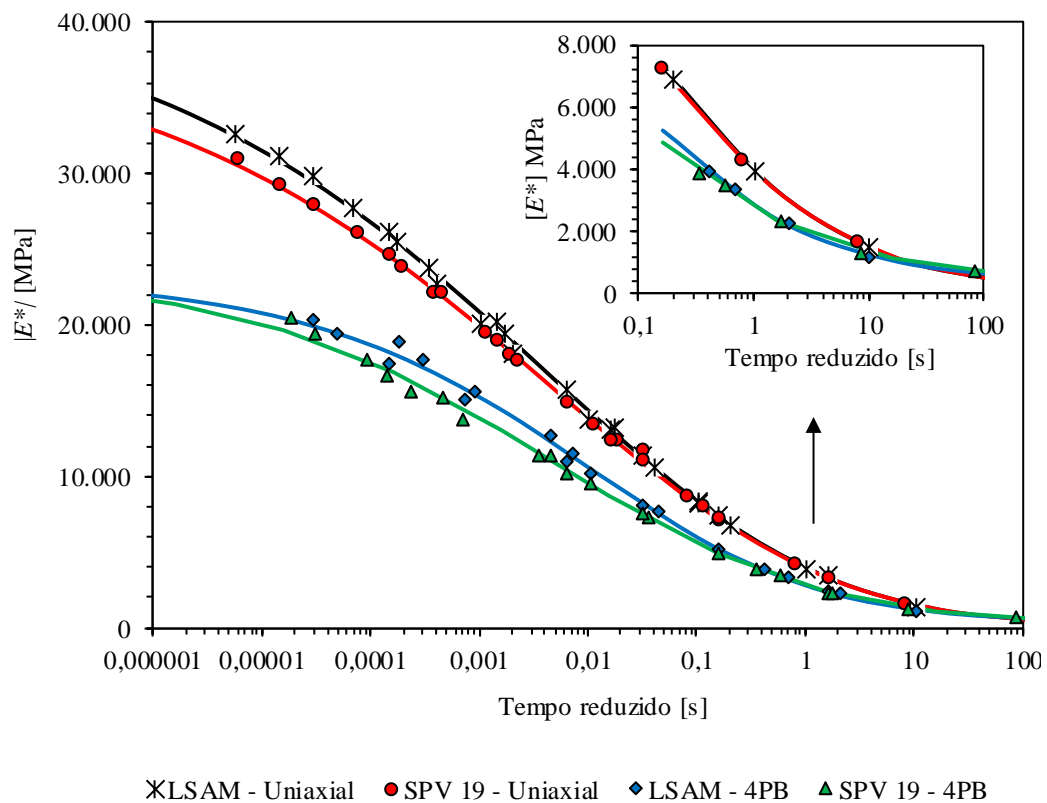


Figura 4.8 – Curva mestra média de $|E^*|$: influência do tipo de carregamento no ensaio

Comparando os resultados entre as duas misturas, LSAM e SPV 19 mm, o LSAM tem um módulo dinâmico ligeiramente superior em tempos reduzidos quando comparado com o SPV 19 mm em ambas as rotinas de teste. No entanto, observando atentamente os resultados para tempos reduzidos elevados (0,1 a 100 s, Figura 4.8), existe uma equivalência entre módulos dinâmicos para distintas misturas.

Quanto à relação entre o tipo de carregamento, tanto para tempo elevado como para tempo reduzido, existem diferenças entre os resultados de rigidez obtidos. O efeito do intertravamento granulométrico durante o carregamento uniaxial, o estado homogêneo de tensão desenvolvido durante esses testes e a volumetria final das amostras (V_{ar} , tamanho dos vazios, forma de compactação, etc), podem explicar essas diferenças no módulo dinâmico entre tipos de ensaios. Tais considerações são discutidas por Leandro *et al.* (2017), avaliando o efeito do método de compactação dos corpos de prova quanto à rigidez e Islam *et al.* (2019) que procuraram relacionar o módulo dinâmico com parâmetros volumétricos de misturas. De modo análogo, os resultados médios e de desvio padrão do ângulo de fase são abordados na Figura 4.9.

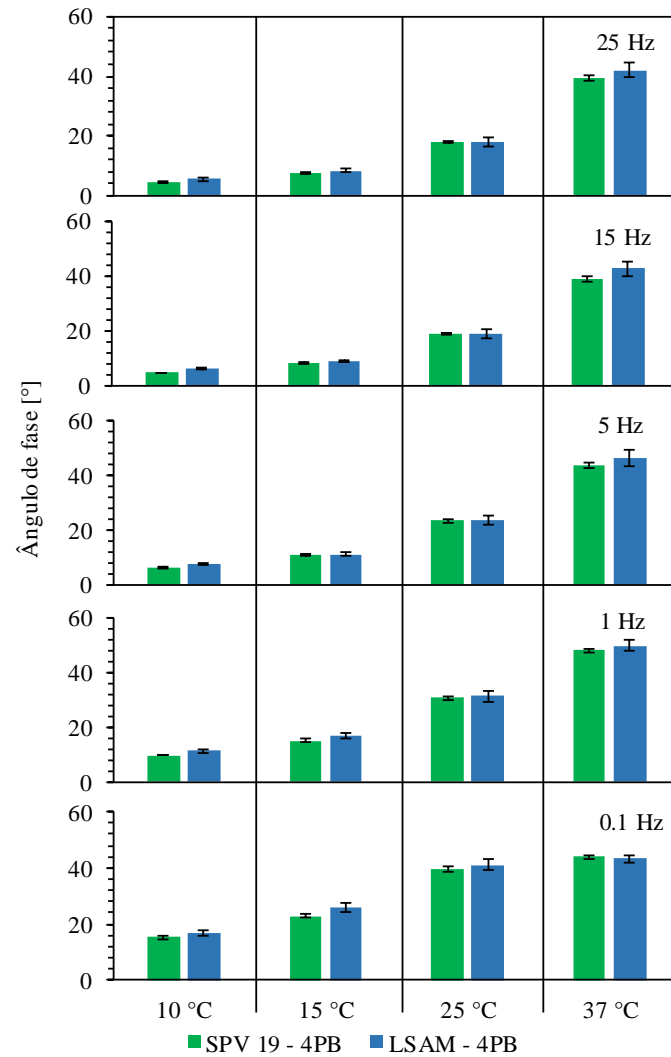
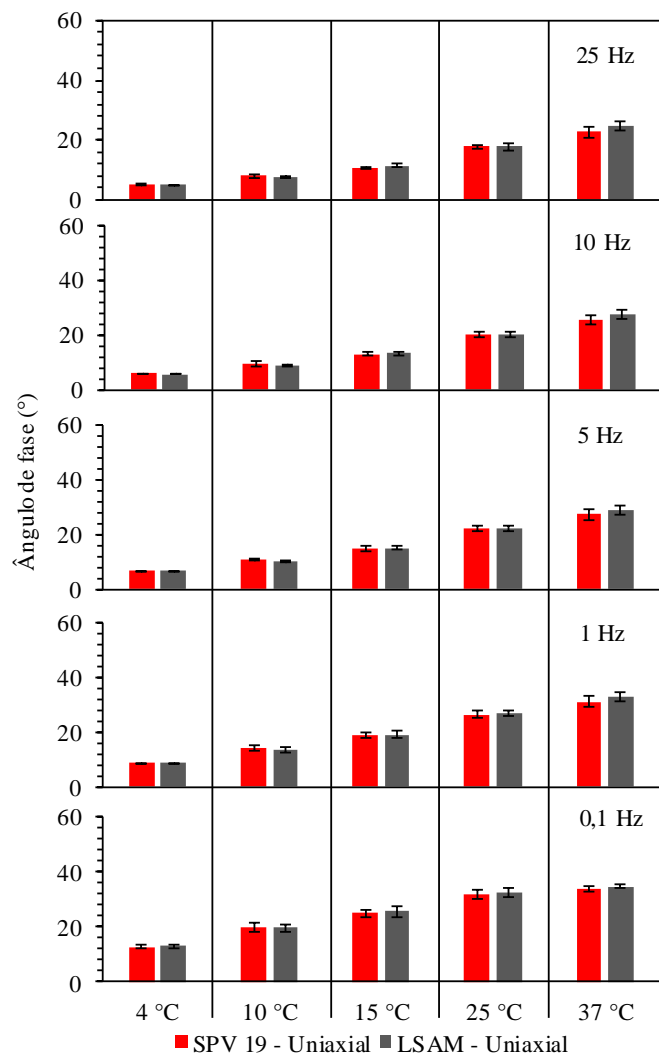


Figura 4.9 – Média e desvio padrão de φ : influência do tipo de carregamento no ensaio

Em razão da frequência e temperatura investigadas, não foi possível observar diferenças absolutas entre os ângulos de fase para os diferentes tipos de misturas. Contudo, quando se compara o tipo de ensaio na mesma condição (frequência e temperatura), existe uma discrepância entre os resultados obtidos com diferentes métodos de ensaio. O teste à flexão por quatro pontos para altas temperaturas produziu valores maiores quando comparado aos ensaios uniaxiais. No entanto, para temperaturas baixas, equivalentes a uma resposta mais elástica do material (φ próximo de zero), não há discrepância significativa de valores médios entre as misturas e os métodos de ensaio investigados. Os testes 4PB indicam o maior coeficiente de variação para cada condição, com um CV máximo de 9,3%, a 15°C, e 25Hz de frequência para a mistura LSAM.

Para as curvas mestras de ângulo de fase (Figura 4.10) os procedimentos de ensaio também fornecem resultados diferentes, para um específico nível de frequência reduzida (ou temperaturas mais elevadas). Além disso, observando os resultados de ensaio 4PB para altas temperaturas (equivalente a baixas frequências reduzidas), há uma maior suscetibilidade ao comportamento viscoso. Tal fato sugere que no ensaio a flexão, trabalhando com carregamentos sob velocidade reduzida para geração de tensão-deformação no material, este pode aumentar o acúmulo de deformação no tempo e, como efeito, pode implicar em ângulos de fase de maior magnitude. Isso se reflete no módulo dinâmico, que é a norma do espaço vetorial módulo de armazenamento e perda, implicando em menor magnitude destas propriedades caso seja utilizada a flexão em quatro pontos (BEJA *et al.*, 2020).

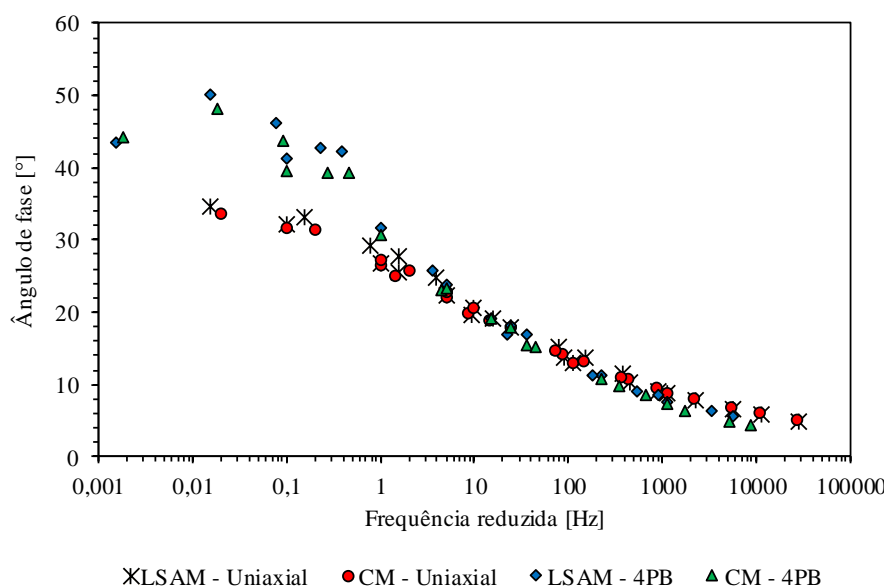


Figura 4.10 – Curva mestra média de φ : influência do tipo de carregamento no ensaio

4.3.2. Efeito da variação do teor de ligante

Para verificar o efeito do teor de projeto, foram preparadas amostras por CCG com o teor de 4,0% (teor de projeto) e 3,5% (-0,5% em relação ao projetado). Cabe salientar que segundo os critérios de dosagem *Superpave*, há indícios de que os materiais aceitem dosagens inferiores ao teor de projeto (SPV 19 com 100 giros); contudo, tais misturas podem acarretar deficiências mecânicas pois há alterações das propriedades volumétricas (*VAM*, *RBV*), embora não indique problemas quanto à eficiência de compactação, uma vez que o *CDI* (trabalhabilidade) é inferior a 300 para ambas as misturas no teor analisado (Figura 4.6).

O resumo das curvas mestras médias do módulo dinâmico para as misturas investigadas, considerando o efeito da variação do teor de projeto é discutido a seguir (Figura 4.11). Ao conduzir a estatística descritiva e o cálculo dos parâmetros de tendência central, o maior coeficiente de variação (16,0%) foi obtido para o módulo dinâmico na frequência de 0,1Hz e temperatura de 4°C para mistura SPV 19 com 3,5% de teor. Em geral, a dispersão de resultados aumenta conforme há o aumento da rigidez e independe de o ganho ser causado pela redução da temperatura ou do aumento da frequência nos ciclos. Yoder & Witczak (1975) indicam que resultados de módulos dinâmicos possuem coeficiente de variação aceitável da ordem de até 25%.

Em sentido oposto, Walubita *et al.* (2014) indicam que a variabilidade na interpretação dos resultados de módulo como CV é maior, quanto maiores forem as temperaturas e frequências ensaiadas. Todavia, aceitam CV inferiores a 30%. Observando o efeito do teor de ligante nas amostras, ocorreu uma tendência das curvas LSAM com 4,0%, SPV 19 mm com 4,0% e 3,5% de teor apresentarem comportamentos semelhantes. Apenas a curva mestra da mistura LSAM com 3,5% apresentou um comportamento diferenciado, o que indica que essa mistura com menor teor de ligante aparenta um aumento na rigidez. De todo modo, as misturas dosadas com menor conteúdo de ligante (3,5%) apresentaram maior magnitude de módulo dinâmico. Como o volume de vazios foi semelhante para as amostras preparadas, independentemente da variação do teor de ligante de projeto (Tabela 4.6), há pouca influência do V_{ar} para a obtenção da rigidez. Portanto, a mistura LSAM, com o maior tamanho máximo nominal, tende a apresentar uma maior magnitude de módulo dinâmico, fato também observado por Mascarenhas (2018) e Cao *et al.* (2016). Walubita *et al.* (2012), entretanto, comparando o módulo dinâmico de mistura LSAM

descontínua com misturas densas convencionais, obteve menor magnitude do módulo dinâmico para a primeira, indicando que o arranjo granulométrico da mistura LSAM pode acarretar redução da rigidez em laboratório, destacando a importância do confinamento na obtenção do módulo dinâmico.

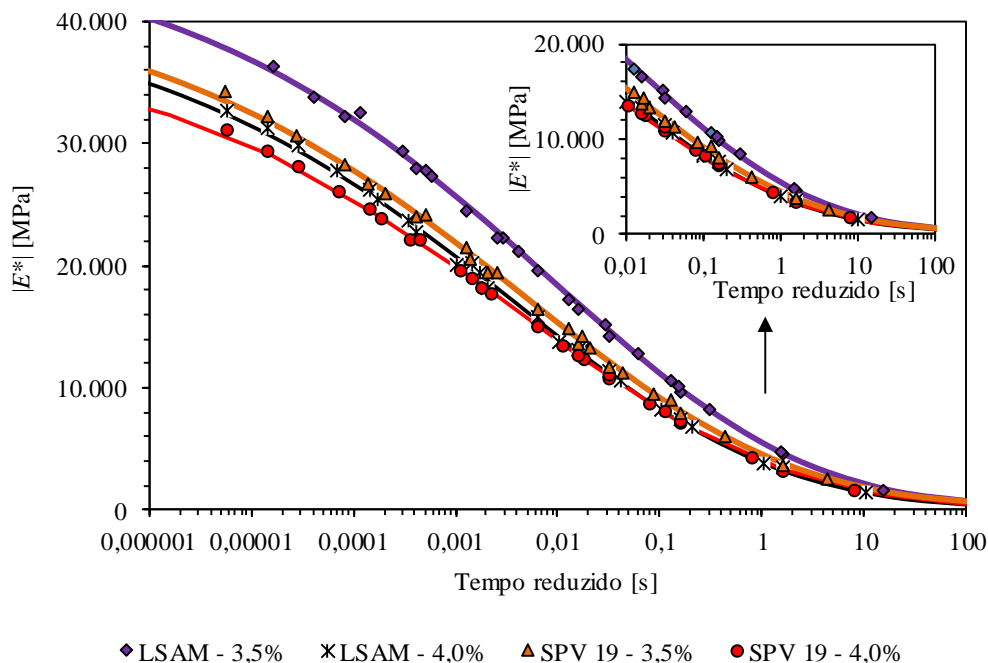


Figura 4.11 – Curva mestra média $|E^*|$: efeito da variação do teor

Outro fato relevante é observado quando se compara o tipo de mistura para um mesmo teor, ocorrendo maior magnitude dos módulos para a mistura LSAM, mesmo em alto tempo reduzido (alta temperatura). Assim, os resultados sugerem que a mistura LSAM é menos suscetível ao efeito térmico, podendo mitigar afundamentos plásticos sob altas temperaturas, quando comparadas às misturas convencionais rotineiramente empregadas para tal finalidade (Figura 4.11).

Quanto à curva mestra média para ângulo de fase, o resumo de dados observados indicam que o efeito da variação do teor de ligante e variação do tipo de mistura pouco influenciaram para este parâmetro (Figura 4.12). Tal circunstância pode estar associada à forma de ambas as curvas granulométricas dos materiais serem parecidas, utilizando-se de um maior contato grão a grão, que gera um menor efeito da parcela viscosa no modelo (ligante), que acarreta menores defasagens tensão-deformação no tempo. Mascarenhas *et al.* (2020) também observou mesma tendência, comparando mistura LSAM SPV 32 mm com misturas convencionais SPV 19 mm e 9,5 mm.

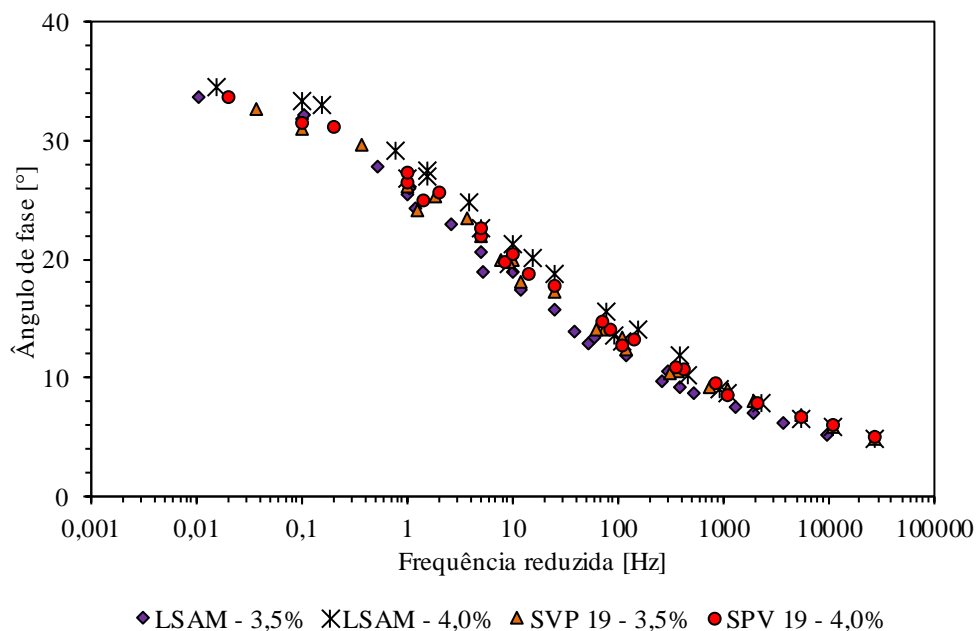


Figura 4.12 – Curva mestra média de φ : efeito da variação do teor

De posse da curva mestra do módulo de armazenamento referente aos ensaios uniaxiais exclusivamente, foi possível estabelecer como abordado na seção 3.2.1, a função hereditária módulo de relaxação ($E(t)$) (Figura 4.13). Essa função caracteriza um comportamento viscoelástico, que mediante técnicas de interconversão entre funções no domínio da viscoelasticidade linear, sendo descrita por decaimentos potenciais da série de Prony e seus coeficientes (Tabela 4.7).

Tabela 4.7 – Coeficientes em termos de décadas de tempo da série de Prony para 15 termos

	LSAM 3,5%	SPV 19 3,5%		LSAM 4,0%	SPV 19 4,0%
E_{∞} (MPa)	1.140	1.793	E_{∞} (MPa)	983	1.173
ρ_m	E_m (MPa)	E_m (MPa)	ρ_m	E_m (MPa)	E_m (MPa)
0,0000002	1.000,0	100,0	0,0000002	1.000,0	100,0
0,000002	1.093.373,9	7.668,8	0,000002	1.990,8	6.113,0
0,00002	1,2	4.615,2	0,00002	4.646,0	4.553,0
0,0002	6.802,4	5.236,2	0,0002	6.665,7	5.500,8
0,002	7.723,8	7.064,7	0,002	6.636,3	6.480,7
0,02	7.017,5	5.987,8	0,02	5.728,3	5.648,5
0,2	6.265,8	5.369,5	0,2	5.334,8	4.763,0
2	3.562,7	2.349,5	2	1.814,3	2.202,9
20	4,8	0,0	20	5,0	506,8
200	0,23	0,0	200	0,03	15,2
2000	148,9	0,0	2000	587,1	0,0
20000	6,9	0,0	20000	0,1	0,0
200000	143,0	0,0	200000	1,7	0,0
2000000	132,5	0,0	2000000	1,5	0,0
20000000	107,9	0,0	20000000	87,5	0,0

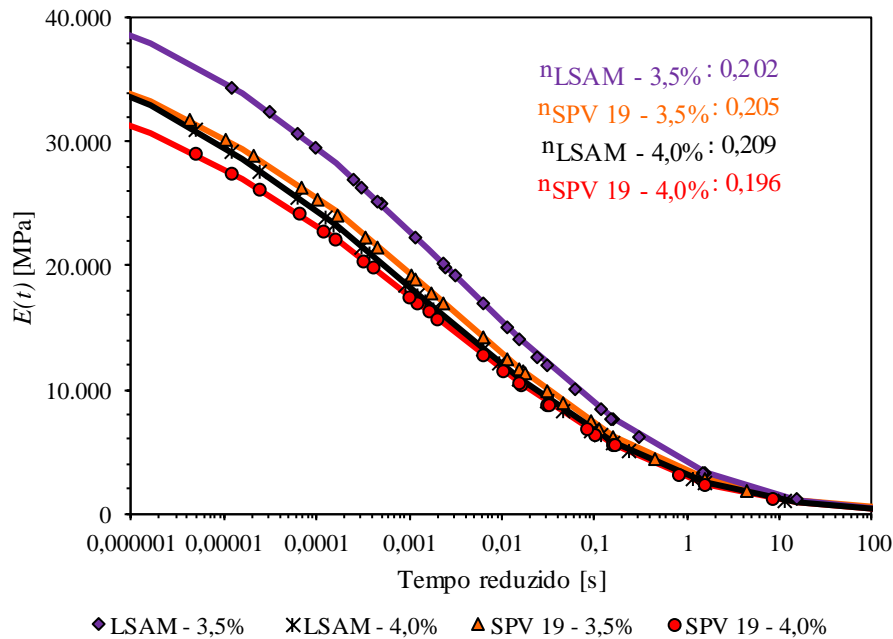


Figura 4.13 – Função relaxação: efeito da variação do teor

Os resultados analisados visualmente, indicam que as misturas LSAM com 4,0%, SPV 19 mm com 3,5% e SPV 19 com 4,0% têm curvas mestra de relaxação muito próximas, implicando em comportamento semelhante, embora, uma análise estatística aprofundada não tenha sido conduzida para confirmar essa afirmação. A mistura LSAM com 3,5% apresentou a maior envoltória $E(t)$ vs. (t) (Figura 4.13), refletindo a mesma tendência observada no comportamento do módulo dinâmico (Figura 4.11). Com a curva mestra do módulo de relaxação, é possível estimar o parâmetro de viscoelasticidade n intrínseco do material (Figura 4.13). Este último foi atribuído conforme a inclinação média na parcela reta da envoltória $E(t)$ vs. $\log(t)$. Uma inclinação mais acentuada indica maior dependência do tempo, enquanto uma inclinação mais suave implica menor dependência do tempo (maior elasticidade). Quanto ao parâmetro de viscoelasticidade n , todos tiveram valores semelhantes uma vez que as inclinações médias foram próximas.

Ademais, a caracterização da função hereditária $E(t)$ propicia a obtenção das funções $G(t)$, e $K(t)$ (função módulo volumétrico e cisalhante no tempo, respectivamente) conforme descrito na seção 2.5, servindo como parâmetros de entrada do modelo constitutivo viscoelástico empregado no software ABAQUS (Tabela 4.8). Entretanto, apenas as misturas dosadas com teores de 4,0% foram utilizadas na análise, uma vez que os ensaios de fadiga foram conduzidos exclusivamente para este teor.

Tabela 4.8 – Funções $G(t)$ e $K(t)$ com base em $E(t)$: (i) LSAM – 4,0%, (ii) SPV 19 – 4,0%

(i)		(ii)	
G_{∞} (MPa)	K_{∞} (MPa)	G_{∞} (MPa)	K_{∞} (MPa)
364,1	1.092,2	434,3	1.303,3
G_m (MPa)	K_m (MPa)	G_m (MPa)	K_m (MPa)
11443	34329	10904	32711
10817	32451	10176	30528
10313	30938	9697	29092
8934	26802	8475	25426
6521	19563	6323	18968
9565	28694	8956	26867
8711	26134	8211	24632
7912	23737	7519	22556
6309	18926	6034	18103
4095	12285	3886	11659
7685	23055	7302	21905
6783	20348	6484	19452
6100	18301	5806	17419
4517	13552	4287	12860
2516	7549	2388	7164
4844	14532	4675	14026
4071	12212	3923	11770
3402	10205	3277	9832
2136	6409	2099	6298
927	2781	911	2734
3046	9137	3229	9686
2362	7086	2521	7564
1831	5494	2062	6187
1002	3006	1110	3330

4.3.3. ANOVA fatorial

Para o tratamento dos resultados dos valores obtidos nos ensaios de módulo dinâmico e ângulo de fase foi realizada uma análise estatística de variância das médias de três corpos de prova para cada ensaio, teor de projeto e mistura avaliada, com a técnica ANOVA fatorial. A análise de variância (ANOVA) é comumente empregada para comparar médias, quando se deseja detectar eventual diferença estatística entre tratamentos realizados (ex.: alteração do tipo de *filler* na composição, tipo de ligante, tipo de ensaio, etc.) (KODEGOTTA & ROSSO, 2008).

Os critérios a serem testados na ANOVA fatorial foram o efeito da influência do tipo de ensaio e do tipo de mistura conforme: (A) efeito do tipo de mistura, (B) efeito do tipo de ensaio realizado e (AB) a interação entre o tipo de mistura e o tipo de ensaio. Em todas as condições descritas, a hipótese nula assumida foi que os resultados médios fossem iguais (μ_0). A hipótese alternativa (μ_i) assumiu que os resultados apresentam diferenças entre médias. Segundo Kottegoda & Rosso (2008) a ANOVA fatorial deve ser aplicada a situações em que se pretenda avaliar o efeito de múltiplos fatores baseados nas médias

descritivas, estando a análise sujeita a três, quatro ou mais fatores. Analiticamente, uma ANOVA fatorial é descrita genericamente pela seguinte expressão:

$$X = \eta + A_i + B_j + AB_{ij} + \varepsilon \quad \text{eq. 4.9}$$

Onde A_i = efeito do i -ésimo nível do fator A ; B_j = efeito do j -ésimo nível do fator B ; AB_{ij} = expressa o efeito da interação entre fatores A e B . Tanto a frequência de ensaio, como a temperatura são variáveis presumíveis de alteração nos parâmetros de rigidez, sendo descartados seus efeitos nesta análise. Todos os resultados foram compilados com auxílio do programa R versão 4.0.0.

Os resultados da ANOVA fatorial para as combinações possíveis em termos de p -value obtido pertinente à análise comparativa para o módulo dinâmico são apresentados na Tabela 4.9. O nível de significância adotado foi tomado igual a 5%; portanto, qualquer valor acima deste ou igual, tornará a hipótese nula (μ_0) aceita; caso contrário (p -value < p -critical), rejeita-se a hipótese nula e aceita-se a hipótese alternativa (μ_i).

Tabela 4.9 – p -value resultante da ANOVA fatorial para módulo dinâmico: influência do tipo de ensaio e tipo de mistura

Temperatura (°C)	Fator*	Frequência			
		0,1 Hz	1 Hz	5 Hz	25 Hz
10	A	0,34	0,41	0,55	0,72
	B	0,00	0,00	0,00	0,00
	AB	0,61	0,61	0,66	0,58
15	A	0,32	0,41	0,55	0,72
	B	0,00	0,00	0,00	0,00
	AB	0,61	0,61	0,66	0,58
25	A	0,34	0,41	0,55	0,72
	B	0,00	0,00	0,00	0,00
	AB	0,61	0,61	0,66	0,58
37	A	0,34	0,41	0,55	0,72
	B	0,00	0,01	0,00	0,00
	AB	0,61	0,61	0,66	0,58

*A expressa o tipo de mistura; B denota o efeito do tipo de ensaio para obtenção do parâmetro de rigidez; e AB expressa interação entre o tipo de mistura e o tipo de ensaio.

Percebe-se que o tipo de mistura não afetou significativamente a rigidez, conduzindo a resultados médios estatisticamente semelhantes, uma vez que o fator A, obteve p -value > p -critical em todas as temperaturas e frequências de ensaio, sendo assumida, então, a

hipótese nula validada ($\mu_{LSAM}=\mu_{SPV19}$). Entretanto, o efeito do tipo de ensaio, fator B, conduz a um $p\text{-value} < p\text{-critical}$ para todas as circunstâncias avaliadas, acarretando módulos dinâmicos estatisticamente diferentes devido à natureza do ensaio ($\mu_{uniaxial} \neq \mu_{4PB}$, Tabela 4.9).

Quanto à análise da influência do tipo de ensaio e mistura para o ângulo de fase (Tabela 4.10/Tabela 4.12), também foi conduzida uma análise ANOVA fatorial para o mesmo conjunto de dados. Novamente, o fator tipo B foi determinante para a produção de resultados médios estatisticamente diferentes. O tipo de ensaio resultou em ângulos de fase distintos ($\mu_{uniaxial} \neq \mu_{4PB}$). Por outro lado, diferentes misturas produziram resultados estatisticamente semelhantes ($\mu_{LSAM}=\mu_{SPV19}$). A interação entre a mistura e o tipo de ensaio (AB) confirmou a hipótese nula. Portanto, os tipos de misturas não são estatisticamente diferentes quanto aos parâmetros avaliados (módulo dinâmico e ângulo de fase). Porém, quando as misturas são ensaiadas por distintas formas de carregamento (compressão, tração, flexão, etc.) implicam em resultados diferentes. Isto é importante, pois ensaios diferentes resultam em propriedades viscoelásticas distintas, no entanto, há uma preferência do meio técnico e acadêmico pelo uso da rotina uniaxial, pois neste ocorre uma distribuição uniforme da propagação da tensão-deformação ao longo do testemunho (BEJA *et al.*, 2020).

Tabela 4.10 – $p\text{-value}$ resultante da ANOVA fatorial para ângulo de fase: influência do tipo de ensaio e tipo de mistura

Temperatura (°C)	Fator*	Frequência			
		0,1 Hz	1 Hz	5 Hz	25 Hz
10	A	0,70	0,71	0,73	0,39
	B	0,04	0,03	0,00	0,00
	AB	0,59	0,41	0,32	0,31
15	A	0,30	0,50	0,72	0,44
	B	0,64	0,08	0,01	0,02
	AB	0,49	0,67	0,89	0,87
25	A	0,31	0,61	0,81	0,79
	B	0,00	0,00	0,19	0,87
	AB	0,67	0,85	0,92	0,98
37	A	0,85	0,09	0,10	0,13
	B	0,00	0,00	0,00	0,00
	AB	0,14	1,00	0,80	0,83

4.4. Estudo da deformação permanente

A avaliação da deformação permanente ocorreu por intermédio de três rotinas de ensaios laboratoriais: fluência estática, fluência dinâmica e afundamento por trilha de roda francesa. O primeiro tentou estabelecer dano acumulado por carregamento estático axial com variação da pressão de contato (100 e 204 kPa) para um mesmo teor de ligante (4%). O segundo caracterizou o dano acumulado por carregamento dinâmico axial com pressão de contato constante (600 kPa) variando o teor de ligante (3,5 e 4,0%). O último simula a condição de dano que ocorre em campo, utilizando 4% ligante para dosagem e preparo das amostras. À medida que os resultados são expostos, uma análise teórica sobre as causas e efeitos nas misturas é apresentada.

4.4.1. Fluência estática

A função que descreve a fluência é potencial no tempo, sendo definidos os coeficientes a , e b como o intercepto e a inclinação da curva envoltória ε_p vs. tempo, respectivamente. Caso a propagação do dano na amostra promova deformação axial acumulada de 5%, ocorre o cisalhamento volumétrico, sendo descrita por uma mudança brusca na inclinação da curva ε_p vs. tempo (zona terciária), com interpretação do *flow time*, ou ponto de fluência. O resumo de resultados individuais obtidos para ensaios de fluência estática com 100 e 204 kPa de pressão de contato é apresentado na Figura 4.14. Os coeficientes obtidos por regressão para o modelo apresentado na seção 3.2.2, são destacados na A

Tabela 4.11. Segundo Leahy (1989) os parâmetros a e b quando menores, indicam maior resistência à deformação permanente das misturas (Tabela 4.11). Após execução dos ensaios, o *flow time* não foi detectado para nenhuma das misturas e condições (100 e 204 kPa) avaliadas. Talvez a temperatura de ensaio (constante em 25 °C) ou pressão de contato não foram suficientes para o desenvolvimento da zona terciária e caracterização do F_T .

Li *et al.* (2018) investigando o comportamento da fluência estática variando a pressão de contato (700, 500, e 300 kPa) e a temperatura de ensaio (40, 50 e 60 °C), com a descrição por meio do modelo de *Burgers*, constatam que a variação do nível de tensão e a temperatura são fatores fundamentais que alteram as propriedades viscoelásticas do material, e por consequência o dano sob regime de acumulado por cisalhamento plástico. Este menciona ainda que para altas temperaturas de ensaio, o tamanho máximo nominal da mistura torna-se pouco influente para aumentar a resistência à deformação permanente.

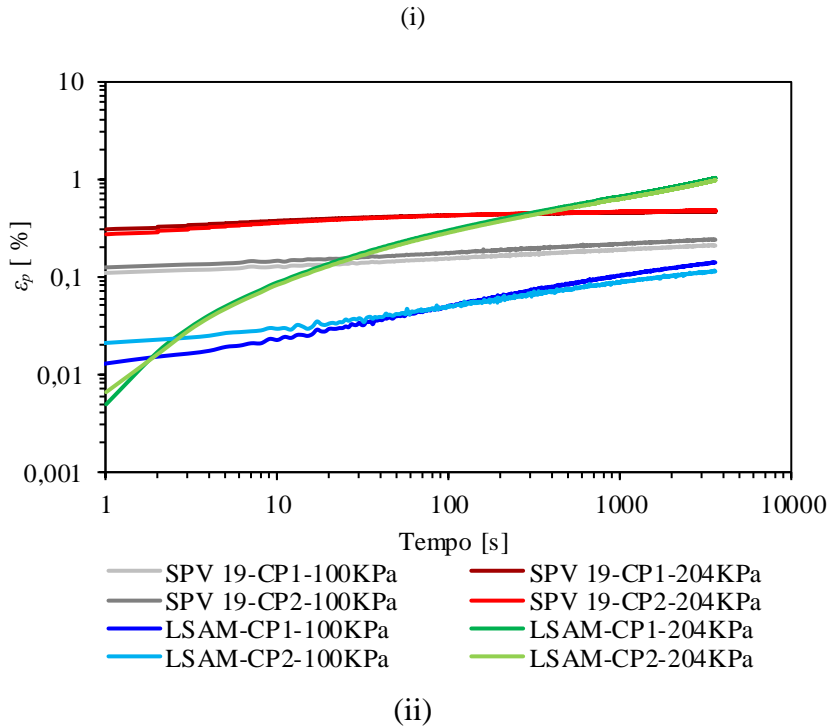
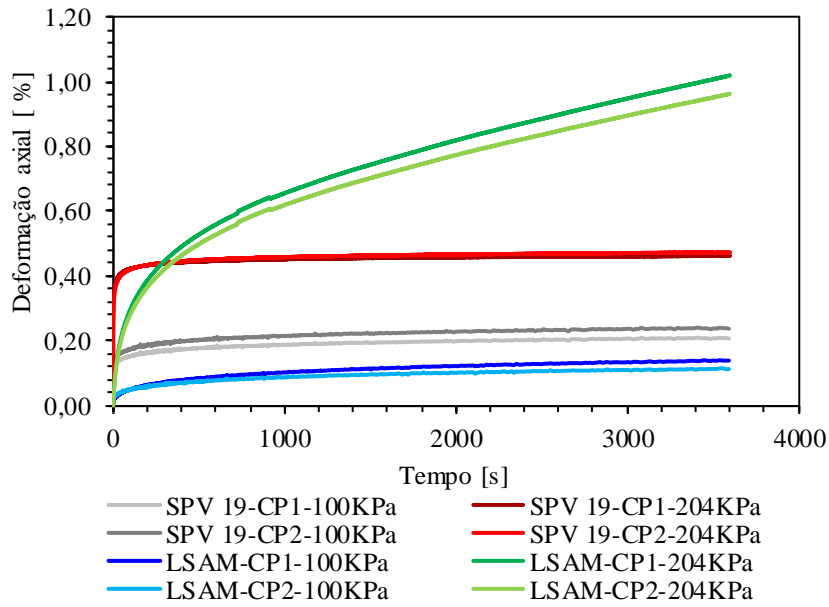


Figura 4.14 – Fluência estática: (i) deformação vs. tempo, (ii) ϵ_p vs. log tempo (em escala log)

Tabela 4.11 – Parâmetros a e b obtidos referentes a regressão

Condição e mistura	Parâmetros		
	a	b	r^2
SPV 19 - 100 kPa	0,106	0,081	0,99
	0,118	0,087	0,99
LSAM - 100 kPa	0,013	0,301	0,99
	0,018	0,228	0,99
SPV 19 - 204 kPa	0,372	0,027	0,90
	0,355	0,036	0,90
LSAM - 204 kPa	0,054	0,360	0,97
	0,051	0,359	0,97

A norma T 378 (AASHTO, 2017) para desenvolvimento da fluência dinâmica recomenda a pressão de 600 kPa para tráfego pesado, o que pode indicar que a tensão axial para o ensaio na configuração adotada foi insuficiente para promoção da deformação estática. O experimento com duas variações de pressões de contato reside nas recomendações técnicas abordadas no *Report 465* (NCHRP, 2002). Este recomenda para ensaios não confinados tensões entre 70 – 207 kPa, sob temperaturas de 25 – 60°C. Em contrapartida, para as condições ensaiadas, ambas as misturas indicam resistir à deformação por fluência estática, uma vez que após 3600s de contato, as misturas sofreram deformação axial permanente inferiores a 2%.

O parâmetro a é maior para as misturas SPV 19 quando comparadas às misturas LSAM, porém o parâmetro b nessas misturas é inferior aos das misturas LSAM. Portanto, as misturas de controle apresentam maior deformação inicial (dada pelo intercepto a) e menor taxa de deformação constante no tempo (inclinação da envoltória ε_p vs. tempo, com crescimento constante, parâmetro b), enquanto que as misturas LSAM possuem menor deformação cisalhante acumulada inicial, e maior taxa de deformação cisalhante no tempo. A mistura LSAM com 204 kPa foi a que desenvolveu maior patamar de deformação, atingindo valores próximos a 1,0%.

4.4.2. Fluência dinâmica

Para a execução dos ensaios de fluência dinâmica, foi avaliado o efeito da variação do teor de projeto: 3,5 e 4,0% de ligante, com os corpos de prova correspondentes aos dos ensaios de módulo dinâmico. A Figura 4.15 expõe os resultados individuais dos ensaios de *creep* dinâmico; a Figura 4.16 retrata os valores médios e desvio padrão do parâmetro *flow number* das misturas e condições investigadas.

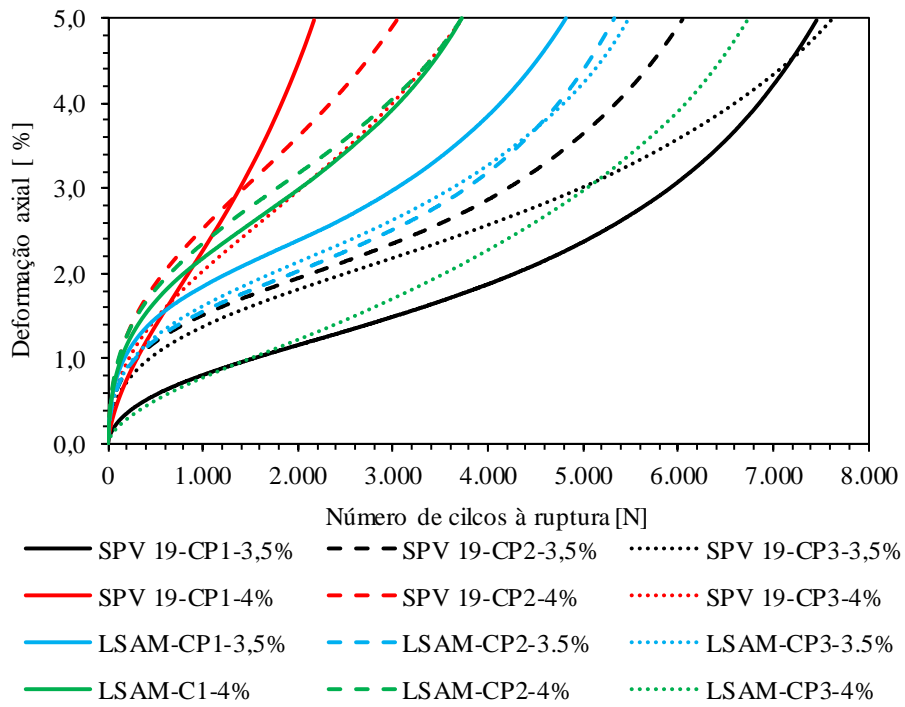


Figura 4.15 – Fluência dinâmica

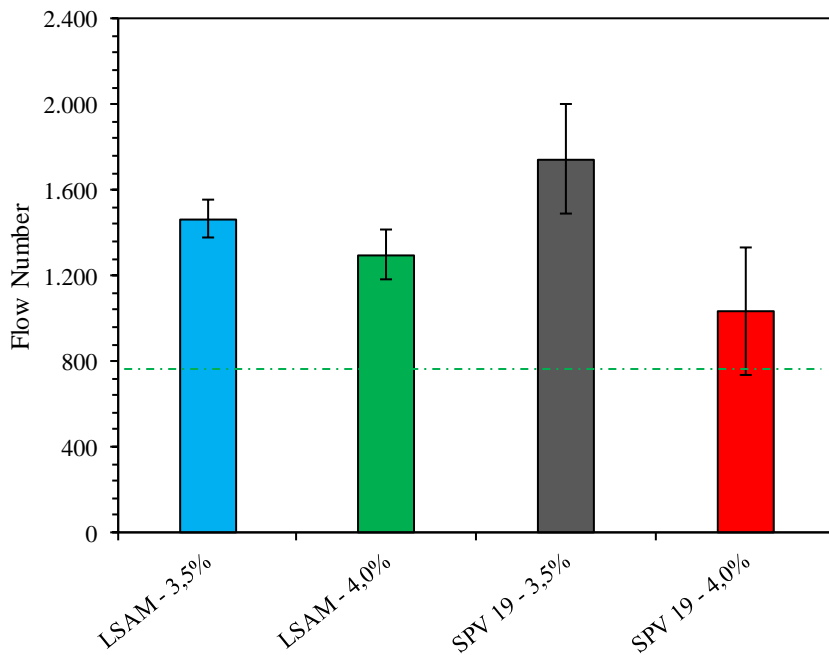


Figura 4.16 – Flow number, F_N

Os resultados indicam F_N médios superiores ao recomendado por norma T 378 (AASHTO, 2017) para tráfego pesado (> 740 para N_{ESAL} igual ou superior a 30 milhões de repetições), concluindo que para o critério em questão e para as condições testadas, ambas as misturas atendem ao especificado, possuindo um coeficiente de variação inferior a 30% em todos os casos. Zhang *et al.* (2013) avaliando parâmetros que pudessem

melhor representar a deformação permanente em campo, executou ensaios de fluência dinâmica em misturas com distintas granulometrias (aberta, descontínua, densa com graduação grosseira, densa de graduação fina). Os pesquisadores ranqueiam as amostras quanto ao *flow number*, porém ressaltam que este parâmetro pode não indicar de forma precisa o comportamento da deformação permanente. E finalmente, indicam que o Índice F_N pode ser um bom parâmetro para caracterizar o afundamento plástico em laboratório.

Quando se compara o efeito da variação do teor de ligante, percebe-se uma tendência de ambas as misturas testadas aumentarem o F_N em razão da redução do teor de projeto. Tal fato é esperado, uma vez que misturas que apresentam menor teor de projeto resultam em maior resistência ao cisalhamento, e conseqüentemente, maior resistência à deformação permanente. No entanto, para o teor ótimo (4,0%) percebe-se que a mistura LSAM possui um maior F_N quando comparada à mistura SPV 19, indicando que para esta condição, a mistura LSAM foi mais eficiente em não propagar a fluência. Modelando as curvas retratadas na Figura 4.15 com referência ao modelo de *Francken*, os valores dos respectivos coeficientes de ajuste do modelo são descritos na Tabela 4.12. Como o modelo é uma combinação de uma função potencial e exponencial com o número de ciclos, sendo a primeira e segunda zonas de deformação plástica governadas pela função potencial, enquanto que a zona terciária, é descrita pela função exponencial.

O intercepto da função da lei da potência (A), indicando como ocorre a densificação inicial da mistura após abertura do tráfego, resulta da reordenação da matriz de agregados. Misturas com maior intercepto de plastificação, são mais resistentes ao afundamento plástico. A inclinação na zona secundária (B) pode ser utilizada para prever o aumento constante da deformação da mistura para cada ciclo de carga. Isto pode ser interpretado como a amplitude na vida útil de um pavimento após a deformação permanente sob carga inicial de tráfego e antes do início do fluxo de plástico. Uma mistura com uma declividade maior deveria deformar-se mais rapidamente do que uma mistura com declividade menor. Por fim, os coeficientes C e D se relacionam com a taxa de evolução do cisalhamento plástico na zona terciária, e quão maiores estes, maior suscetibilidade da mistura em propagar o dano até a fluência terminal (afundamento que necessite de recuperação estrutural do pavimento).

Tabela 4.12 – Coeficientes de ajuste do modelo: *A*, *B*, *C*, e *D*

Condição e mistura	Amostra	<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>
LSAM – 3,5%	1	0,173	0,334	0,115	0,0008
	2	0,131	0,351	0,077	0,0008
	3	0,121	0,368	0,105	0,0007
LSAM - 4%	1	0,141	0,391	0,086	0,0010
	2	0,160	0,386	0,053	0,0011
	3	0,005	0,688	0,215	0,0005
SPV 19 – 3,5%	1	0,022	0,509	0,106	0,0006
	2	0,137	0,338	0,115	0,0007
	3	0,085	0,391	0,171	0,0005
SPV 19 - 4%	1	0,018	0,684	0,180	0,0015
	2	0,124	0,432	0,086	0,0012
	3	0,067	0,481	0,202	0,0008

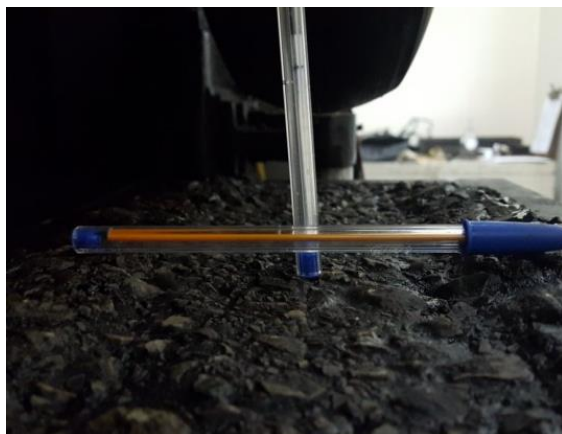
A mistura SPV 19 mm com 4% de ligante apresentou menor patamar de densificação plástica inicial, porém após atingir a zona secundária, a taxa de dano acumulado por ciclo (*B*) foi maior quando comparadas às outras condições, implicando na ruptura plástica mais acelerada. De maneira inversa, a mistura LSAM com 3,5% resultou na menor inclinação na zona secundária.

4.4.3. Afundamento de trilha de roda

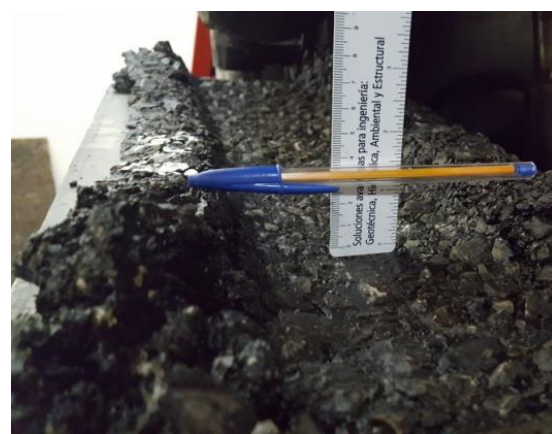
Após o preparo e compactação das placas nas dimensões para cada mistura discutidas na seção 3.2.2, os testemunhos foram induzidos ao condicionamento de 60°C para uniformidade da temperatura. O ensaio foi conduzido então até 30.000 ciclos de passagem de rodas nos materiais, sendo captadas as leituras de afundamento em sequência 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000 ciclos. Os resultados mostram que a mistura LSAM foi resistente ao afundamento de trilha de roda, enquanto que o ensaio não foi concluído para mistura de controle SPV 19 mm, pois o afundamento se propagou além do limite de curso do equipamento como indica a Figura 4.17. Ressalta-se que Moura (2010) e as especificações francesas (LCPC, 2007) recomendam o limite igual ou inferior a 5% de afundamento acumulado após 30.000 ciclos, indicando o uso dessas misturas para tráfego muito pesado. Portanto, para o mecanismo de ruptura investigado, a mistura LSAM é indicada ao uso para o combate à formação de trilha de roda para situações de tráfego pesado quando comparada às misturas convencionais utilizadas para esse fim (como exemplo, a mistura de controle, SPV 19 mm), em função das condições testadas.

Nascimento (2008), trabalhando com misturas de diferentes graduações (25, 19, 12,5 e 9,5 mm), observou que o comportamento da deformação permanente depende fortemente da estrutura granulométrica definida em projeto e não somente do TMN. As misturas com TMN 25, 12,5 e 9,5 mm apresentaram afundamento semelhante (7,44 a 12,09 mm), enquanto que a mistura com TMN 19 mm deformou-se excessivamente (25 a 27 mm).

Para a presente pesquisa, as duas misturas foram dosadas com o mesmo critério técnico: curva tipo “S”, passando pelos pontos de controle, evitando a zona de restrição, com a fração graúda passando acima da LDM, e a fração fina passando abaixo da LDM. Isto classifica as misturas como grosseiras na rotina do Instituto de Asfalto (AI, 2014), pois suas curvas granulométricas estão abaixo da peneira de controle primário. A mistura LSAM é classificada na especificação nacional como faixa B (e está posicionada no limite inferior da faixa), enquanto que a mistura de controle (SPV 19 mm) pode ser classificada como faixa C (pois percorre o fundo da faixa nas peneiras grossas) e faixa B ao mesmo tempo (mais ao centro, ao longo da fração miúda e grossa), possuindo um pouco mais de miúdos e finos quando comparada à mistura LSAM. Portanto, não foi determinante para a propagação da deformação permanente: a estrutura granulométrica, o volume de vazios (semelhante nas placas), e o teor e o tipo de ligante (4,0% e CAP 30/45); indicando que o tamanho máximo nominal maior (caso das misturas LSAM) aumentou a resistência ao afundamento de trilha de roda.



(i)



(ii)

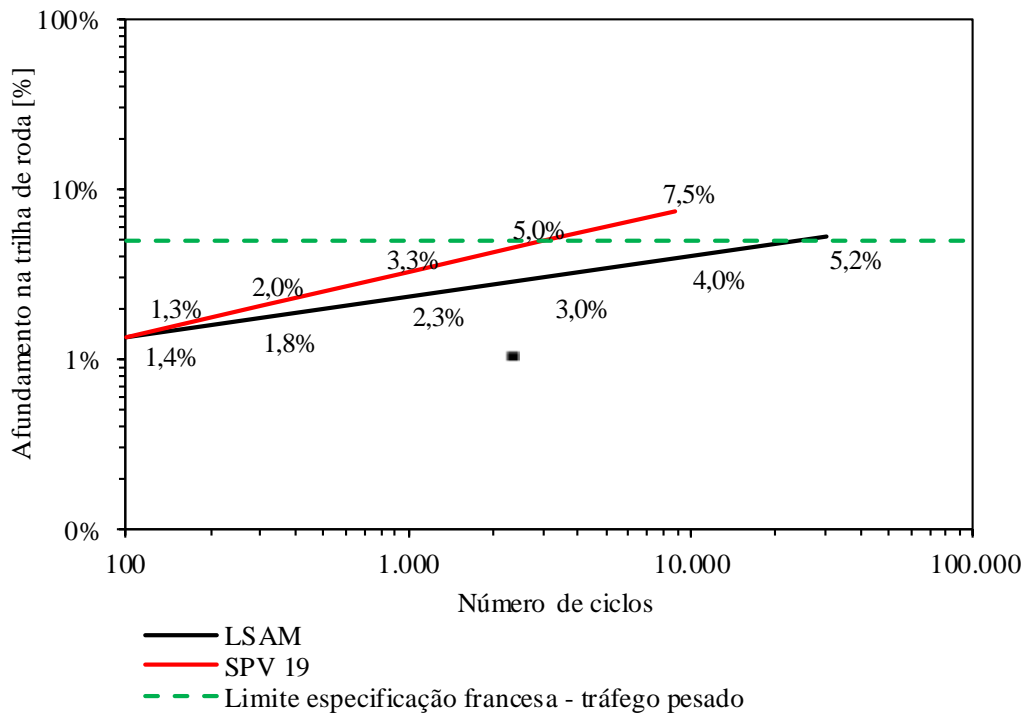


Figura 4.17 – Resultado da ATR francesa: (i) LSAM, e (ii) SPV 19

Um resumo de resultados detalhado quanto à avaliação global da deformação permanente para as misturas e condições testadas é apresentado na Tabela 4.13. A NCHRP (2002) recomenda que correlações do afundamento de pista podem ser desenvolvidas com o parâmetro $|E^*|_{sen\phi_{37^\circ C}}$ a 5 Hz de frequência, embora não indiquem um valor limite. Walubita *et al.* (2019), executando vários ensaios com vistas à caracterização da deformação permanente, propõem o $|E^*|_{54,4^\circ C}$ a 5Hz superior a 241MPa. Uma tentativa de correlação entre o *Flow Number* e o módulo dinâmico na temperatura de 37°C, sob as frequências de 0,1Hz, e 5Hz é apresentada para o universo de condições testadas (Figura 4.18). Ambos os resultados produzem um coeficiente de determinação fraco para uma aproximação determinística exponencial, concluindo que é insatisfatória a relação $|E^*|$ vs. F_N . Zhang *et al.* (2013) também tentam correlacionar $|E^*|$ vs. F_N , conforme recomenda a NCHRP (2002), porém não encontram forte correlação entre ambos, indicando ser mais fácil a correlação entre o Índice F_N (parâmetro calculado pela relação entre a deformação acumulada no *Flow number* e o próprio índice) e o módulo dinâmico.

Tabela 4.13 – Avaliação global da suscetibilidade à deformação permanente

Tipo do Ensaio	Tipo de mistura	Condição	Parâmetros médios	Resultado
Módulo dinâmico	LSAM	3,5% de teor	$ E^* /sen\phi_{37^\circ C a 5 Hz}$	17.853
		4,0% de teor		14.109
	SPV 19	3,5% de teor		22.264
		4,0% de teor		15.913
Creep estático	LSAM	100 kPa	ϵ_p	0,10%
		204 kPa		1,00%
	SPV 19	100 kPa		0,20%
		204 kPa		0,47%
Creep dinâmico	LSAM	3,5% de teor	F_N	1.465
		4,0% de teor		1.295
	SPV 19	3,5% de teor		1.742
		4,0% de teor		1.032
ATR Frances	LSAM	4,0% de teor	$\epsilon_{30.000\text{ ciclos}}$	5,2%
	SPV 19			7,5%

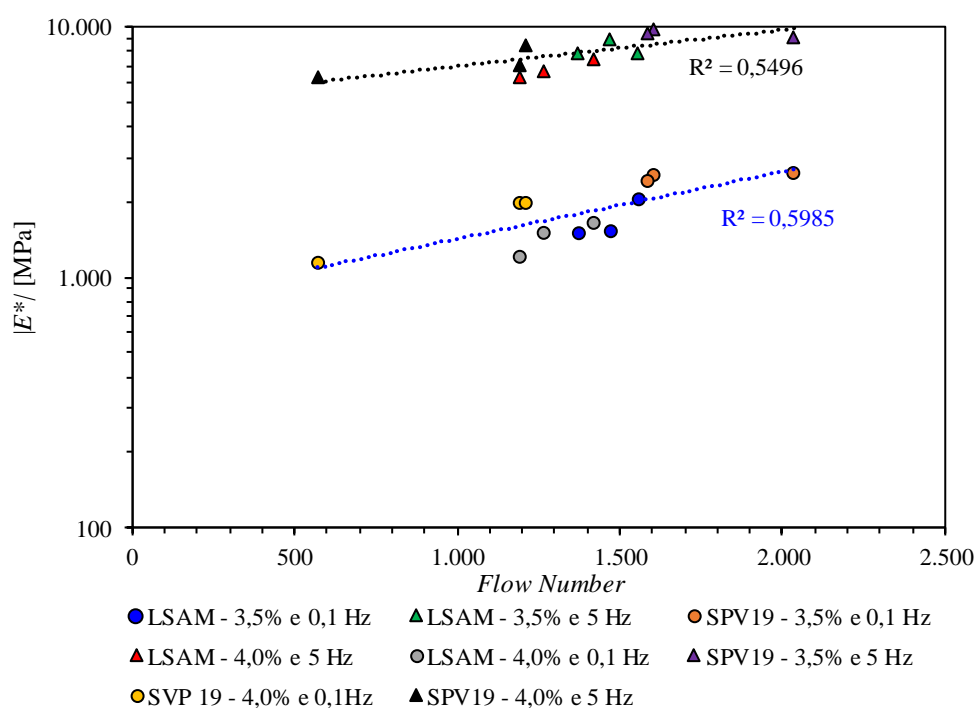


Figura 4.18 – Correlação entre $|E^*|$ vs. F_N para a temperatura de 37°C

4.5. Estudo da Fadiga

Para a caracterização da propagação do trincamento sob regime de deformações controladas, são calculadas as tensões máximas para cada ciclo de carga aplicado (Figura

4.19). É possível observar que a mistura de controle SPV 19 mm apresentou maior vida de fadiga quando comparada com a mistura LSAM para mesmos níveis de deformações controladas, de acordo com o critério de ruptura adotado (até a amostra atingir 40% da rigidez inicial). A mistura LSAM possui uma resistência à formação de fissuras 50% menor, para um mesmo nível de deformações.

Utilizando a modelagem do número de ciclos para a ruptura do material conforme as funções de transferências (Figura 4.20), a mistura LSAM implicou em coeficientes de regressão a e b equivalentes a 7×10^{13} e $-3,634$ respectivamente, com índice de determinação (R^2) igual a 0,97, enquanto que as misturas de controle obtiveram coeficientes iguais a 2×10^{17} e $-4,844$, com R^2 igual a 0,99. As duas misturas possuem as mesmas características, mesmo teor de dosagem e estrutura granulométrica grosseira. Entretanto, a mistura de controle possui maior conteúdo de miúdos, finos e *filler* (29% da massa total seca), que auxilia para melhor adesão do ligante por essas frações, e aumentando a resistência à fadiga. A mistura LSAM, por sua vez, comporta-se menos resistente ao trincamento (com 23% da massa total seca de miúdos, finos e *filler*). Logo, menor quantidade de miúdos, finos e *filler*, e superfície específica, pode dificultar a geração de mástique e lubrificação das partículas, tornando a mistura propensa ao fenômeno de trincamento.

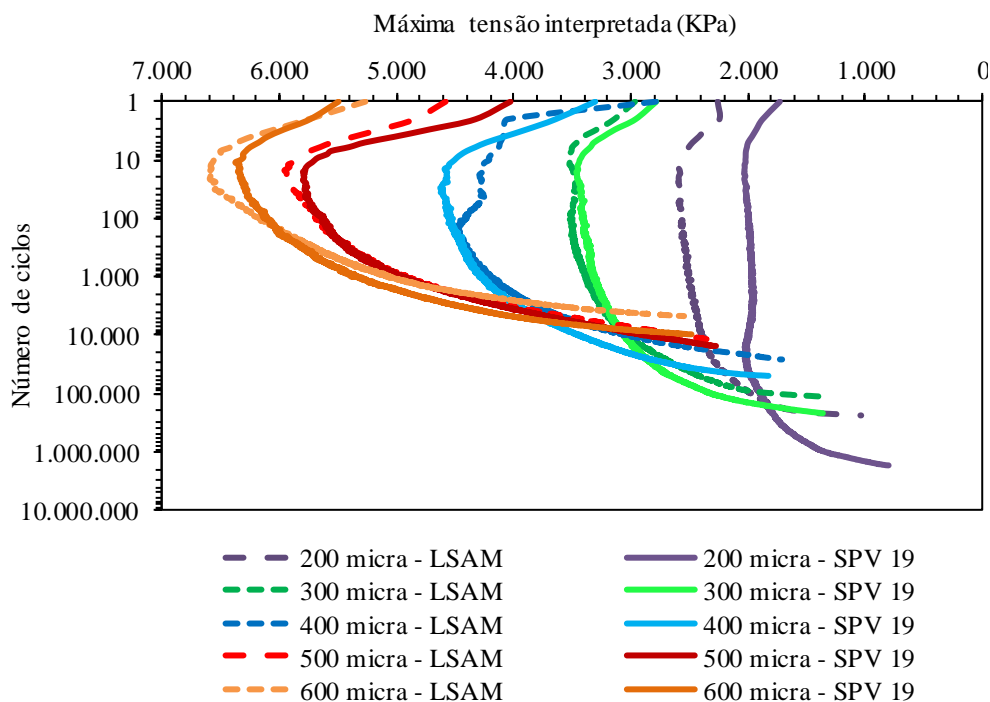


Figura 4.19 – Número de ciclos a fadiga vs. tensão máxima solicitante

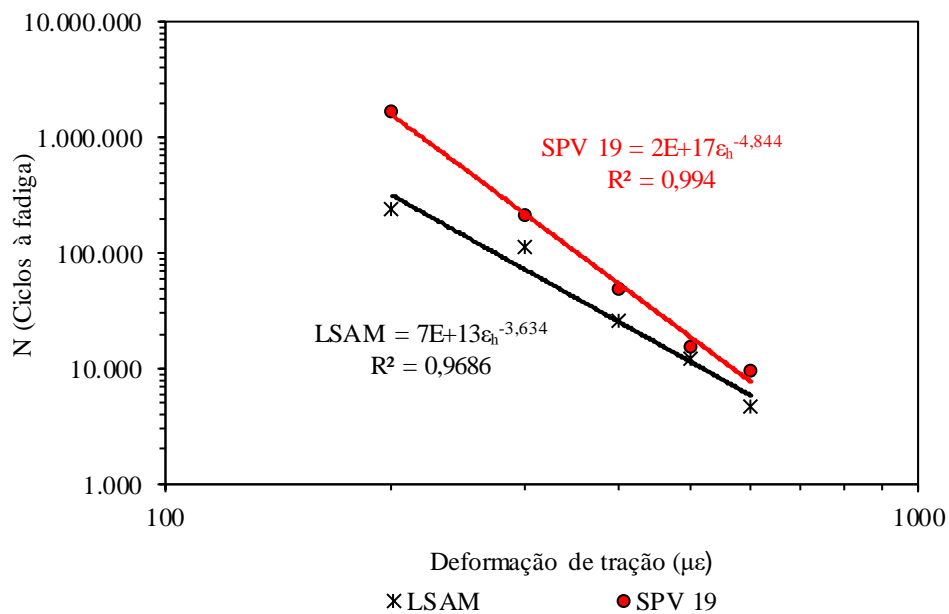


Figura 4.20 – Construção das funções de transferência para as misturas estudadas

Quanto à análise da vida de fadiga baseada na teoria do dano contínuo, foram construídas cinco curvas individuais de dano para cada regime de deformação ensaiado, para cada mistura. Em seguida, com o artifício de um *Solver* em planilha do Excel, todas as curvas passaram por iterações para a convergência de um único parâmetro de dano, mútuo, independentemente do nível de deformação controlada ensaiado. O parâmetro α , também conhecido como o expoente da lei de evolução do trincamento, é único para cada mistura. Em muitos problemas de crescimento do trincamento no domínio viscoelástico, a velocidade de trincamento é governada pelo expoente α . Os resultados referente à curva característica da mistura LSAM e da mistura de controle são apresentados nas Figura 4.21 e Figura 4.22.

Os valores de α foram iguais: 2,33 para LSAM e 2,507 e SPV 19 mm respectivamente, com o melhor encaixe dos dados de todas as curvas C vs. S , independentes do nível de deformação ensaiado, conforme descrito pelo fluxograma apresentado na seção 3.2.3, obtendo como resultado, a curva característica de dano da mistura.

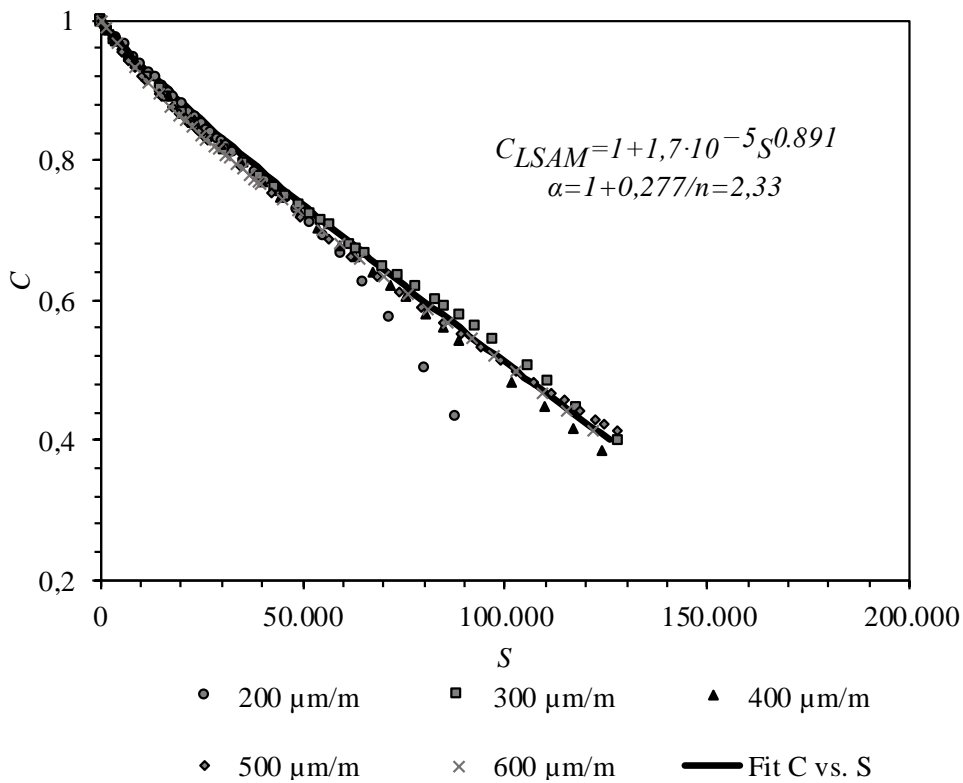


Figura 4.21 – Curva característica da mistura LSAM para diferentes níveis de deformação (temp. = 21°C; 10Hz)

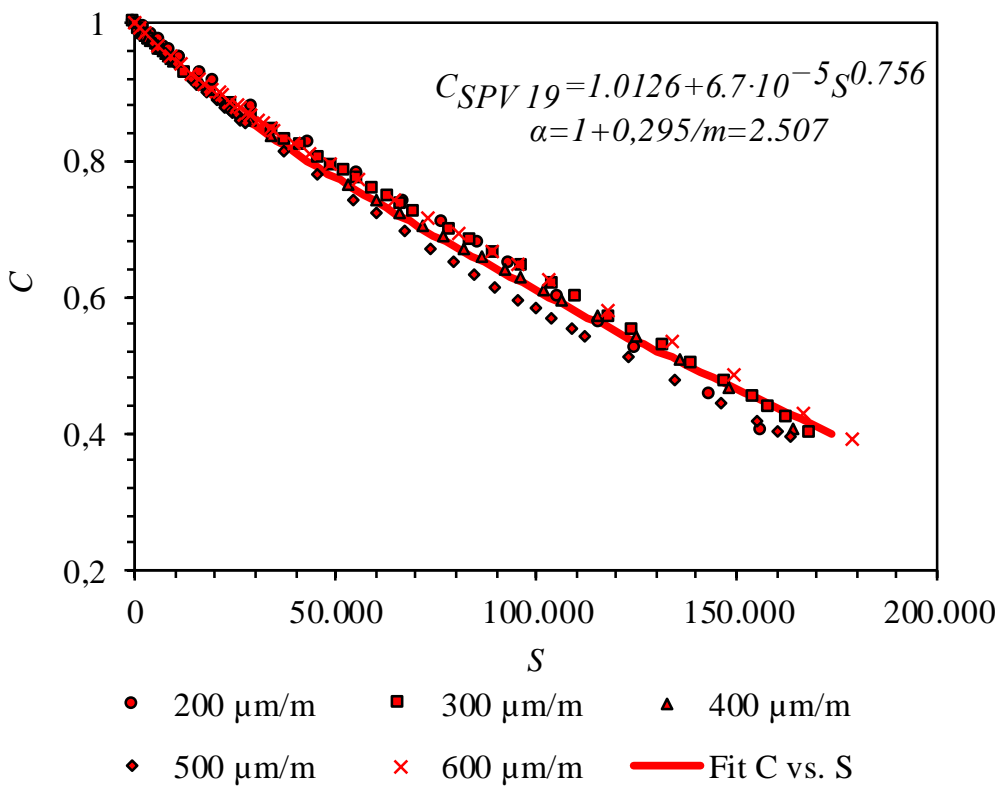


Figura 4.22 – Curva característica da mistura SPV 19 para diferentes níveis de deformação (temp. = 21°C; 10Hz)

Logo, a mistura SPV 19 mm apresentou maior resistência à fadiga do que a mistura LSAM, com base na metodologia do dano em meio contínuo. A primeira acumula mais dano (S) ante a sua ruptura, caracterizada pela a perda de 40% da rigidez ($|S^*|$) inicial. Calculando a razão do dano acumulado entre as duas misturas para uma pseudorrigidez final de 40% ($S_{C40\% - SPV 19} / S_{C40\% - LSAM}$), equivale a 1,34 (Figura 4.23), sugerindo que a mistura de controle é mais resistente que a mistura LSAM, para evitar a propagação do trincamento por fadiga. Portanto, a mistura de controle pode implicar em menores espessuras de revestimento para um mesmo nível de deformação, enquanto que a mistura LSAM requer maior atenção ao dimensionamento, necessitando um aumento na espessura do revestimento, para combater um mesmo nível de deformação de tração atuante.

Tais fatos reforçam a necessidade de se investigar adequadamente o uso das misturas LSAM quanto aos efeitos do trincamento por fadiga, uma vez que esta aparentou maior suscetibilidade ao dano por este mecanismo. O posicionamento desse material na estrutura do pavimento deve ser cuidadosamente avaliado uma vez que a LSAM apresentou menor resistência à deformação de tração.

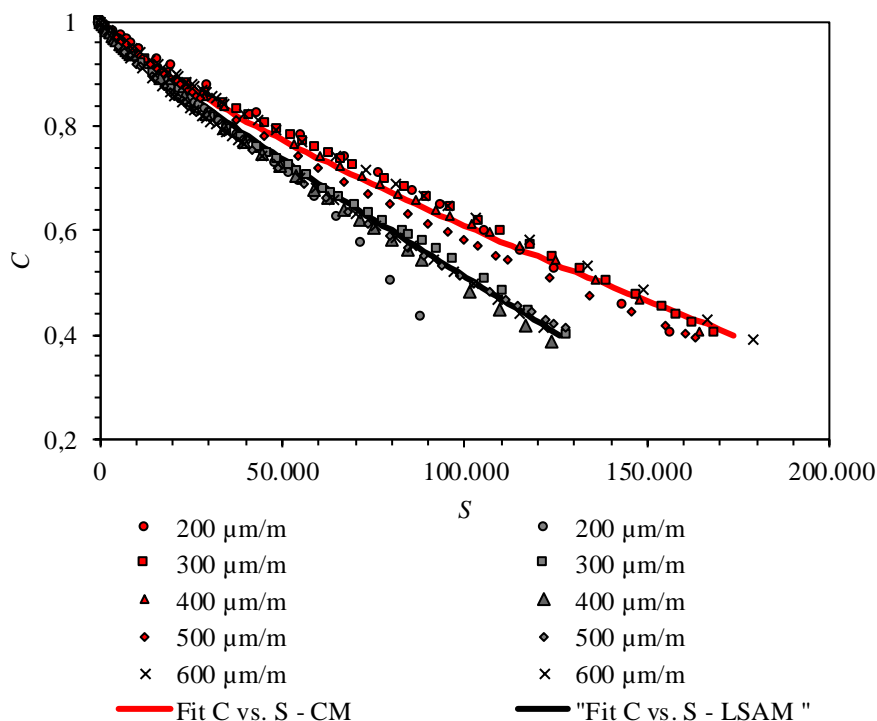


Figura 4.23 – Curva característica de ambas as misturas para diferentes níveis de deformação (temp. = 21°C; 10Hz)

O trincamento por fadiga dos concretos asfálticos é afetado por inúmeras variáveis como: envelhecimento e auto-reparação do ligante, aquecimento da amostra durante o ensaio (histerese), etc. Mascarenhas et al. (2020) empregando a tomografia computadorizada em amostras de misturas LSAM, perceberam que tais misturas têm vazios de maiores dimensões quando comparadas às misturas de menor TMN. Krajcinovic (1989) comenta que a abordagem com uso da teoria do dano em meio contínuo pode resultar em deficiências na quantificação do parâmetro de dano (S), quando um corpo sólido tem descontinuidades (vazios e microfissuras) planas com alta relação de aspecto (largura/altura). Portanto, talvez a modelagem da curva C vs. S resulte numa maior propagação do dano das misturas LSAM, em função das dimensões dos vazios no interior das amostras, característica esta que pode ser inerente ao material. Cao *et al.* (2016) modelaram via DMC, soluções para camada antirreflexão de trincas, provenientes de base cimentadas. São comparados os resultados de mistura LSAM com TMN igual a 25 mm e misturas com TMN igual a 19 mm, 12,5 mm, todas com graduação densa. A caracterização da curva característica (C vs. S) dos materiais destaca que, à medida que o TMN aumenta, há uma diminuição da resistência ao trincamento nesta ordem, possuindo as misturas LSAM menor resistência à fadiga.

4.6. Simulação numérica das respostas estruturais

As respostas estruturais foram divididas em duas análises: elástico linear com carregamento estático e viscoelástico linear de carregamento dinâmico. Os parâmetros gerais utilizados nas duas análises encontram-se descritos na Tabela 4.14. Na análise elástico linear, os módulos das camadas de revestimento foram tomados equivalentes ao módulo de relaxação quando o tempo tende a ser infinito, pois este também foi adotado na modelagem viscoelástica linear.

Tabela 4.14 – Parametrização dos problemas estático e dinâmico

Material	Módulo (KPa)	Coefficiente de Poisson	Peso específico (KN/m ³)
SPV 19	$E_{\infty}=1.173.000$	0,35	24,2
LSAM	$E_{\infty}=982.000$	0,35	24,2
Base granular	200.000	0,40	22,0
Sub-base granular	120.000	0,42	20,0
Subleito	70.000	0,45	15,0

Um estudo preliminar investigou a convergência de domínio que melhor se encaixe para o detalhamento do pós-processamento. Foram testados um prisma 3D em forma cúbica, um prisma 3D em forma cilíndrica e um domínio axissimétrico, detalhados na Figura 4.24. Toda a análise considerou a relação elástica linear constitutiva entre materiais. Buscou-se modelar a mesma estrutura de pavimento e utilizando as mesmas propriedades indicadas pela retronálise do estudo de Walubita & Scullion (2007). O carregamento e a geometria foram representativos aos ensaios com *Falling Weight Deflectometer* (FWD), com 41kN em estrutura de pavimentos perpétuos, constituídas por LSAM como camadas de base betuminosa no estado do Texas (WALUBITA & SCULLION, 2007). As malhas foram refinadas utilizando critérios de seleção como ângulo de canto da face inferior, ângulo de canto da face superior e razão de aspecto dos elementos, utilizando os elementos C3D8R para os domínios em 3D e CAX8R para domínios axissimétricos. Após o refino da malha dos respectivos domínios, o domínio axissimétrico foi o que mais se aproximou dos resultados de campo com base nas respostas de deflexões (Figura 4.25).

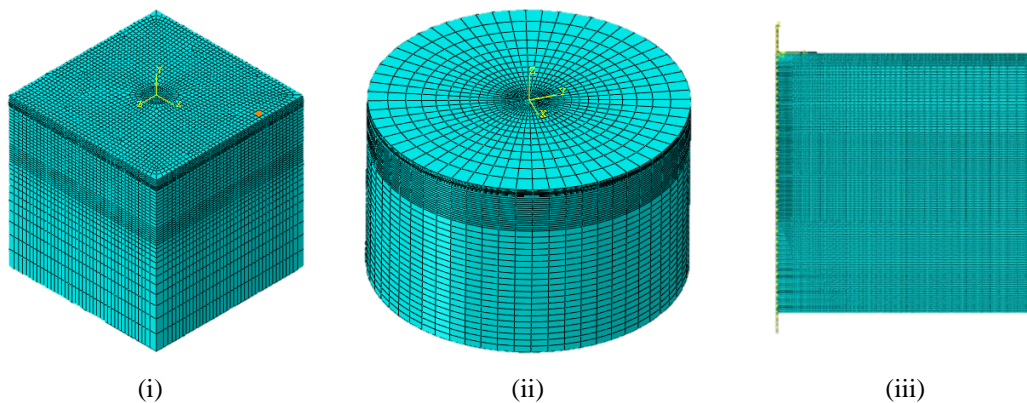


Figura 4.24 – Domínios testados: (i) 3D cúbico, (ii) 3D cilíndrico, e (iii) axissimétrico

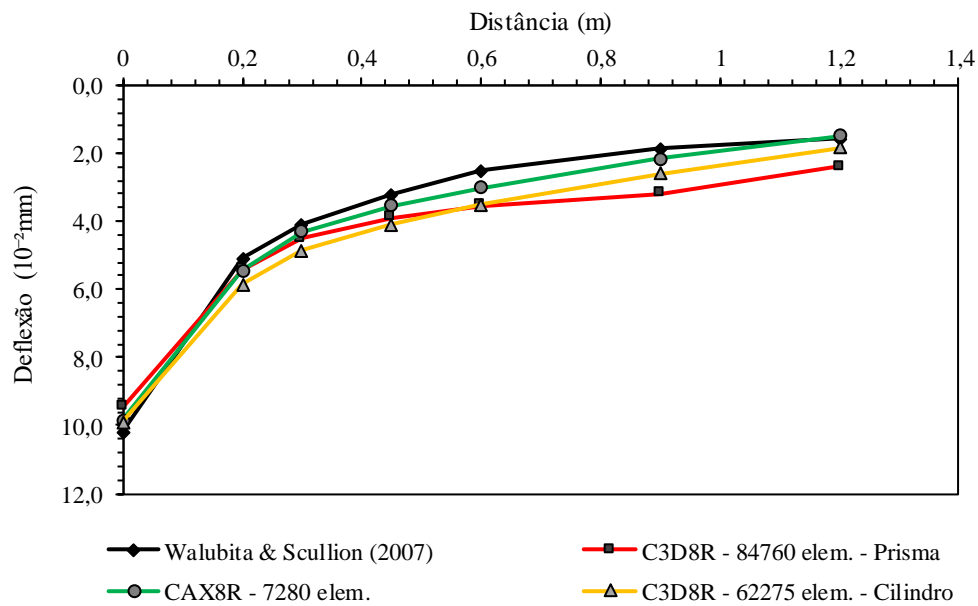


Figura 4.25 – Estudo de convergência de domínio

O domínio axissimétrico consistiu em 19.008 elementos quadrilaterais tipo CAX8R com relação de aspecto dos elementos inferior a dois, com comprimento lateral e profundidade vertical de 25 e 50 vezes respectivamente superiores à dimensão do carregamento da Figura 4.26

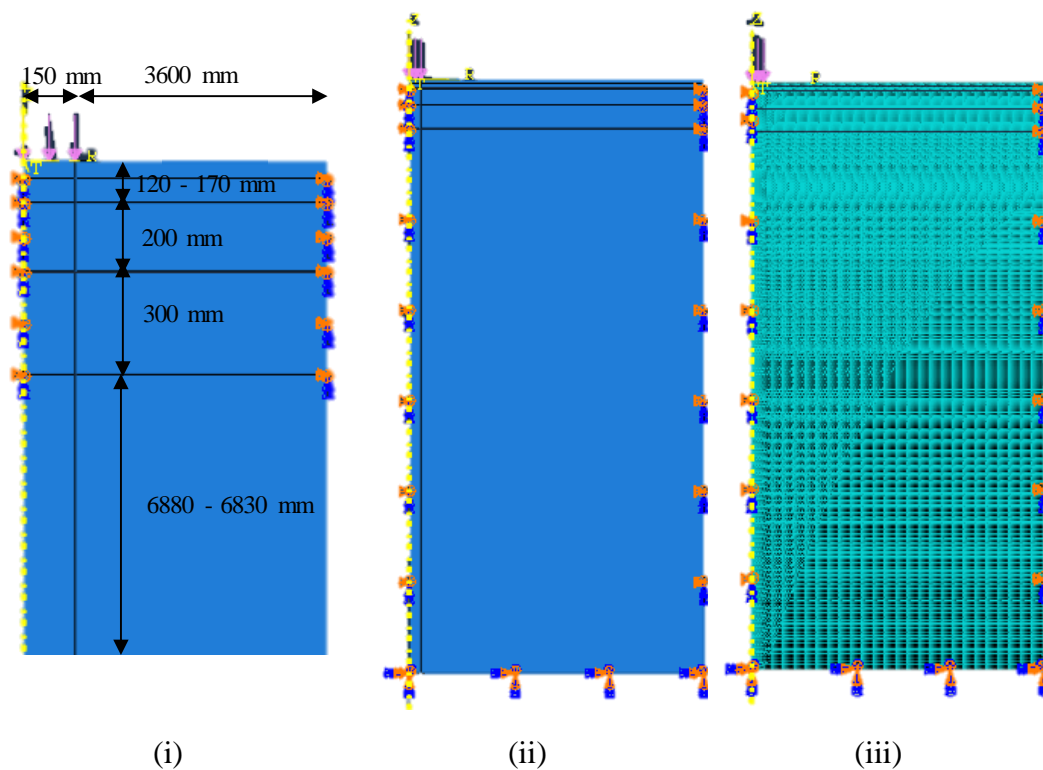


Figura 4.26 – Modelo axissimétrico: (i) geometria dos modelos, (ii) montagem; (iii) malha

4.6.1. Análise elástico linear

Com o intuito de verificar a precisão do modelo adotado (malha e elemento), um estudo elástico linear foi conduzida sob condições estáticas (*static general*) no programa ABAQUS. Neste modo, o efeito dos campos de aceleração e velocidade são desprezíveis, sendo os deslocamentos nodais proporcionais ao inverso do módulo de rigidez e ao valor dos esforços externos. Para checar a acurácia da modelagem, os resultados do ABAQUS foram comparados com os programas *ELSYM5* e *3D-Move*. A soma absoluta do erro percentual entre resultados foi calculada assumindo a hipótese do resultado aferido do programa ABAQUS como sendo o desejado e com os programas *ELSYM5* e *3D-Move*, o resultado presumido (resposta teórica mais exata), de maneira a verificar a convergência entre programas, conforme:

$$\%erro = 100 \cdot \left| \frac{R_{E/3D} - R_{Abaqus}}{R_{E/3D}} \right| \quad \text{eq. 4.10}$$

onde, $\%erro$ – erro absoluto entre dois resultados; $R_{E/3D}$ – resposta de interesse no ponto i dos programas *ELSYM5* e *3D-Move*; R_{Abaqus} – resposta de interesse no ponto i do programa ABAQUS. A análise elástico linear das estruturas típicas de pavimento demonstra que os resultados são acurados, na comparação das saídas dos programas ABAQUS e *ELSYM5*, principalmente para a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento e tensão de compressão vertical no topo do subleito, com erros absolutos entre 0,9 – 3,0 % (Tabela 4.15). Contudo, a deflexão máxima gerou um erro absoluto alto (9,1 – 11,6%).

Comparando os resultados entre o ABAQUS e o *3D-Move*, há uma diferença relativa à deformação de tração horizontal no revestimento, podendo tal fato estar associado à forma da aproximação da resposta e diferentes aproximações das funções de contato carregamento/pavimento entre os dois programas. O *3D-Move* emprega solução semianálítica de continuidade de depósitos de solos em camadas horizontais, com os esforços das cargas de contato de superfície calculados com base na aproximação da transformada de Fourier no domínio do tempo e espaço, compatibilizando os efeitos dinâmicos no sistema (SIDDHARTHAN *et al.*, 1993). Liu *et al.* (2017) verificando a precisão de modelo 3D com o ABAQUS e o software *BISAR* (que adota a TSCE, similar ao *ELSYM5*), reportam diferenças quanto às variáveis de segunda ordem de cálculo, como

as deformações de tração horizontal e deflexões. Sarkar (2015), estudando a precisão em modelo 3D via ABAQUS e com o *KENLAYER* (TSCE), confirma a acurácia nas respostas (deflexões e deformação nos pontos críticos) entre os programas com emprego de relações constitutivas elástico linear para os materiais.

Tabela 4.15 – Verificação da precisão do modelo

Pavimento típico	Programa	Deflexão (10 ⁻² mm)	ε_h (μ def.)	σ_v (kPa)	%erro		
50 mm SPV19 + 70 mm LSAM	ABAQUS	62,6	433,4	-28,4	-	-	-
	ELSYM5	69,8	441,0	-28,8	10,3	1,7	1,4
	3D-Move	55,9	315,2	-26,6	12,0	37,5	6,8
50 mm SPV19 + 120 mm LSAM	ABAQUS	52,4	343,5	-22,8	-	-	-
	ELSYM5	59,3	354,0	-23,0	11,6	3,0	0,9
	3D-Move	48,6	264,2	-21,5	7,8	30,0	6,0
120 mm SPV19	ABAQUS	61,3	410,2	-28,3	-	-	-
	ELSYM5	68,4	417,0	-28,6	10,4	1,6	1,0
	3D-Move	55,2	300,2	-26,2	11,1	36,6	8,0
120 mm LSAM	ABAQUS	63,7	433,7	-29,0	-	-	-
	ELSYM5	70,1	441,0	-29,4	9,1	1,7	1,4
	3D-Move	56,5	314,0	-26,8	12,7	38,1	8,2

A Figura 4.27 retrata um resumo esquemático da distribuição radial das tensões/deformações em pontos críticos da estrutura 1 (50 mm SPV + 70 mm LSAM), observando discrepâncias das respostas interpretadas entre o ABAQUS e o *3D Move*, principalmente nas proximidades do carregamento. Tal padrão se repete ao longo das demais estruturas analisadas.

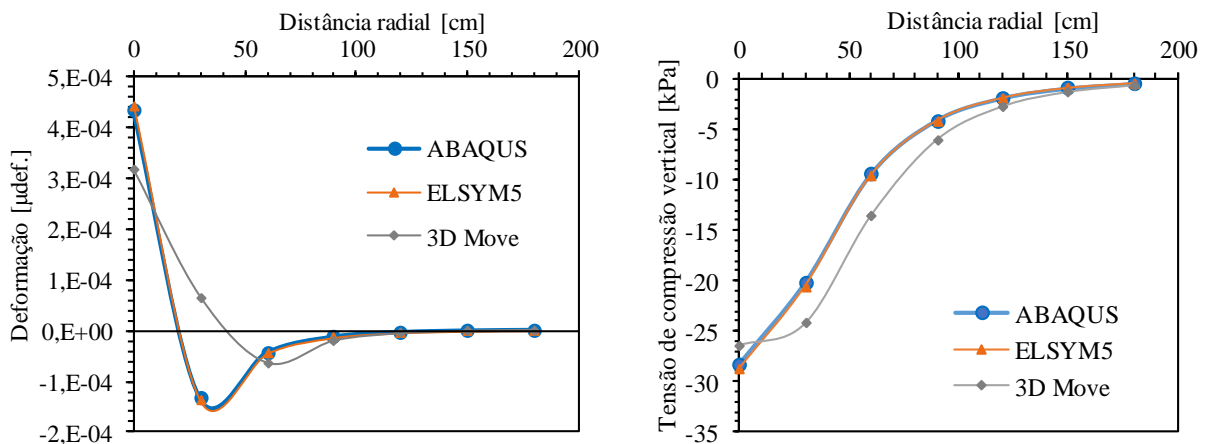


Figura 4.27 – Tensão de compressão no topo do subleito e deformação na fibra inferior do revestimento da estrutura 1

Observando as respostas quanto ao tipo de pavimento em questão (Tabela 4.15), é possível perceber que a estrutura 2 (50 mm SPV19 + 120 mm LSAM) apresentou naturalmente menores magnitudes de deflexão, deformação de tração horizontal no revestimento e tensão de compressão vertical no topo do subleito, influenciado por sua maior espessura de revestimento. Analisando exclusivamente o efeito do aumento de espessura de revestimento na camada de *binder* (comparativo entre 50 mm SPV19 + 70 mm LSAM e 50 mm SPV19 + 120 mm LSAM), percebe-se que há uma redução aproximada de 16% da deflexão máxima, 20% da deformação de tração horizontal e da tensão de compressão vertical, indicando o efeito benéfico do aumento de espessura para o combate à tensões-deformações e deslocamentos. Finalmente, avaliando o tipo de mistura empregada no revestimento para uma mesma espessura (comparativo entre 120 mm SPV19 e 120 mm LSAM), é patente que a mistura com maior TMN resultou em maiores magnitudes das respostas investigadas. Tal fato está associado à rigidez empregada na modelagem, E_{∞} módulo de relaxação tendendo a infinito das curvas para ambas as misturas no teor de projeto (Figura 4.13), possuindo a mistura LSAM menor magnitude de módulo e que numa análise elástica linear, resulta em maior propagação de tensões-deformações ao longo do modelo.

4.6.2. Análise viscoelástica linear

Para a análise viscoelástica linear, o passo dinâmico implícito foi adotado na simulação via ABAQUS, pois se apresenta mais efetivo à análise deste problema (BATHE, 1996). A análise considerou velocidades de aplicação de carga de 100, 60 e 10 km/h, com uma forma de carregamento da metade da função seno (*half sine wave*), conforme recomenda Brown (1973), resultando em tempos de carregamento/descarregamento do pulso de 0,01, 0,015, e 0,083s, respectivamente. O efeito da velocidade de carregamento na tensão/deformação de tração horizontais pode ser verificado na Figura 4.28. Como os materiais dependem, em sua relação constitutiva, da parcela viscosa e elástica, a promoção do aumento da velocidade de carregamento (ou aumento da velocidade veicular) proporciona uma diminuição nas deformações de tração pois há o alívio do carregamento no tempo. De modo contrário, porém, a tensão de tração tende a aumentar com o aumento da velocidade de carregamento, indicando que o material deve responder mais elasticamente, efeito também observado por Araújo *et al.* (2010). Este comportamento indica que, em condições de carregamento sob velocidade baixa, a deformação de tração pode suscitar maior nível de fissuração. Enquanto que, para

velocidades maiores, há uma diminuição na magnitude da deformação de tração. Esta análise é importante, pois alguns projetos são aplicados sob distintas frequências de carregamento, caso dos corredores de ônibus, pistas de taxiamento de aeronaves e outros, implicando em maiores ou menores níveis de solicitação nos materiais.

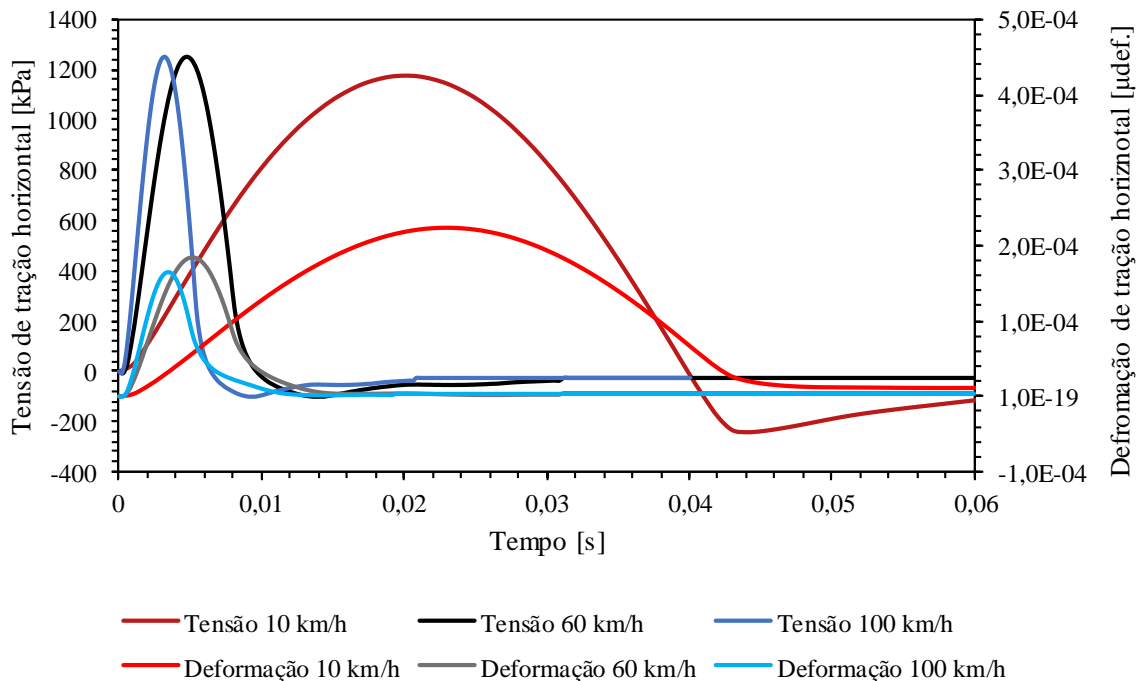


Figura 4.28 – Tensão-deformação de tração horizontal a 120 mm, estrutura 1

A Figura 4.29 expõe a relação tensão/deformação para os esforços de tração na fibra inferior do revestimento da estrutura 1, corroborando que quanto maior é a taxa da aplicação do carregamento, a resposta tende a captar o efeito mais rígido do concreto asfáltico. De modo análogo, as demais estruturas típicas (2, 3 e 4) também respondem da mesma maneira quanto ao efeito da velocidade de carregamento na relação tensão/deformação na fibra inferior do revestimento.

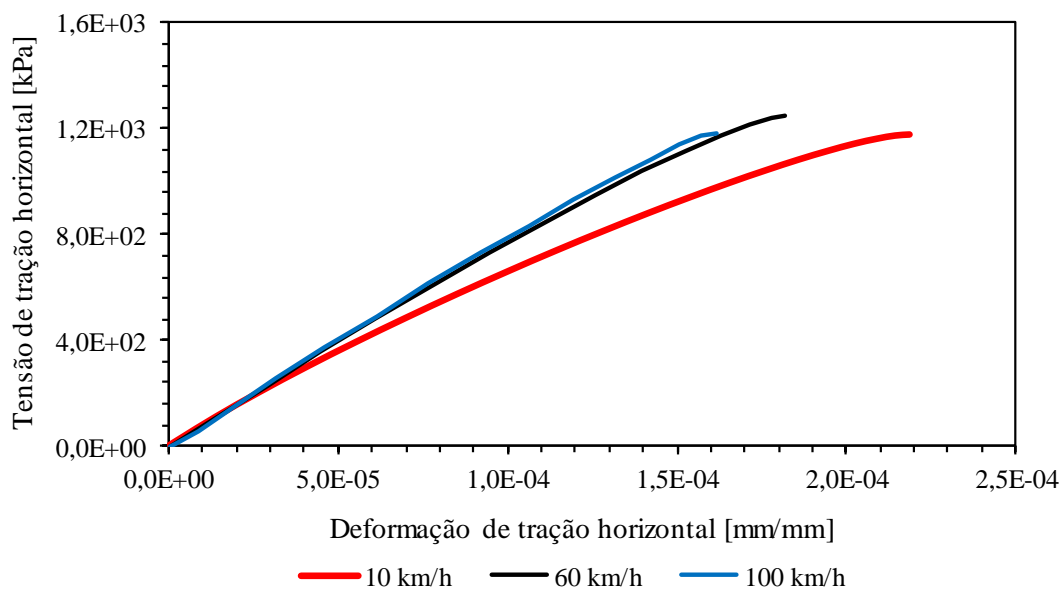


Figura 4.29 – Relação tensão-deformação de tração horizontal a 120 mm, estrutura 1

A deflexão de superfície também tende a diminuir com o aumento da velocidade veicular (Figura 4.30) para todos os casos investigados. Conforme a velocidade diminui, o carregamento tende a exercer um dano semelhante ao carregamento estático que suscita um aumento na deflexão de superfície. Mascarenhas *et al.* (2019), ao estudarem o efeito da variação da velocidade, temperatura e da carga de aplicação em modelo constitutivo viscoelástico para misturas LSAM, observam que a maior parcela de aumento das deflexões decorre do aumento da carga de contato, caso em que se verifica a sobrecarga no veículo ao trafegar.

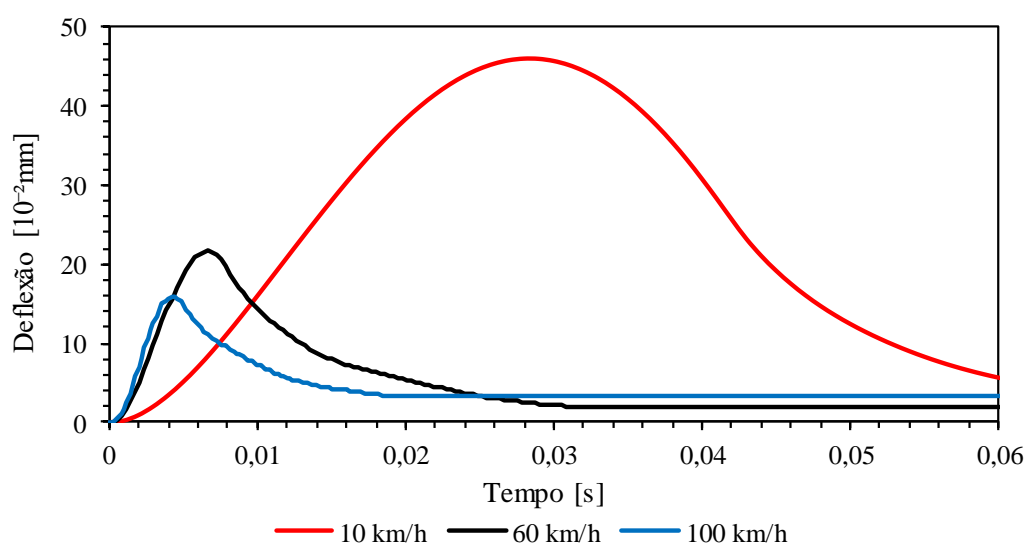


Figura 4.30 – Deflexão recuperável de topo, estrutura 1

Avaliando a tensão/deformação de compressão vertical para 5,5cm de profundidade, considerando o efeito da variação da velocidade do veículo, foram observadas diferenças praticamente desprezíveis entre todos os tempos de pulso de carga, implicando em um menor efeito da taxa de deslocamento no tempo quanto ao esforço em compressão vertical no material (Figura 4.31), embora com menor velocidade ocorra um maior nível de tensão/deformação de compressão vertical. Sarkar (2015) simulou a deformação de compressão no topo do revestimento, examinando o efeito de cargas dinâmicas com configuração de eixo simples, tandem duplo e tandem triplo. Para o eixo simples e com um pavimento com revestimento de 152 mm, os resultados demonstram a mesma tendência: diminuição da deformação com o aumento da velocidade, com diferenças marginais entre magnitudes de deformação ($\approx 10 \mu\text{def.}$). Observando em detalhe a aplicação do pulso de tensão após o descarregamento da carga, percebe-se a ocorrência de tensão/deformação de tração (magnitude positiva), e quando o carregamento é aplicado inúmeras vezes, torna o pavimento sujeito a esforços de compressão e tração, sendo este fenômeno importante para mensurar efeitos de outra natureza de fissuração, do tipo *top down cracking* (Figura 4.31). Quanto ao acúmulo de deformação permanente, este apresenta-se maior conforme aumenta-se o tempo de carregamento (0,083s), indicando que para estudos de tal fenômeno, o impacto da velocidade na modelagem pode ser importante.

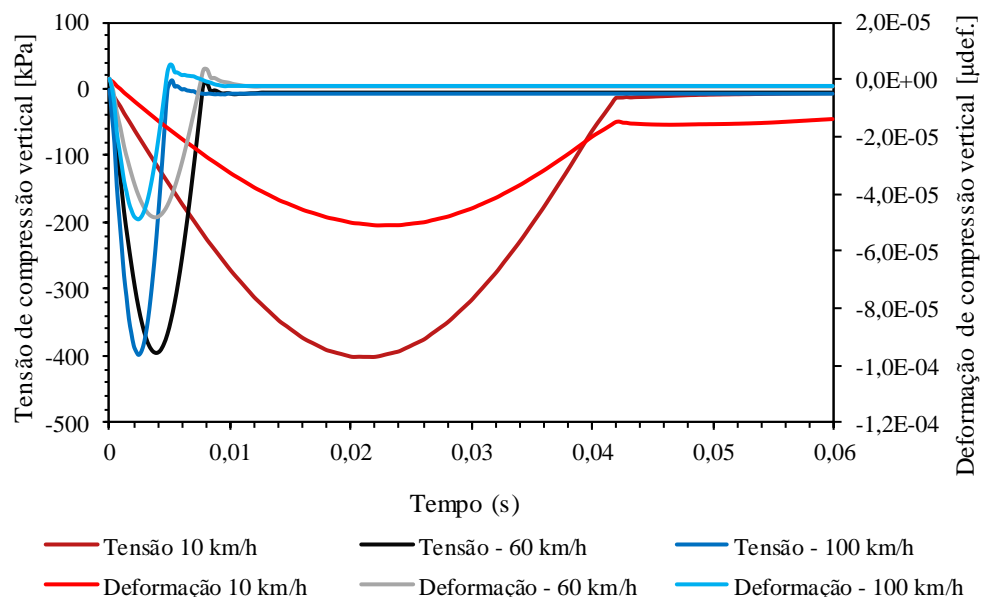


Figura 4.31 – Tensão-deformação de compressão vertical, estrutura 1

O tempo do pulso de carga na camada no revestimento também se correlaciona com a resposta do pavimento em questão. Algumas respostas dos pavimentos, induzidas pela

carga, representam um estado puramente compressivo ou de tração, enquanto outras respostas avaliadas consistem em componentes combinadas de tração e compressão (Figura 4.28 e Figura 4.31).

Investigando o efeito da velocidade de carregamento para as quatro estruturas avaliadas, quanto à deformação e tensão de tração horizontal (Figura 4.32 e Figura 4.33), a estrutura com espessura total de CA em 170 mm (LSAM) resultou em menor magnitude das deformações e tensões. Ao comparar o efeito dos tipos de solução para uma mesma espessura de CA (120 mm), a estrutura 4 (com CA = 120 mm de LSAM) apresentou o menor para a deformação de tração horizontal (170 a 220 $\mu\text{def.}$) e maior tensão de tração horizontal (1150 a 1218 kPa), o que indica sua relação constitutiva contribuiu para reduzir o patamar de deformação na fibra inferior do revestimento, apesar de acumular maior nível de tensões. Com o aumento da velocidade de carregamento há uma diminuição da deformação e aumento da tensão de tração. Esse fenômeno também foi examinado por Araújo *et al.* (2010). Os pesquisadores comentam que o módulo de relaxação para tempo de carregamento curto (equivalente a alta velocidade), produz um comportamento mais rígido da mistura, que aumenta o nível de tensão acumulada.

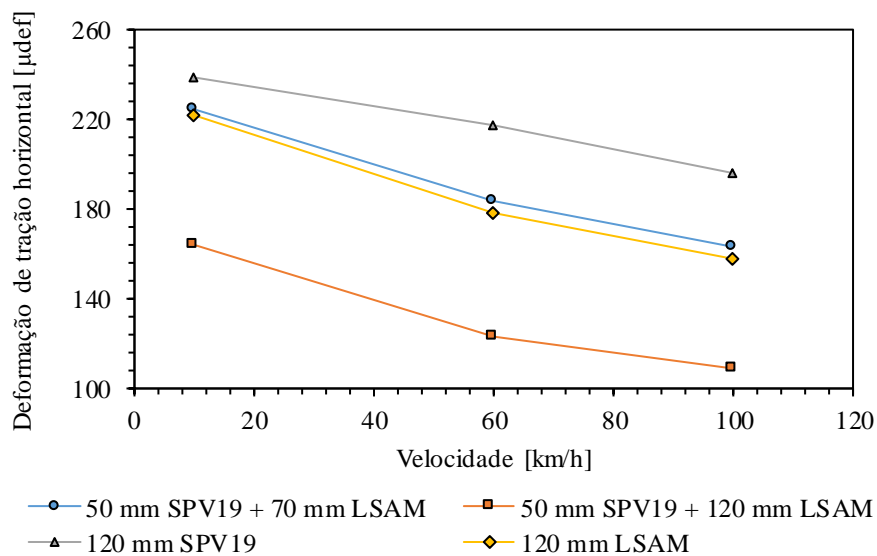


Figura 4.32 – Efeito da velocidade na deformação de tração horizontal

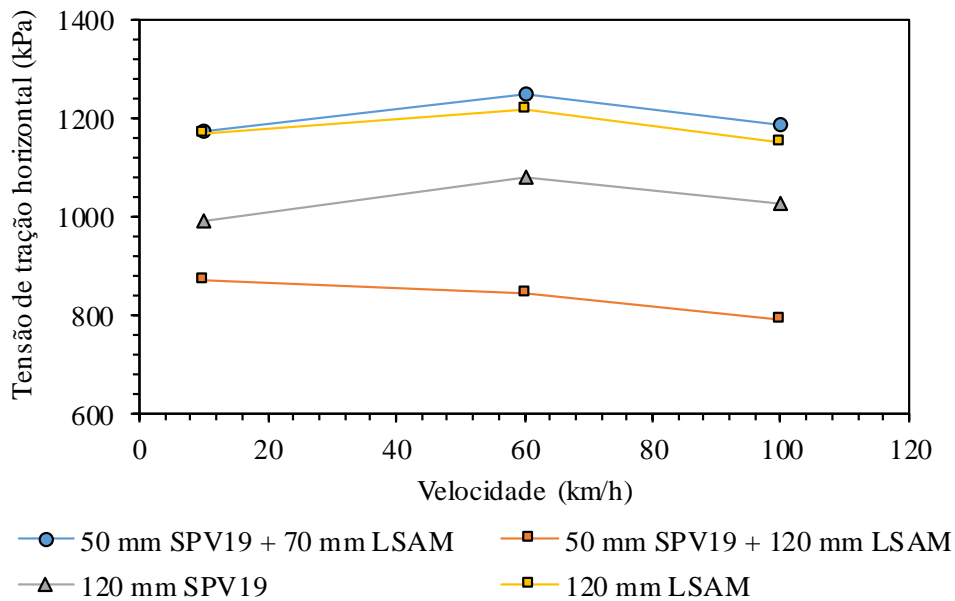


Figura 4.33 – Efeito da velocidade na tensão de tração horizontal

Ao avaliar a deformação de compressão vertical a 5,5 cm de profundidades nas estruturas estudadas, a que obteve a pior condição foi a estrutura 3 (120 mm de SPV19), com a melhor reposta atribuída à estrutura 2 (50 mm SPV19 + 120 mm LSAM), esperada uma vez que possui maior espessura, fato também discutido por Al-Qadi *et al.* (2008). Comparando o tipo de solução para uma mesma espessura de CA (120 mm), a estrutura 1 (50 mm SPV19 + 70 mm LSAM) apresentou o menor nível de deformações verticais (Figura 4.34). Para as estruturas 1, 3, e 4 com 120 mm de concreto asfáltico, sob uma menor velocidade, ocorre uma maior magnitude de deformação de compressão. A baixa velocidade de percurso dos veículos é importante para a estimativa do fenômeno da deformação permanente das camadas superficiais. Comparando as respostas das estruturas 3 e 4 (efeito do tipo de mistura, LSAM e SPV19, para uma mesma espessura de revestimento, 120 mm) a mistura de controle apresentou maior magnitude de deformação de compressão vertical para todas as velocidades.

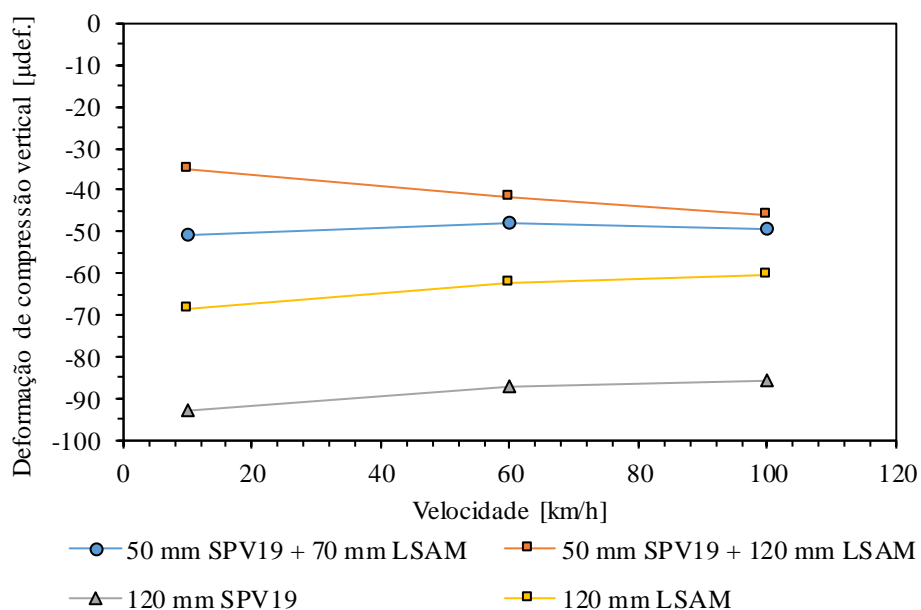


Figura 4.34 – Efeito da velocidade de carregamento na deformação de compressão vertical

Investigando a deflexão de superfície quanto à velocidade de carregamento, a estrutura 2 (50 mm SPV19 + 120 mm LSAM), por ter maior espessura de CA, produziu menor nível de deflexão máxima. Com o aumento da velocidade de 10 para 60 km/h, há uma redução de cerca de 50% para as estruturas investigadas, enquanto que o aumento de 60 para 100 km/h proporciona uma redução de 30% (Figura 4.35). Evangelista *et al.* (2005), ao estudar o efeito da velocidade no carregamento em modelo viscoelástico axissimétrico, também demonstra a redução da deflexão conforme o aumento da taxa de deslocamento no tempo; entretanto, a diferença máxima entre velocidades foi de cerca de 5,3%. Ao verificar o efeito da velocidade de carregamento, quanto maior o pulso de carga, maior a deflexão máxima. Ao se comparar o tipo de mistura (estruturas 3 e 4) para uma mesma espessura de revestimento, a mistura SPV 19 implicou em maiores deslocamentos de superfície quando comparada à mistura LSAM. Como a mistura LSAM apresenta uma maior magnitude na curva de módulos de relaxação (Figura 4.13), ocorre uma melhor dissipação de tensões quando comparada à mistura de controle, implicando em redução dos deslocamentos de superfície.

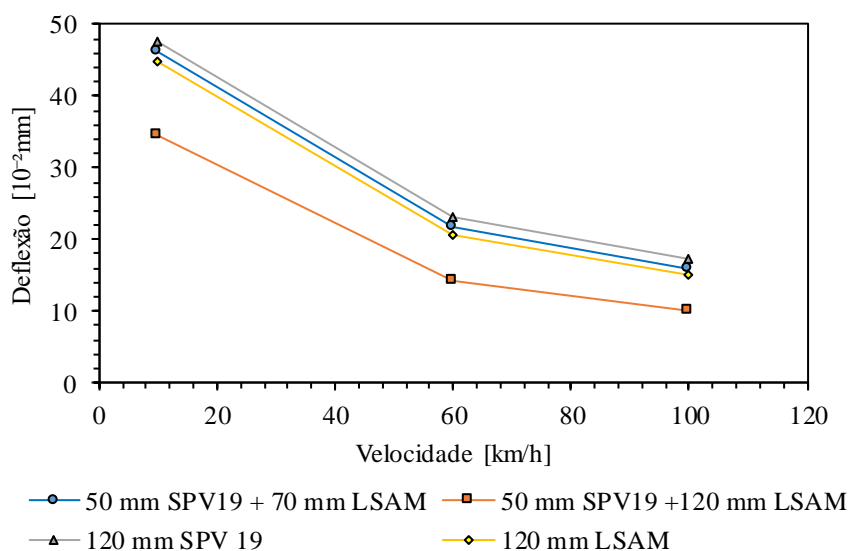


Figura 4.35 – Efeito da velocidade de carregamento na deflexão máxima de superfície

Ao comparar o efeito do tipo de relação constitutiva para obtenção dos resultados numéricos, há diferenças na taxa de carregamento/descarregamento para uma mesma resposta. A análise viscoelástica linear dinâmica oferece uma maior sensibilidade às respostas que as análises elásticas lineares estáticas. A viscoelasticidade no domínio do tempo de carregamento oferece comportamento diferenciado (Figura 4.36). Enquanto no modelo elástico linear, após o descarregamento, os deslocamentos de superfície imediatamente tornam a próximo de zero, o modelo viscoelástico linear oferece um retorno não imediato no tempo, indicando tal comportamento se assemelhar ao que ocorre em campo. Logo, o carregamento dinâmico no modelo elástico linear resulta em semelhança de resposta, quando é aplicado um carregamento estático. O resumo de resultados distintos da análise elástica linear e viscoelástica linear foi apresentado na Tabela 4.16. É patente que as respostas de interesse (deflexões, tensões, deformações no CA) tendam a aumentar de magnitude quando o modelo constitutivo é elástico linear com o passo estático.

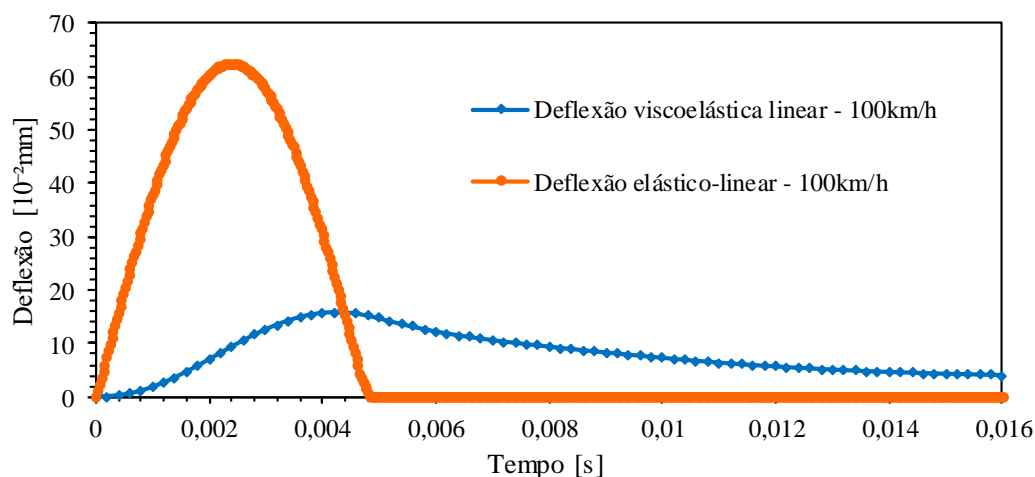


Figura 4.36 – Efeito da relação constitutiva na deflexão máxima de superfície

Tabela 4.16 – Resultados dos pontos críticos no revestimento: elástico linear vs. viscoelástico linear

Pavimento típico	Programa	Deflexão (10 ⁻² mm)	ε_h (μ def.)	ε_v (μ def.)	σ_v (kPa)
50 mm SPV19 + 70 mm LSAM	t = 0,083	46,2	224,4	-50,9	-402,0
	t = 0,015	21,7	183,8	-47,9	-394,8
	t = 0,010	15,9	163,2	-49,1	-399,1
	Elástico (estático)	62,6	433,4	-250,5	-451,9
50 mm SPV19 + 120 mm LSAM	t = 0,083	34,5	164,1	-34,8	-467,1
	t = 0,015	14,1	123,3	-41,7	-468,4
	t = 0,010	10,2	108,3	-46,1	-471,3
	Elástico (estático)	52,4	343,5	-281,1	-493,5
120 mm SPV19	t = 0,083	47,6	238,8	-92,9	-403,2
	t = 0,015	23,2	217,6	-86,9	-394,2
	t = 0,010	17,2	196,0	-85,7	-396,7
	Elástico (estático)	61,3	410,2	-251,0	-452,8
120 mm LSAM	t = 0,083	44,7	222,3	-68,6	-389,3
	t = 0,015	20,5	178,7	-62,2	-380,7
	t = 0,010	15,0	158,0	-60,5	-383,4
	Elástico (estático)	63,7	433,7	-307,9	-463,0

Na última atualização do MEPDG, o programa tomou em consideração tanto as cargas dinâmicas como os efeitos dos fatores climáticos para a proposição do dimensionamento estrutural de pavimentos. Isto requer que a camada de CA seja subdividida em muitas subcamadas e que o módulo para estas subcamadas, para uma dada temperatura e velocidade de tráfego, seja atribuído com base nos dados da curva mestra de módulo dinâmico $/E^*$. São necessários dados sobre o módulo dinâmico do CA que cubram uma

gama de frequências, e nas subcamadas, o módulo dinâmico é assumido com frequência de carga "equivalente" à subcamada. A velocidade de carregamento e a profundidade das subcamadas do pavimento são os dois fatores de controle utilizados para estimar a duração do impulso de carga. Consequentemente, a frequência de carga equivalente das subcamadas é determinada tomando o inverso do tempo de carga. Para o cálculo do tempo de carga, só é considerada a variação da tensão de compressão vertical. Como resultado, as subcamadas do pavimento têm uma série de frequências atribuídas (módulos) e, para uma dada velocidade do veículo, diminuem com a profundidade (AASHTO, 2008).

Por consequência da natureza esforço e de a relação constitutiva considerar os efeitos da variação da rigidez com a variação da frequência de carregamento, a análise viscoelástica linear dinâmica oferece respostas sensíveis à variação do tempo de carregamento (ou velocidade veicular). Isto reforça importância desta análise para projetos de pavimentos flexíveis. Quanto ao tipo de mistura e observando apenas a análise dinâmica viscoelástica linear, a mistura LSAM apresentou menores magnitudes de deformação de tração horizontal e deformação de compressão vertical para as mesmas condições avaliadas (CA com 120 mm de espessura, estruturas 3 e 4 respectivamente, Tabela 4.16).

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Os resultados experimentais e numéricos dessa pesquisa contribuem para o conhecimento das misturas *Large Stone Asphalt Mixture* no seu desempenho quanto às características físico-volumétricas, rigidez e propriedades no regime da viscoelasticidade linear, resistência à deformação permanente e à fadiga. A seguir, as principais conclusões são indicadas buscando sugerir eventuais linhas de pesquisa futuras de modo a complementar o presente estudo.

5.1. Dosagem e volumetria

A definição do teor de projeto é o primeiro passo para a proposição racional de uma mistura asfáltica. Para tanto, três propostas de dosagem foram executadas para melhor compreensão dos efeitos de seus procedimentos para a proposição do teor de projeto. A compactação giratória (CCG) resulta em teores de projeto menores que os teores da compactação Marshall tradicional. O procedimento de dosagem Marshall apresentou-se compatível com os critérios de dosagem, porém, as dimensões dos moldes Marshall, quando comparadas aos moldes da dosagem CCG, implicam em menor espaço para acomodação das partículas, o que pode acarretar em parâmetros volumétricos enviesados. Para a dosagem CCG, o número de giros de projeto atribuído pelo *Superpave*, pode resultar em supercompactação, fato previamente observado em outras pesquisas e confirmado para ambas as misturas avaliadas.

A mistura LSAM obteve *Locking Point-LP* (conceito indicativo do máximo travamento volumétrico) próximo a 100 giros, enquanto que a mistura de controle se situa próxima de 90 giros. A dosagem com 120 giros produziu densificação adicional para a mistura LSAM; para a mistura SPV 19 mm, as dosagens com 100 e 120 giros resultaram em compactação adicional à mistura. A repetição da dosagem da mistura de controle, considerando o número de giros igual ao da definição do *LP* médio, comprova que a volumetria final obtida foi afetada pelo excesso de energia nas dosagens anteriores. Neste caso, com o aumento do tamanho máximo nominal (TMN), ocorre um aumento proporcional no número de giros para a dosagem segundo o critério *LP*. O *construction densification index (CDI)* para as misturas dosadas

no teor de projeto não implicou em dificuldades de compactação das misturas na fase construtiva (em campo), possuindo trabalhabilidade após lubrificação das partículas. O *traffic densification index (TDI)* não foi compatível para a análise, embora ocorra uma tendência de redução com o aumento do teor aplicado no ato da dosagem.

Por fim, mediante o que foi observado na presente pesquisa e de discussões apresentadas por outros trabalhos quanto à definição do número de giros ideal para compactar as misturas, recomenda-se para a dosagem das misturas LSAM e demais misturas com menor TMN, utilizar a metodologia Superpave, com emprego da compactação por cisalhamento giratório observando o critério de *Locking Point-LP* definido conforme Vavrik (2000). Para reduzir o número de amostras para definição do *LP*, sugere-se a confecção de dois testemunhos piloto dosados no teor sugerido pela metodologia do Duriez (LCPC, 2007), define-se o número de giros referente ao *LP* e então se processa a dosagem regular com as variações de $\pm 0,5\%$, e $\pm 1,0\%$ em relação ao alvo indicado pelo Duriez.

5.2. Propriedades do regime viscoelástico linear

Dois conjuntos de resultados foram avaliados: (i) a influência do tipo de ensaio no teor de projeto, (ii) e o efeito da variação no teor de projeto, para um mesmo mecanismo de ensaio. A caracterização foi conduzida para parâmetros como módulo dinâmico, ângulo de fase e curva de relaxação. Esta última proveniente da interconversão no regime da viscoelasticidade linear da curva de módulo de armazenamento exclusivamente para os ensaios por compressão uniaxial.

A análise da influência do tipo de ensaio nas misturas avaliadas mostrou que estatisticamente as misturas LSAM e SPV 19 mm são semelhantes quanto às respostas de módulo dinâmico e ângulo de fase. Todavia, o módulo dinâmico e ângulo de fase são diferentes a depender da natureza do mecanismo de ensaio (flexão vs. compressão uniaxial), indicando um aumento da magnitude do módulo e redução do ângulo de fase quando este é ensaiado de maneira uniaxial; tornando os materiais mais rígidos quando ensaiados por compressão uniaxial. Portanto, ao comparar estatisticamente os resultados do módulo dinâmico e ângulo de fase sob diferentes condições de ensaio e misturas (LSAM e SPV 19 mm), o TMN não acarretou diferenças significativas na rigidez, enquanto o tipo de ensaio (flexão ou compressão uniaxial), foi o fator determinante para diferenciar o comportamento. Isso posto, recomenda-se a forma de ensaio uniaxial para

previsão das propriedades viscoelásticas, pois este imprime um estado de tensões homogêneo no testemunho.

A variação do teor de projeto examina resultados da caracterização por módulo dinâmico, ângulo de fase e módulo de relaxação de ensaios exclusivamente uniaxiais para os teores de 3,5% e 4,0% ligante. Com o teor de ligante em 3,5%, as misturas experimentam aumento de rigidez e redução na defasagem tensão/deformação, em comparação com o teor de 4,0% de ligante. O TMN indica que quanto maior é a dimensão do agregado, há uma tendência de a mistura ser mais rígida, embora uma análise estatística detalhada não tenha sido executada nos resultados comparativos entre 3,5 e 4,0% de ligante. Adicionalmente, com a curva de módulo de armazenamento proveniente dos ensaios uniaxiais (para 3,5 e 4,0% de ligante) e com o emprego de séries de Prony, foi possível estimar a curva de relaxação. Com o teor de projeto menor (3,5%), há um deslocamento da curva $E(t)$ na posição mais superior do gráfico; tal fato indica que as misturas se tornam mais rígidas à medida que o teor diminui. E ao se comparar o parâmetro de viscoelasticidade intrínseco n das misturas testadas, verificou-se que o efeito do TMN foi desprezível. Finalmente, é recomendado a adoção do teor de projeto (4,0%) para ambas as misturas, pois neste teor são conduzidos uma maior gama de investigações das propriedades mecânicas das misturas.

5.3. Resistência à deformação permanente

A caracterização da resistência à deformação permanente foi conduzida com ensaios de fluência estática, fluência dinâmica e afundamento em trilha de roda por simulador francês.

A fluência estática não experimentou discrepância de comportamento quanto ao efeito TMN das misturas para as condições de ensaio delineadas. Mesmo promovendo o aumento da tensão axial, as deformações acumuladas não superaram 1% de deformação acumulada, conduzindo ao não cisalhamento dos corpos de prova. Para todas as condições ensaiadas, não há registro do *flow time* (F_T). Para a fluência dinâmica, o TMN também não acarreta diferenças significativas no *flow number* (F_N). As duas misturas estudadas resistem ao cisalhamento plástico por carregamento cíclico, tornando patente que a escolha granulométrica, ancorada a um maior contato partícula-partícula e menor conteúdo de finos, favorece a resistência ao dano neste fenômeno. Ambas têm

deficiências quanto à proporção FAf no método *Bailey* (parâmetro indicativo do empacotamento de finos na matriz fina), que possivelmente acarretaria em aumento do volume de vazios e consequente aumento da deformação permanente, fato que não ocorreu para a natureza do mecanismo investigado.

A análise do afundamento de trilha de roda por simulador francês comprovou que o aumento do TMN melhora o combate à deformação permanente, fato amplamente discutido em outras pesquisas. Uma avaliação global das propriedades de dano relativo à deformação permanente foi construída, porém, dos parâmetros avaliados, apenas a deformação permanente acumulada do simulador francês foi capaz de notar a diferença de comportamento entre misturas. Como conclusão, todas as metodologias de ensaios para análise e classificação da deformação permanente das misturas asfálticas devem ser consideradas, porém, cuidados com relação à parametrização adequada dos ensaios devem ser avaliados pelo operador, uma vez que o nível de tensão ou temperatura do ensaio podem implicar em maior ou menor diferenciação de comportamento entre misturas.

5.4. Comportamento quanto ao trincamento por fadiga

A caracterização do dano por fadiga das misturas foi conduzida com modelagem clássica, baseada no conceito de perda ou redução da integridade física mediante ensaios experimentais e a interpretação do dano por meio contínuo, baseada no princípio do trabalho potencial e determinação das variáveis de mudança de estado interno do material, como a pseudo-deformação, pseudotrabalho, etc.

Na primeira caracterização onde não são contabilizados diretamente os efeitos da viscoelasticidade das misturas, há clara tendência de misturas com TMN superior ser menos resistente a um número de solicitações de carga, quando comparadas à mistura com menor TMN. A mistura SPV 19 mm apresentou vida de fadiga superior à mistura LSAM. A segunda linha de análise considera os efeitos da viscoelasticidade intrínsecos a cada material e também confirma a mesma tendência: misturas com TMN superior possuem menor resistência à fadiga, indicadas por sua curva característica C vs. S ; mesmo para uma taxa de evolução do trincamento, indicada pelo α , maior para a mistura SPV 19 mm quando comparada à mistura LSAM. A escolha desse parâmetro é governada pelo melhor encaixe do universo de curvas C vs. S em função da melhor reprodução da zona

de dano. Alguns pesquisadores tentam correlacionar tal parâmetro com outros critérios de dano por fadiga, porém este não foi escopo do presente trabalho.

5.5. Modelagem numérica de pavimentos típicos

Com interesse de avaliar o comportamento viscoelástico da mistura LSAM e SPV 19 em camadas de pavimento, quatro estruturas típicas foram modeladas numericamente considerando o emprego regular destas no Brasil.

No Brasil comumente se adota a mistura do tipo faixa B (DNIT, 2006) como camada de ligação, sendo esta frequentemente empregada com TMN igual a 19,0 mm. A mistura LSAM com TMN igual 25,0 mm pode desempenhar papel semelhante, inclusive diminuindo o efeito do dano por cisalhamento; todavia, é necessário minorar a magnitude de deformação de tração horizontal. Conforme avaliado nesta pesquisa, a mistura LSAM é mais suscetível à fadiga e necessita de cuidados com relação à definição da espessura de projeto para diminuir a deformação na sua fibra inferior.

Primeiro, uma análise elástica linear confirmou a reciprocidade das respostas do domínio considerando a modelagem por Métodos dos Elementos Finitos (MEF) com programas baseados na Teoria do Sistema de Camadas Elásticas (TSCE). Posteriormente, uma análise dinâmica, com distintos tempos de carregamentos, foi conduzida para verificar o efeito da viscoelasticidade linear no contexto das deflexões de superfície, deformação de tração horizontal e deformação de compressão vertical. Isso posto, o efeito da análise dinâmica indica que a mistura com maior TMN para uma mesma espessura de CA (120 mm) conduz a menores níveis de deflexão máxima de superfície, de deformação de compressão vertical e até mesmo menor magnitude de deformação de tração horizontal, que auxilia quanto ao combate do trincamento por fadiga. Tal observação é importante, pois auxilia no futuro emprego desta camada como solução de dada patologia de pavimento.

Enquanto a análise elástica linear utiliza o módulo de relaxação tendendo a infinito (E_{∞}), e por consequência trunca a rigidez, a análise viscoelástica linear incorpora uma gama variada de módulos, com emprego das curvas de módulo volumétrico e cisalhante nas décadas de tempo, sendo seu comportamento definido a depender da frequência de carregamento que opera no elemento finito. Para a análise elástica linear, a mistura com

menor TMN obteve menores magnitudes de respostas de interesse. Enquanto que na análise dinâmica viscoelástica linear, a mistura com maior TMN obteve menores valores das respostas. Esta última é interessante, pois tenta reproduzir o esforço que envolve o problema. Isto conduz a menores patamares de deformação acumulada e distintos comportamentos a depender da taxa de deslocamento no tempo do carregamento. Portanto, conforme ocorre a redução do tempo de carregamento-descarregamento natural ao fenômeno do problema, há uma variação na magnitude das respostas.

Em face do que foi abordado ao longo da metodologia e esforços, conclui-se que a mistura LSAM evocada na presente pesquisa possui potencial para desenvolvimento como solução técnica. Todavia, a compreensão detalhada deste tipo de mistura ainda é incipiente no domínio teórico e diversos comportamentos podem ser explorados em pesquisas futuras, contribuindo para elucidar lacunas até aqui não exploradas.

5.6. Sugestões de futuras pesquisas

Os ensaios realizados nesta pesquisa demonstraram a aptidão da mistura do tipo LSAM no combate à deformação permanente, enquanto cobraram atenção ao fenômeno do trincamento por fadiga. Todavia, simulações viscoelásticas lineares na abordagem de esforços dinâmicos, demonstraram um menor nível de deformação horizontal de tração na camada LSAM associada ao seu comportamento constitutivo, levando a crer que esse tipo de solução suscita menor magnitude de deformação quando aplicada no contexto de camada de ligação.

Há ainda a necessidade de avanços no campo da caracterização laboratorial sob uma maior gama de granulometrias (abertas e descontínuas), TMN (incluindo superiores a 25 mm), bem como tipo de ligantes distintos (com aditivos), que necessariamente impactam nas propriedades volumétricas, mecânicas, hidráulicas e de textura, contribuindo para um extenso estudo, com maior grau de detalhamento.

Para a fluência estática, recomenda-se o aumento da tensão axial de modo que se promova um nível patente de cisalhamento volumétrico para este tipo de material. Outra medida cabível é aumentar a temperatura de ensaio, talvez a 60°C uma vez que esta temperatura é próxima à temperatura do ponto de amolecimento do ligante (58 °C, obtido para o CAP 30/45 do presente trabalho) e indica indiretamente a resistência ao cisalhamento do

ligante. Quanto ao trincamento por fadiga, recomenda-se a condução de ensaios sob extensão axial, metodologia recomendada nas recentes atualizações conduzidas pela *National Cooperative Highway Research Program-NCHRP*, que pode indicar maior vida de fadiga em face à forma de carregamento aplicada na condução da caracterização.

Há ainda a necessidade da concepção de estudos com enfoque na relação campo-laboratório para esses fenômenos de dano mais comuns às misturas no Brasil. Infelizmente o presente trabalho não observou o desempenho mecânico das misturas LSAM e de controle em vias submetidas ao tráfego e clima, que poderia oferecer parâmetros de calibração às curvas de desempenho sugeridas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AL-QADI, I. L.; WANG, H.; YOO, P. J.; DESSOUKY, S. H. (2008) Dynamic analysis of perpetual pavement response to vehicular loading. *Journal of The Transportation Research Board* 2087: 29-39.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO), (2008). *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice*, 2nd Edition. 204 p.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO), (2017). Determining the dynamic modulus and flow number for asphalt mixtures using Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT) T 378. p. 1-20.

ASPHALT INSTITUTE (AI), (2014). *Asphalt Mix Design Methods. Manual Series n° 2*, 7th Edition. 188 p.

BATHE, K. J., 1996. *Finite element procedures*. Prentice-Hall. 1037 p.

BEHIRA, B.; SAHOO, U. C.; STEYN, W. N. (2019). Determination of endurance limit for different bound materials used in pavements: A review. *International Journal of Transportation Science and Technology*, 8: 263-279.

BEJA, I. A.; FLORENCIO, H. A.; CHAVES, J. M.; VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L. B.; (2015). Large Stone Asphalt Mixture (25mm) - avaliação do procedimento de dosagem. In: XVIII Congresso Ibero Latinoamericano de Asfalto, Bariloche. *Anais do XVIII Congresso Ibero Latinoamericano de Asfalto*.

BEJA, I. A.; FARIAS, M. M.; BARBOSA, L. Y. S. (2018). Dosagem de mistura tipo Large Stone Asphalt Mixture no Distrito Federal. 32° Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, Gramado, *Infraestrutura, Ligantes e Misturas Asfálticas III*: 1-12.

BEJA, I. A.; FARIAS, M. M.; BARBOSA, L. Y. S.; MELLO, L. G. R. (2020) Dynamic properties of large stone asphalt mixtures under different methods testing and loading. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 42947: 1-10.

BONAQUIST, R.; CHRISTENSEN, D. (2005). Practical procedure for developing dynamic modulus master curves for pavement structural design. *Journal of the Transportation Research Board*, 1929: 208–217.

BOSSO, M.; VASCONCELOS, K. L.; BEJA, I. A.; BERNUCCI, L. L. B.; BITTENCOURT, T. N. (2016). Weigh in motion system to monitoring overloading in a brazilian heavy traffic highway. 7th International Conference on Weigh-In-Motion. Foz do Iguaçu, Brazil, Paper 36: 7.

BROWN, S. F. (1973) Determination of Young's modulus for bituminous materials in pavement design. *Highway Research Record*, 431: 38-49.

BURMISTER, D. M. (1945). The general theory of stress and displacements in layered systems. *Journal of Applied Physics*, 16: 89 – 94.

BUTTON, J. W.; LITTLE, D. N.; JAGADAM, V.; PENDLETON, O. J. (1994). Correlation of Selected Laboratory Compaction Methods with Field Compaction. *Transportation Research Record*, 1454: 193-201.

CAO, W.; NOROUZI, A.; KIM, Y. R. (2016). Application of viscoelastic continuum damage approach to predict fatigue performance of Binzhou perpetual pavements. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 3: 104 – 115.

CARSWELL, J; GERSHKOFF, D. R. (1993). The performance of modified dense bitumen macadam roadbases. Research Report 358. Transport Research Laboratory (TRL), 19 p.

CHEHAB, G. R. (2002) Characterization of asphalt concrete in tension using a viscoelastoplastic model. Dissertation, North Carolina State University. 298 p.

CHO, Y. H.; PARK, D. W.; Hwang, S. D. (2010). A predictive equation for dynamic modulus of asphalt mixtures used in Korea. *Construction and Building Materials*, 24: 513-519.

CHRISTENSEN, R. M. (1982). *Theory of viscoelasticity*, 2nd ed., Academic, New York. 364 p.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE, CNT (2019). Pesquisa CNT de Rodovias, Brasília. 236 p.

CORRALES-AZOFEIFA, J. P.; ARCHILLA, A. R. (2018). Dynamic modulus model of hot mix asphalt: statistical analysis using joint estimation and mixed effects. *Journal of Infrastructure Systems*, 24: 1-12.

COST, T. L.; BECKER, E. B. (1970). A Multi-Data Method of Approximate Laplace Transform Inversion. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 2: 207 – 219.

DANIEL, J. S.; KIM, Y. R. (2002). Development of a simplified fatigue test and analysis procedure using a viscoelastic continuum damage model. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 71: 619 – 650.

DI BENEDETTO, H.; PARTL, M. N.; FRANCKEN, L.; LA ROCHE C. D. A. (2001). Stiffness testing for bituminous mixtures. RILEM technical committees 182-PEB performance testing and evaluation of bituminous materials, *Materials and Structures*, 34: 66-70.

DI BENEDETTO, H.; LA ROCHE C. D. A.; BAAJ, H.; H.; PRONK, A.; LUNDSTROM, R. (2004). Fatigue of bituminous mixtures. RILEM technical committees 182-PEB performance testing and evaluation of bituminous materials, *Materials and Structures*, 37: 202-216.

DI BENEDETTO, H.; HUANG, S. (2015) *Advances in asphalt materials: road and pavement construction*. Woodhead Publishing. 492 p.

DUNCAN, J. M.; MONISMITH, C. L.; WILSON, E. L. (1968). Finite element analyses of pavements. Highway Research Record 228: 18-33.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STRANDARDIZATION (2003) EN 12697-22 Bituminous mixtures — Test methods for hot mix asphalt — Part 22: Wheel tracking. 23 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STRANDARDIZATION (2004) EN 12697-26 Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 26: Stiffness. 45 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STRANDARDIZATION (2007) EN 12697-33 Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt - Part 33: Specimen prepared by roller compactor. 20 p.

EVANGELISTA, Jr. F.; PARENTE, Jr. E.; SOARES, J. B. (2005) Viscoelastic and elastic structural analysis of flexible pavements. CILAMCE 2005 – ABMEC & AMC: 1–15.

FAHEEM, A.; BAHIA, H. U. (2004) Using gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures. Wisconsin Highway Research Program, Report 05-02, 95 p.

FU, Q.; CHEN, S. (2010) Influence of aggregate gradation on pavement performance of open-graded Large Stone Asphalt Mixes. Proceedings of 10th International Conference of Chinese Transportation Professionals: Integrated Transportation Systems: Green, Intelligent, Reliable: 3133–3140.

FULLER, W.; THOMPSON, S. (1907). The Laws of Proportioning Concrete. Transactions of the American Society of Civil Engineers, LIX: 67-143.

GODDARD, R. T. N.; POWELL, W. D.; APPLGATE, M. W. (1978). Fatigue resistance of dense bitumen macadam: the effect of mixture variables and temperatures. Supplementary Report 410. Transport and Road Research Laboratory (TRRL), 27 p.

GIBB, J. M. (1996). Evaluation of resistance to permanent deformation in the design of bituminous paving mixtures. Thesis submitted to the University of Nottingham. 257 p.

GOODE, J. F.; LUFSEY, L. A. (1962). A new graphical chart to evaluating aggregate gradations. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists: 13-26.

HIBBITT, K.; SORENSEN (2011) Abaqus theory manual (version 6.11), Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc., Pawtucket, RI.

HIBBITT, K.; SORENSEN (2014) Abaqus user's guide (version 6.14), Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc., Pawtucket, RI.

HINGLEY, C. E.; PEATTIE, K. R.; POWELL, W. D. (1976) French experience with Grave-bitume, a dense bituminous road base. TRRL Report SR 242 Monograph, 16 p.

HUANG, S. C.; DI BENEDETTO, H. (2015). Advances in Asphalt Materials. Road and Pavement Construction. Woodhead Publishing, Elsevier. 492 p.

HUGO, F.; RUST, F. C.; MYBURGH, P.A.; GROBLER, J.A. (1990). Large Stone Asphalt mix design for heavy duty asphalt pavements. In: Proceedings of the 1990 Annual Transportation Convention, Pretoria, South Africa: 20.

ISLAM, M. R.; KALEVELA, S. A.; MENDEL, G. (2019). How the mix factors affect the dynamic modulus of hot-mix asphalt. *Journal of Composites Science*, 3(72): 1-9.

ARAÚJO, Jr. P. C.; SOARES, J. B.; HOLANDA, A. S.; PARENTE, Jr. E.; EVANGELISTA, Jr. F. (2010) Dynamic viscoelastic analysis of asphalt pavements using a finite element formulation. *Road Materials and Pavement Design*, 11: 409-433.

KACHANOV, L. M. (1986) *Mechanics of Elastic Stability – Introduction to Continuum Damage Mechanics*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht. Netherlands. 75 p.

KANDHAL, P. S. (1990) Design of Large-Stone Asphalt Mixes to Minimize Rutting. *Transportation Research Record* 1259: 153-162.

KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R. (1990) Comparative evaluation of 4-inch and 6-inch diameter specimens for testing large stone asphalt mixes. National Center for Asphalt Technology, Report 90-05. 8 p.

KIM, M. (2007) Three-dimensional finite element analysis of flexible pavements considering nonlinear pavement foundation behavior. Dissertation degree, University of Illinois. 234 p.

KIM, Y. R. (2009) *Modeling of Asphalt Concrete*. 1^{ed} American Society of Civil Engineers. 460 p.

KOTTEGODA, N.T. ROSSO, R. (2008) *Applied statistics for civil and environmental engineers*. 2^{ed} Blackwell Publishing Ltd. 707 p.

KOPPERMAN, S.; TILLER, G.; TSENG, M. (1986). ELSYM5, Interactive microcomputer version: user's manual. Federal Highway Administration-Report no. FHWA-TS-87-206, Washington, D.C. 8 p.

KONG, J.; YUAN, J.Y. (2010). Application of linear viscoelastic differential constitutive equation in Abaqus. *International Conference On Computer Design And Applications*: 152–156.

KRAJCINOVIC, D. (1989) Damage Mechanics. *Mechanics of Materials*, 8: 117–197.

LANCZOS, C. (1964) A Precision Approximation of the Gamma Function. *Journal of the Society for Industrial and Applied Mathematics: Series B, Numerical Analysis*, 1: 86-96.

LEAHY, R. B. (1989). Permanent deformation characteristics of asphalt concrete. Ph.D. dissertation, University of Maryland, College Park, MD.

LEAHY, R. B.; MCGENNIS, R. B. (1999). Asphalt Mixes: Materials, Design and Characterization. 75th Anniversary Volume of the Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists. Illinois, USA, Volume 68A: 70 – 127.

- LEANDRO, R. P.; VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L. L. B. (2017). Evaluation of the laboratory compaction method on the air voids and the mechanical behavior of hot mix asphalt. *Construction and Building Materials* 156: 424-434.
- LEE, H.; KIM, Y. R. (1998) Viscoelastic constitutive model for asphalt concrete under cyclic loading. *Journal of Engineering Mechanics*, 124: 32-40.
- LEECH, D. (1982) A dense coated roadbase macadam of improved performance. Report 1060. Transport and Road Research Laboratory (TRRL), 21 p.
- LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J. L. (1978). Aspect pehnomenologique de la rupture par endommagement, *Journal de mécanique appliquée*2: 17-65.
- LEVENBERG, E.; SHAH, A., (2008). Interpretation of Complex Modulus Test Results for Asphalt-Aggregate Mixes. *Journal of Testing and Evaluation*, 36(4): 326-334.
- LI, P.; JIANG, X.; GUO, K.; XUE, Y.; DONG, H. Analysis of viscoelastic response and creep deformation mechanism of asphalt mixture. *Construction and Building Materials*, 171: 22-32.
- LIU, P.; XING, Q.; DONG, Y.; WANG, D.; OESER, M.; YUAN, SI. (2017) Application of finite layer method in pavement structural analysis. *Applied Sciences*, 611: 1-18.
- LUNDSTROM, R.; ISACSSON, U. (2011) Asphalt Fatigue Modelling Using Viscoelastic Continuum Damage Theory Asphalt Fatigue Modelling Using Viscoelastic Continuum Damage Theory. *Road Materials and Pavement Design*, 4(1): 51–75.
- MAHBOUB, K. (1990). Large-stone mixes for reducing rutting. Southeastern Consortium of University Transportation Centers (SECUTC) Kentucky Transportation Center, KTC-90-12, University of Kentucky, 16 p.
- MASCARENHAS, Z. M. G. (2018). Large Stone Asphalt Mixture as a rehabilitation strategy for heavy traffic highways. Master of Science of Polytechnic School of the University of São Paulo. São Paulo, SP. 103 p.
- MASCARENHAS, Z. M. G.; GASPAR, M. S.; VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L. L. B.; BASHIN, A. (2020) Case study of a composite layer with Large-Stone Asphalt Mixture for heavy-traffic highways. *Journal of Transportation Engineering, Part B: Pavements*, 146(1): 1-12.
- MELLO, L. G. R. (2008). O Estudo do dano em meio contínuo no estudo da fadiga em misturas asfálticas. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-055/08, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 263 p.
- MELLO, L. G. R.; FARIAS, M. M.; KALOUSH, K. E. (2018) Using damage theory to analyze fatigue of asphalt mixtures on flexural tests. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 11: 617 – 626.
- MONISMITH, C. L.; LONG, F. (1999) Overlay Design for Cracked and Seated Portland Cement Concrete (PCC) Pavement-Interstate Route 710. Technical Memorandum TM UCB PRC 99-3, Pavement Research Center, Institute for Transportation Studies, University of California, Berkeley. 32 p.

MORENO-NAVARRO, F.; SOL-SANCHEZ, M.; RUBIO-GAMEZ, M.C., SEGARRA-MARTINEZ, M. (2014) The use of additives for the improvement of the mechanical behavior of high modulus asphalt mixes, *Construction and Building Materials* 70: 65–70.

MOURA, E. DE. (2001) Estudo do efeito de aditivos químicos e da cal como agentes melhoradores de adesividade em misturas asfálticas densas. Dissertação (Mestrado). Universidade de São Paulo, São Paulo. 122 p.

MOURA, E. DE. (2010) Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo, São Paulo. 299 p.

NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION (NAPA). (2002) Design, construction and performance of heavy duty mixes. Maryland, p. 40.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). (1997) Report 386: Design and evaluation of Large-Stone Asphalt Mixes. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, p. 141.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). (2002) Report 465: Simple performance test for Superpave mix design. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, 105 p.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). (2002) Report 478: Relationship of Superpave gyratory compaction properties to HMA rutting behavior. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, 59 p.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). (2006) Report 567: Volumetric requirements for Superpave mix design. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, 46 p.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). (2007) Report 580: Specification criteria for simple performance tests for rutting. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, 96 p.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). (2011) Report 702: Precision of the dynamic modulus and flow number tests conducted with the asphalt mixture performance tester. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, 200 p.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). (2004) Appendix RR: Finite element procedures for flexible pavement analysis. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, 209 p.

NEGA, A.; NIKRAZ, H. (2017) Evaluation of tire-pavement contact stress distribution of pavement response and some effects on flexible pavements. *International Conference on Highway Pavements and Airfield Technology*: 174 – 185.

PARK, S. W.; KIM, Y. R.; SCHAPERLY, R. A. (1996) A viscoelastic continuum damage model and its application to uniaxial behavior of asphalt concrete. *Mechanics of Materials*, 24: 241 – 255.

PARK, S. W.; SCHAPERLY, R. A. (1997) A viscoelastic constitutive model for particulate composites with growing damage. *International Journal of Solids and Structures*, 34: 931-947.

PARK, S. W.; KIM, Y. R. (1999) Interconversion between relaxation modulus and creep compliance for viscoelastic solids. *Journal of materials in Civil Engineering*, 11: 76 – 82.

PARK, S. W.; SCHAPERLY, R. A. (1999) Methods of interconversion between linear viscoelastic materials functions. Part I – a numerical method based on Prony series. *International Journal of Solids and Structures*, 36: 1653-1675.

PELLINEN, T. K.; WITCZAK, M. W.; BONAQUIST, R. F. (2004) Asphalt mix master curve construction using sigmoidal fitting function with non-linear least squares optimization. 15th Engineering Mechanics Division Conference: 83–101.

PLATI, C.; GEORGIU, P.; LOIZOS, A. (2015) Influence of different roller compaction modes on asphalt mix performance. *International Journal of Pavement Engineering*, 17 (1): 64-70.

POUGET, S.; SAUZÉAT, C.; Di BENEDETTO, H.; OLARD, F. (2012). Modeling of viscous bituminous wearing course materials on orthotropic steel deck. *Materials and Structures*, 45: 1115–1125.

REED, S. J. B. (2006) *Electron microprobe analysis and scanning electron microscopy in Geology*. Published by Cambridge University Press. 192 p.

RICHARDSON, C (1905). *The Modern Asphalt Pavement*. John Wiley & Sons, New York, First Edition, 316 p.

ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R.; LEE, D.; KENNEDY, T. W. (1996) *Hot mix asphalt materials, mixture design, and construction*. National Asphalt Pavement Association Education Foundation 2^{ed} Maryland, 585 p.

ROBERTS, F. L.; MOHAMMAD, L. N.; WANG, L. B. (2002) History of hot mix asphalt mixture design in the United States. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14(4): 279 – 293.

SARKAR, A. (2015) Numerical comparison of flexible pavement dynamic response under different axles. *International Journal of Pavement Engineering*: 1-11.

SCHAPERLY, R. A. (1961). *A Simple Collocation Method for Fitting Viscoelastic Models to Experimental Data*. Report GALCIT SM 61-23A, California Institute of Technology, Pasadena, California. 15 p.

SCHAPERLY, R. A. (1974). Viscoelastic behavior and analysis of composite materials, in *Mechanics of Composite Materials*, 2: 85 – 168.

SCHAPERLY, R. A. (1981) On viscoelastic deformation and failure behaviour of composite materials with distributed flaws. *Advances in Aerospace Structures and Materials*, 1: 5 – 20.

SCHAPERLY, R. A. (1990) A theory of mechanical behavior of elastic media with growing damage and others changes in structure. *Journal of Mechanics and Physics Solids*, 38: 215 – 253.

SCHAPERLY, R. A.; PARK, S. W. (1999) Methods of interconversion between linear viscoelastic material functions. Part II – an approximate analytical method. *International Journal of Solids and Structures*, 36: 1677-1699.

SCHAPERLY, R. A. (1999) Nonlinear viscoelastic and viscoplastic constitutive equations with growing damage. *International Journal of Fracture*, 97: 33 – 66.

SEIBI, A. C.; SHARMA, M. G.; ALI, G. A.; KENIS, W. J. (2001) Constitutive relations for asphalt concrete under high rates of loading. *Transportation Research Record*, 1767: 111 – 119.

SHAYESTEHE, A.; GHASEMISALEHABADI, E.; KHORDEHBINAN, M. W.; ROSTAMI, T. (2017) Finite element method in statistical analysis of flexible pavement. *Journal of Marine Science and Technology*, 25: 142 – 152.

SIDDHARTHAN, R.; ZAFIR, Z.; NORRIS, G. M. (1993) Moving load response of layered soil I: formulation. *Journal of Engineering Mechanics*, 119: 2052-2071.

SIDDHARTHAN, R.; YAO, J.; SEBAALY, P. E. (1998) Pavement strain from moving dynamic 3D load distribution. *Journal of Transportation Engineering*, 124: 557-566.

SISTEMA ELETRÔNICO DO SERVIÇO DE INFORMAÇÃO AO CIDADÃO (2020).
Fonte: <https://esic.cgu.gov.br/sistema/site/index.aspx?ReturnUrl=%2fsistema%2fprincipal.aspx>.

SOUZA, J. B.; DEACON, J. A.; MONISMITH, C. L. (1991) Effect of laboratory compaction method on permanent deformation characteristics of asphalt aggregate mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 60: 533–585.

THE ORGANISATION FOR ECONOMIC CO-OPERATION AND DEVELOPMENT. (2019). Fonte: <https://data.oecd.org/transport/infrastructure-investment.htm>.

ULLOA, A.; HAJJ, E. Y.; SIDDHARTHAN, R. V.; SEBAALY, P. E. Equivalent loading frequencies for dynamic analysis of asphalt pavements. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 9: 1 – 30.

UNDERWOOD, B. S. (2006) Experimental investigation and constitutive modeling of asphalt concrete mixtures in uniaxial tension. Master of Science, North Carolina State University. 127 p.

UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R.; GUDDATTI, M. (2006) Characterization and Performance Prediction of ALF Mixtures Using a Viscoelastoplastic Continuum Damage Model. *Journal of Asphalt Paving Technologists*, 75: 577-627.

VAVRIK, W. R; CARPENTER, S. H. (1998) Calculating air voids at specified numbers of gyrations in Superpave Gyratory Compactor. *Transportation Research Record*. Washington, D. C 1630(98) 117 – 125.

VAVRIK, W. R. (2000) Asphalt mixture design concepts to develop aggregate interlock. Thesis (Doctor of Philosophy) – Civil Engineering in The Graduate College of University of Illinois at Urbana-Champaign. 189 p.

VAVRIK, W. R.; HUBER, G.; PINE, W. J.; CARPENTER, S. H.; BAILEY, R. (2002) Bailey method for gradation selection in HMA mixture design. Transportation Research Board: Transportation Research Circular Number E-C044, Washington, D. C, 39 p.

WALUBITA, L. F.; SCULLION, T. (2007) Perpetual Pavements in Texas: The Fort Worth SH 114 Project in Wise County. Technical Report FHWA/TX-07-4822-2. 147 p.

WALUBITA, L. F.; SCULLION, T. (2010) Texas Perpetual Pavements –New Design Guidelines. Texas Transportation Institute. 54 p.

WALUBITA, L. F.; ZHANG, J.; DAS, G.; HU, X.; MUSHOTA, C.; ALVAREZ, A. E.; SCULLION, T. Hot-mix asphalt permanent deformation evaluated by Hamburg wheel tracking, dynamic modulus, and repeated load tests. Journal of the Transportation Research Board, 2296: 46-56.

WALUBITA, L. F.; LEE, S. I.; ZHANG, J.; FARUK, A. N.; NGUYEN, S.; SCULLION, T. (2014) HMA shear resistance, permanent deformation, and rutting tests for Texas mixes: year-1 report. FHWA/TX-13/0-6744-1. 152 p.

WALUBITA, L. F.; FUENTES, L.; LEE, S. I.; DAWD, I.; MAHMOUD, E. (2019) Comparative evaluation of five HMA rutting-related laboratory test methods relative to field performance data: DM, FN, RLPD, SPST, and HWTT. Construction and Building Materials, 215: 737 – 753.

WATSON, D. E.; MOORE, J.; HEARTSILL, J.; JARED, D.; WU, P. (2008) Verification of Superpave Number of Design Gyration Compaction Levels for Georgia. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2057: 75 – 82.

YAO, B.; CHENG, G.; WANG, X.; CHENG, C. (2013) Characterization of the stiffness of asphalt surfacing materials on orthotropic steel bridge decks using dynamic modulus test and flexural beam test. Construction and Building Materials, 44: 200–206.

YINFELI, D.; JIAQI, C.; ZHENG, Z.; WEIZHENG, L. (2018) A review on solutions for improving rutting resistance of asphalt pavement and test methods. Construction and Building Materials 168: 893 – 905.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. (1975) Principles of pavement design. 2^{ed} John Wiley & Sons. 699 p.

YUFENG, B.; SONNEN, W.; HUBER, G. (2009) Research and applications of new pavement structure based on large stone porous asphalt mixture. Proceedings of the Fifty-third Annual Conference of the Canadian Technical Asphalt Association (CTAA): 235 – 247.

ZHANG, J.; ALVAREZ, A. E.; LEE, S. I.; TORRES, A.; WALUBITA, L. F. (2013) Comparison of flow number, dynamic modulus, and repeated load tests for evaluation of HMA permanent deformation. *Construction and Building Materials*, 44: 391-398.

ZHANG, W.; CUI, B.; GU, X.; DONG, Q. (2018) Comparison of relaxation modulus converted from frequency and time-dependent viscoelastic functions through numerical methods. *Applied Sciences*, 8: 1-15.

ZHAO, Y.; HUANG, X. (2010) Design method and performance for large stone porous asphalt mixtures. *Journal of Wuham University of Technology Materials Science*: 871 - 876.

ZHAO, Y.; TANG, J.; LIU, H. (2012) Construction of triaxial dynamic modulus master curve for asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*, 37: 21-26.

ANEXO

A seguir são retratados os resultados referentes à análise elástico linear estática generalizada e viscoelástica linear dinâmica implícita para as quatro estruturas investigadas:

a) Análise elástico linear

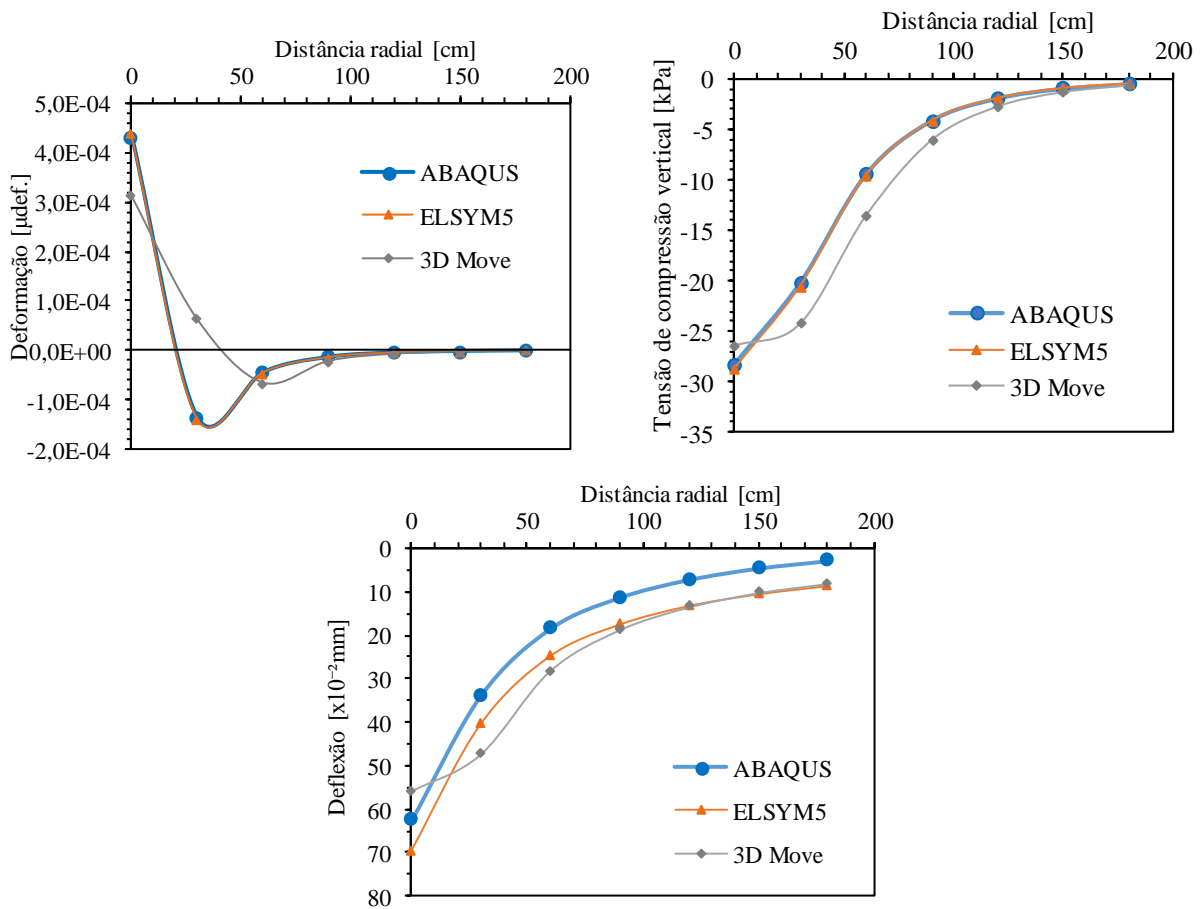


Fig. anexo 1 – Deformação, tensão e deflexão radial: estrutura 1

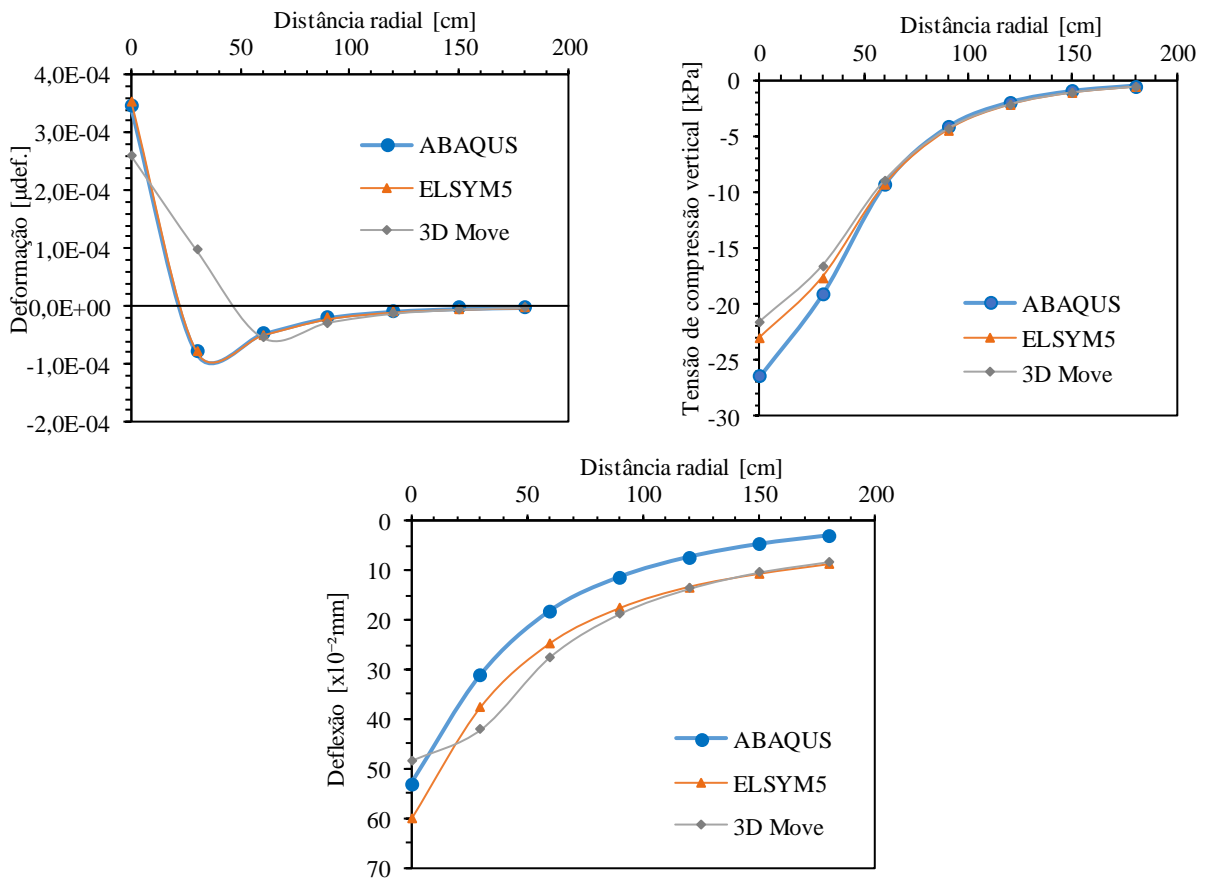


Fig. anexo 2 – Deformação, tensão e deflexão radial: estrutura 2

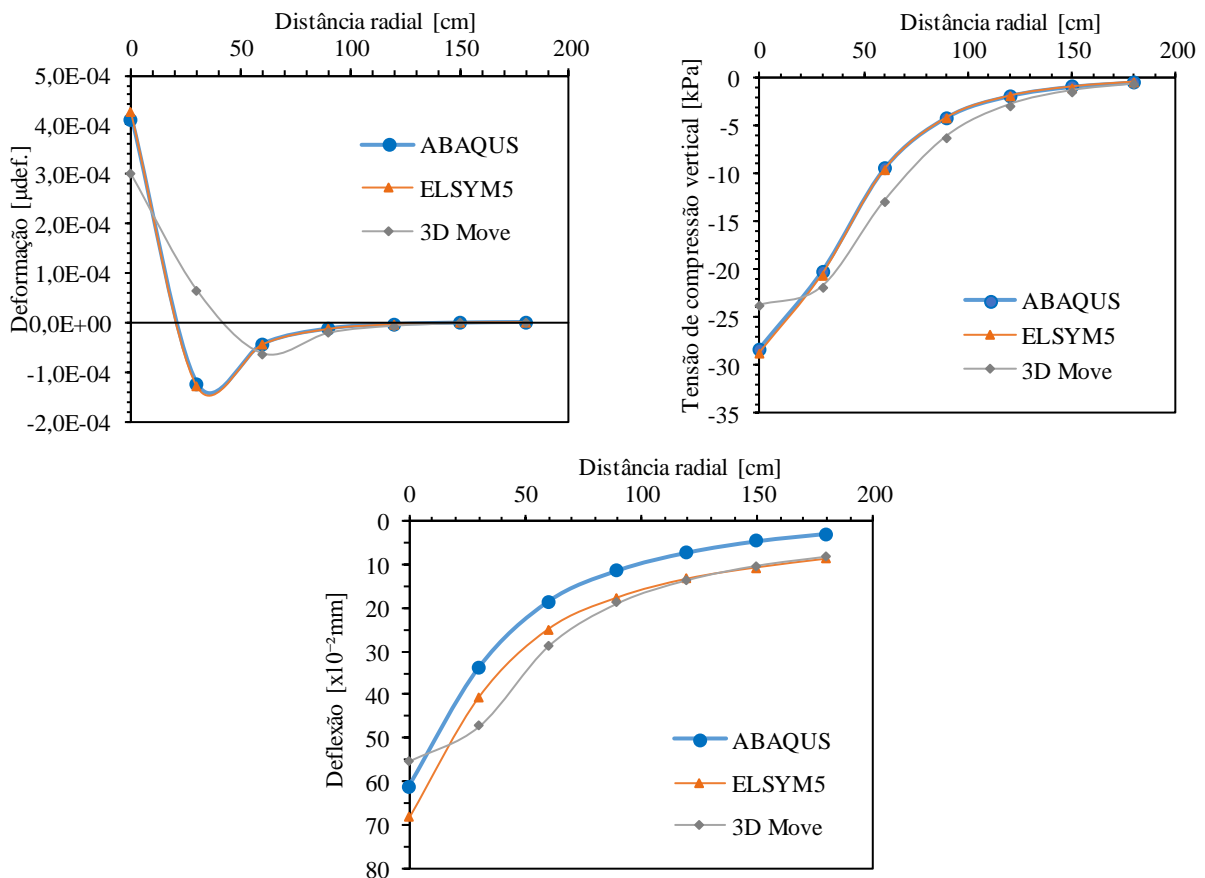


Fig. anexo 3 – Deformação, tensão e deflexão radial: estrutura 3

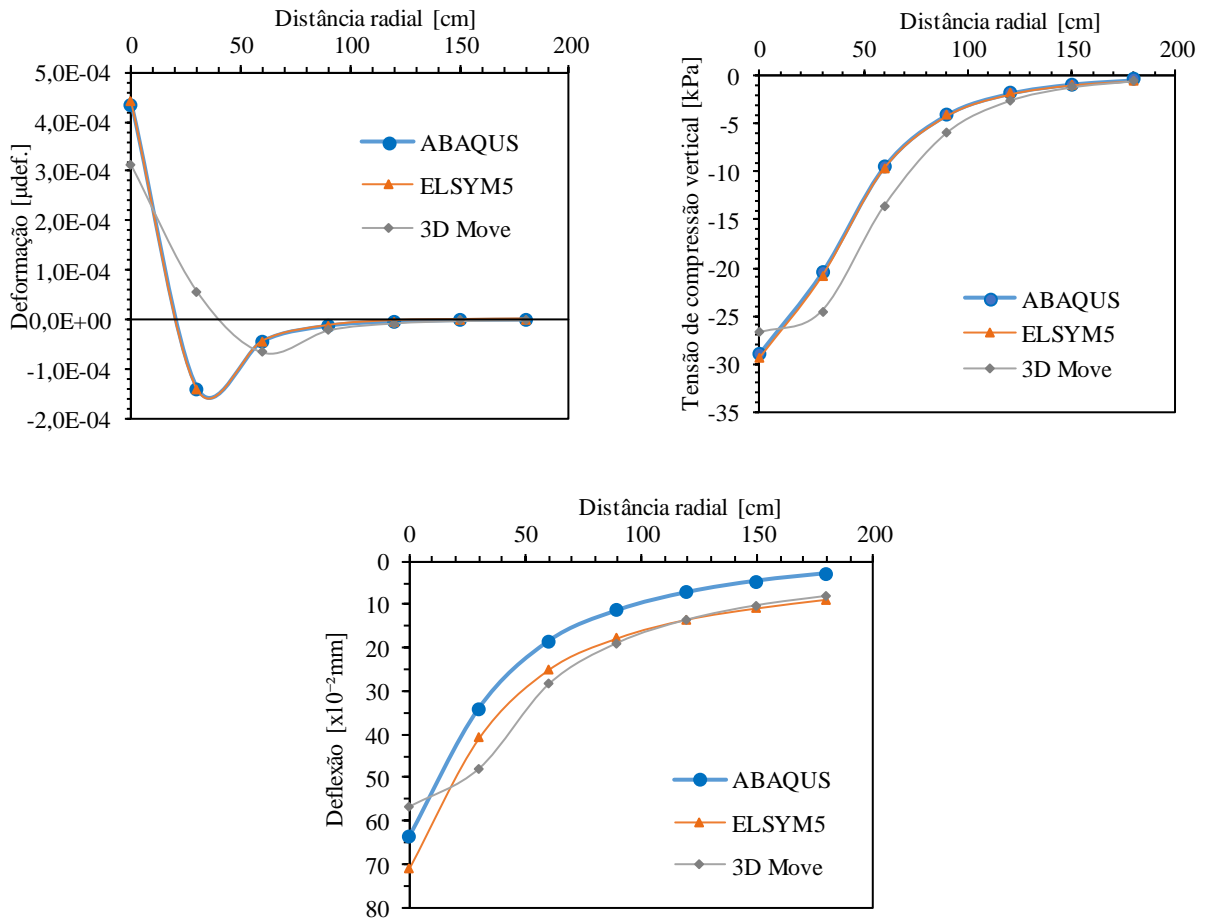


Fig. anexo 4 – Deformação, tensão e deflexão radial: estrutura 4

b) Análise viscoelástica linear

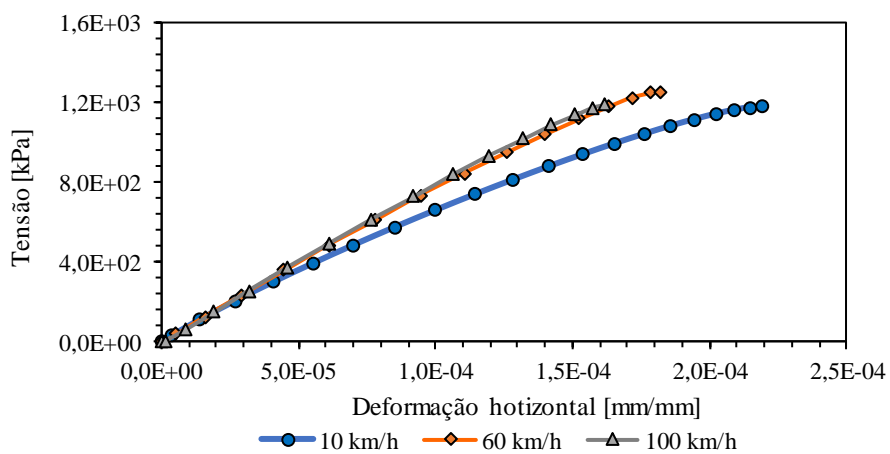


Fig. anexo 5 – Envoltória tensão vs. deformação de tração: estrutura 1

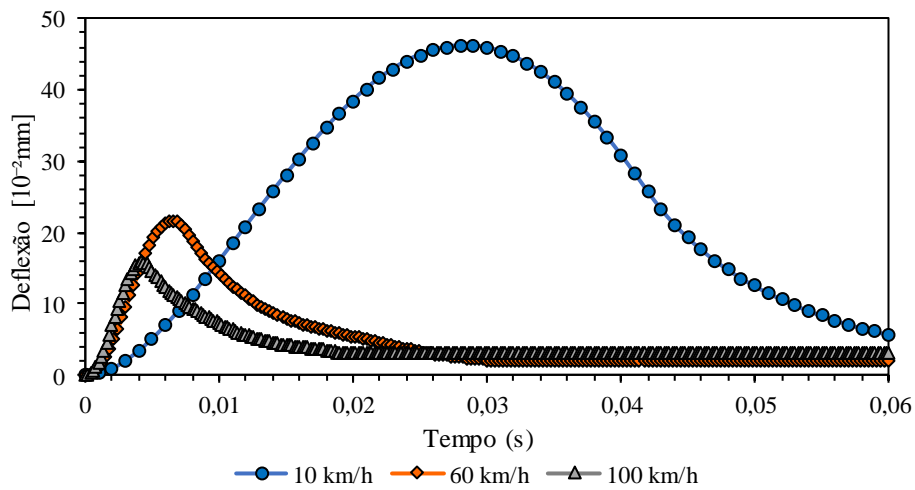


Fig. anexo 6 – Deflexão: estrutura 1

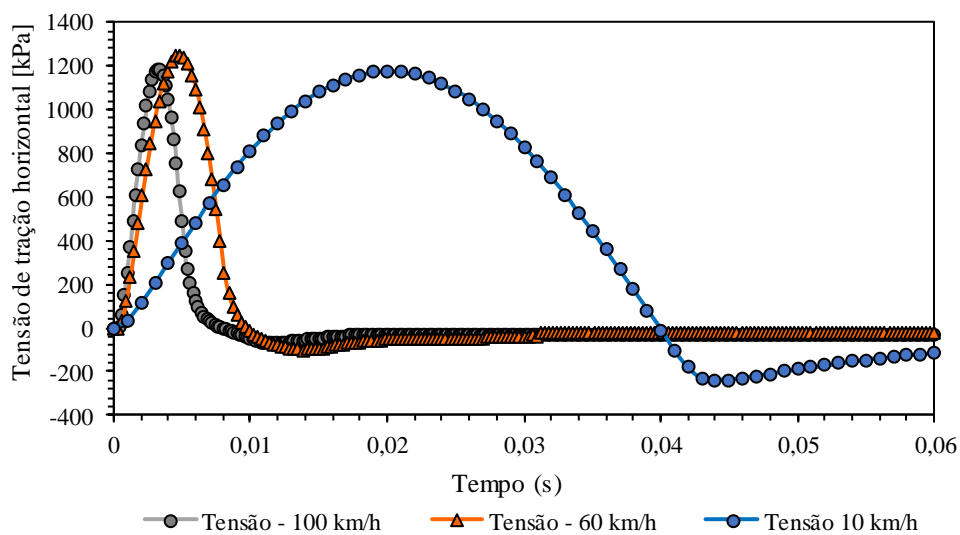


Fig. anexo 7 – Tensão de tração: estrutura 1

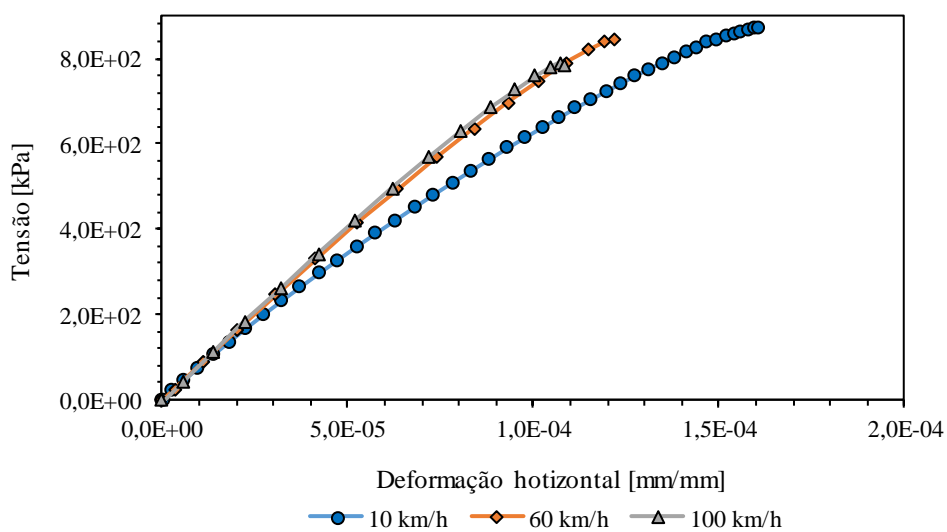


Fig. anexo 8 – Envoltória tensão vs. deformação de tração: estrutura 2

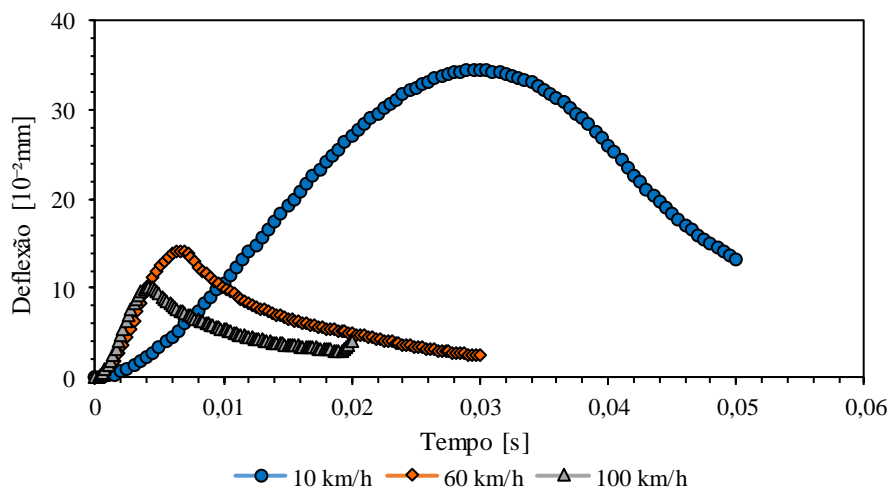


Fig. anexo 9 – Deflexão no tempo: estrutura 2

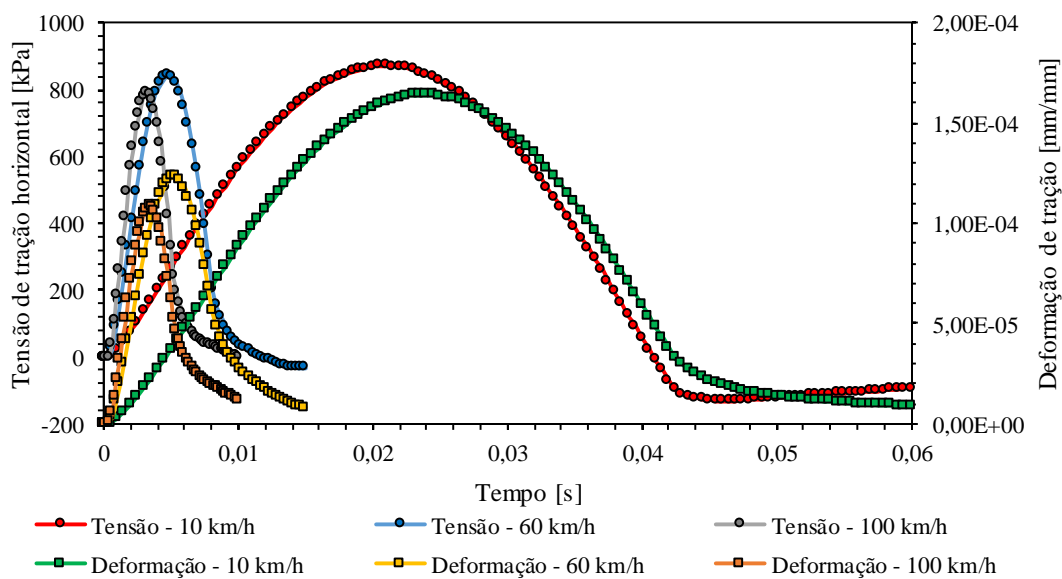


Fig. anexo 10 – Tensão e deformação de tração no tempo: estrutura 2

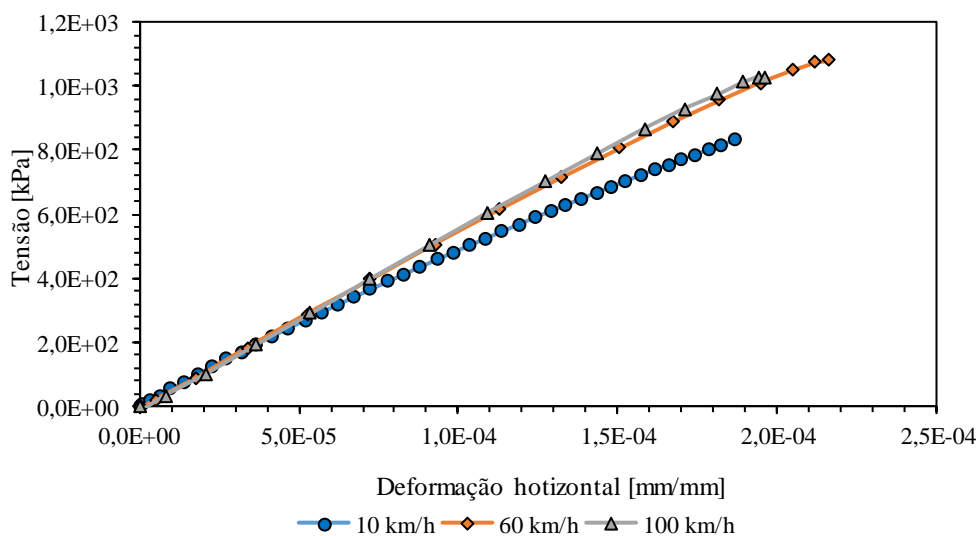


Fig. anexo 11 – Envoltória tensão vs. deformação de tração: estrutura 3

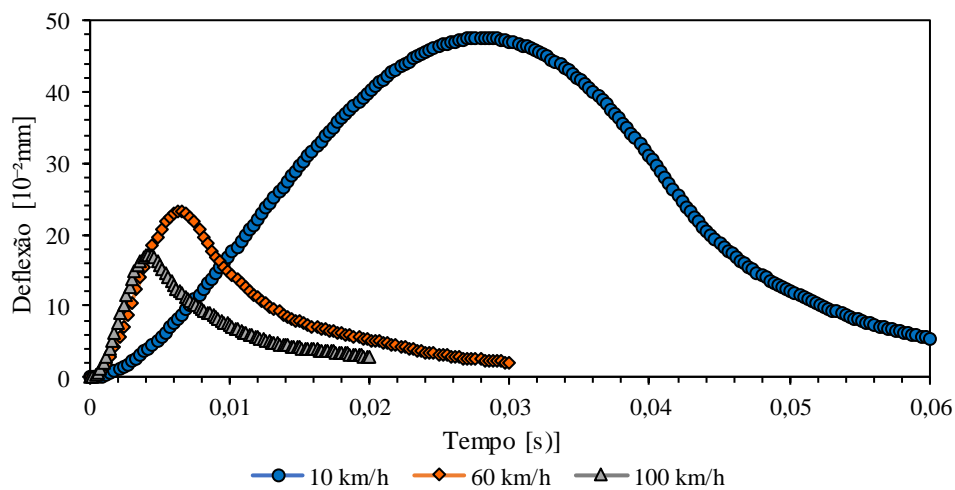


Fig. anexo 12 – Deflexão no tempo: estrutura 3

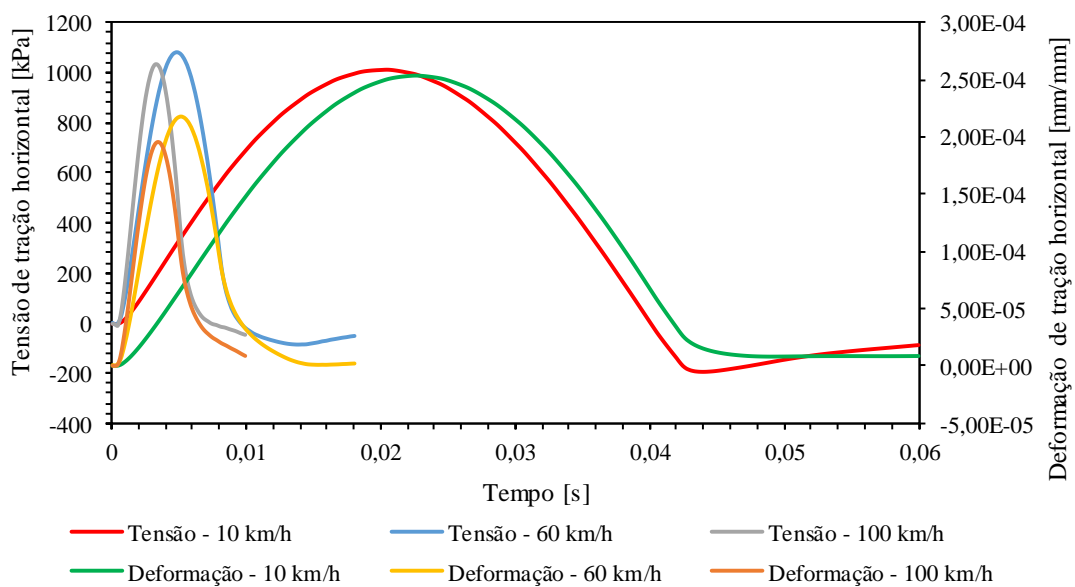


Fig. anexo 13 – Tensão e deformação de tração no tempo: estrutura 3

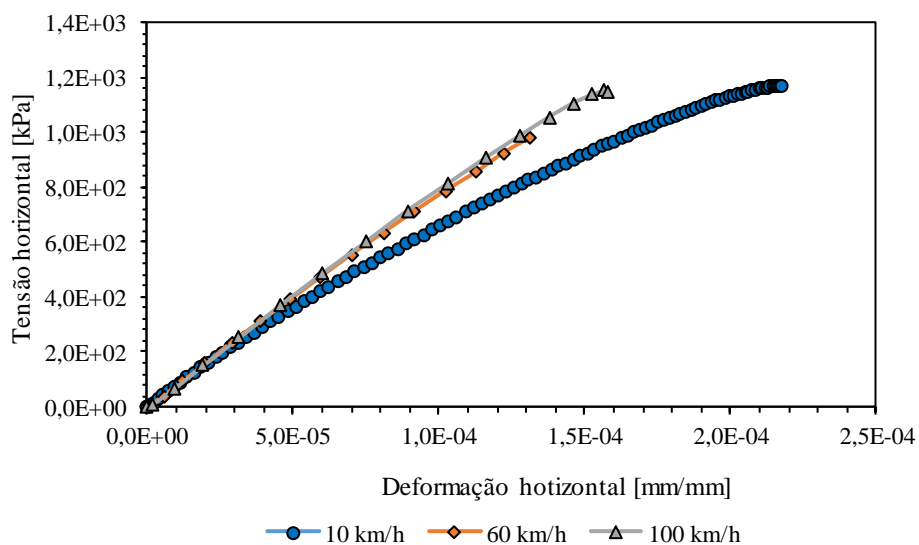


Fig. anexo 14 – Envolvória tensão vs. deformação de tração: estrutura 4

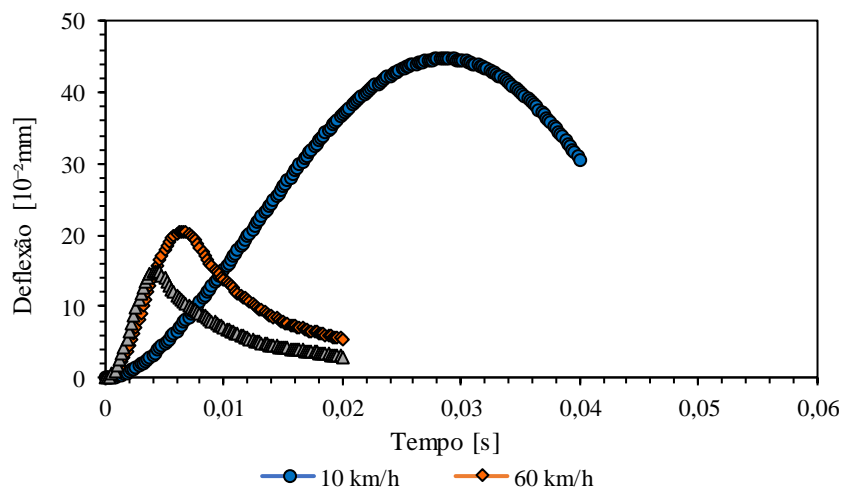


Fig. anexo 15 – Deflexão no tempo: estrutura 4

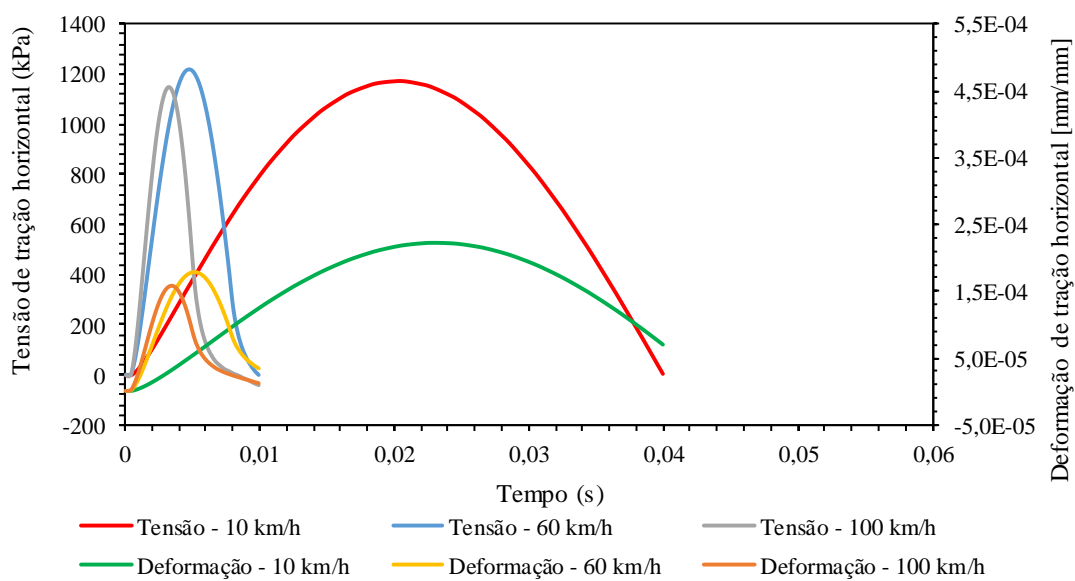


Fig. anexo 16 – Tensão e deformação de tração no tempo: estrutura 3