

SUSCETIBILIDADE DE LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS COM SBS E PPA À DEFORMAÇÃO PERMANENTE: UMA AVALIAÇÃO À LUZ DA EVOLUÇÃO DOS PARÂMETROS DA ESPECIFICAÇÃO SUPERPAVE

Matheus David I. Domingos

Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Departamento Acadêmico de Construção Civil

Adalberto Leandro Faxina

Universidade de São Paulo
Departamento de Engenharia de Transportes

RESUMO

O presente trabalho discorre sobre a avaliação da suscetibilidade de ligantes asfálticos (CAP) preparados com o copolímero de estireno-butadieno-estireno (SBS) e ácido polifosfórico (PPA) à deformação permanente, considerando uma perspectiva histórica desta avaliação e ensaios representativos da consistência, elasticidade e dano no material. As formulações CAP+PPA, CAP+SBS e CAP+SBS+PPA possuem a mesma classificação PG 76-XX e foram submetidos aos experimentos de penetração, ponto de amolecimento, cisalhamento em regime oscilatório entre 52 e 76°C e fluência e recuperação sob tensão múltipla (MSCR) a 64, 70 e 76°C. Em linhas gerais, o CAP+PPA é a formulação menos suscetível à deformação permanente e o CAP+SBS, a mais suscetível. A adição do PPA e a redução do teor de SBS resultaram em incrementos na rigidez e decréscimos na resposta elástica do CAP, ainda que nenhuma das três formulações estudadas possa ser classificada como “alta elasticidade”, independentemente do critério selecionado.

ABSTRACT

The present investigation discusses on the analysis of the susceptibility to rutting of asphalt binders (AC) prepared with styrene-butadiene-styrene (SBS) copolymer and polyphosphoric acid (PPA), by taking into account a historical perspective of such analysis and experiments associated with the consistency, elasticity and damage in the material. The formulations AC+PPA, AC+SBS and AC+SBS+PPA have the same performance grade PG 76-XX and were subjected to penetration, softening point, oscillatory shear between 52 and 76°C and multiple stress creep and recovery (MSCR) at 64, 70 and 76°C. In general, the AC+PPA is the less susceptible material to rutting and the AC+SBS is the most susceptible one. The addition of PPA and the decrease in the SBS content yielded increases in the stiffness of the binder and decreases in its elasticity, even though none of the studied formulations may be ranked as “high elasticity”, regardless of the criterion.

1. INTRODUÇÃO

Juntamente com as trincas por fadiga, a deformação permanente é um mecanismo de ruptura muito comum em pavimentos rodoviários. Quando as camadas subjacentes do pavimento são dimensionadas de forma adequada e a mistura asfáltica é dosada corretamente, este tipo de deformação é mais restrita à camada de revestimento, podendo atingir profundidades entre 1 e 50 mm dependendo da espessura e do tipo de mistura (Brown e Cross, 1992; Prowell *et al.*, 2007). Valores similares têm sido reportados na literatura para seções de teste em pavimentos brasileiros reais, e. g., 1,6 e 6,4 mm no estudo de Bastos *et al.* (2017). Publicações internacionais destacam que deformações permanentes superiores a 12,50 mm no revestimento indicam um grave comprometimento da estrutura do pavimento e, portanto, devem ser evitadas (Choi, 2013).

A deformação permanente em misturas asfálticas pode ser subdividida em duas contribuições predominantes, sendo elas a estrutura pétreo (agregados) e o agente aglutinante (ligante asfáltico ou Cimento Asfáltico de Petróleo – CAP). Também se sugere que o carregamento mais representativo dos pavimentos reais é do tipo “fluência repetida” ou *repeated creep*, i. e., ciclos sucessivos caracterizados por tempos de fluência t_F seguidos de tempos de recuperação t_R (Bahia *et al.*, 2001; Huang, 2004). Correlações elaboradas por Bahia *et al.* (2001) indicam que a contribuição do CAP ao acúmulo de deformação permanente é maior nos primeiros ciclos de *repeated creep* na mistura asfáltica, o que na prática estaria associado às primeiras

aplicações das cargas dos veículos logo após a liberação do pavimento ao tráfego. Por outro lado, o intertravamento dos agregados apresentaria uma maior contribuição a esta deformação permanente da mistura depois de certo número de aplicações de carga, em que as taxas de incremento de deformação na mistura e no CAP tendem a se correlacionar linearmente.

No que concerne à melhoria das propriedades do CAP para redução da deformação permanente na mistura asfáltica, diversas interpretações têm sido abordadas pelos pesquisadores na busca pelas propriedades mais representativas deste tipo de deformação. Inicialmente, o conceito de “resistência à deformação permanente” era fundamentado apenas na *consistência* do material, de modo que CAPs mais consistentes supostamente apresentariam deformações menores no pavimento. Sob este ponto de vista, propriedades como penetração (*PEN*) e ponto de amolecimento ($T_{R\&B}$) foram apresentadas e avaliadas por Dreesen *et al.* (2009) e Sybilski (1996), dentre outros pesquisadores. Nenhuma delas se mostrou promissora, ainda que os dados de $T_{R\&B}$ tenham fornecido correlações melhores com os resultados de deformação permanente em misturas asfálticas que *PEN* em ambos os trabalhos.

Com os avanços dos estudos e a publicação da especificação Superpave® (*Superior Performing Asphalt Pavements*) nos anos 1990, um conceito mais sofisticado de “resistência” e baseado na *elasticidade* do material foi apresentado. Segundo este conceito, um CAP com maior resposta elástica e menor dissipação de energia em ensaios oscilatórios conduzidos no regime de viscoelasticidade linear possuiria uma menor suscetibilidade à deformação permanente no pavimento. Além da proposta de novos equipamentos como o reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) para ensaio do material, de intervalos de temperaturas representativas da ocorrência da deformação permanente no campo (46 a 88°C) e da classificação do CAP em graus de desempenho (PG), propriedades viscoelásticas lineares – módulo complexo G^* e ângulo de fase δ – e parâmetros matemáticos correspondentes como $G^*/\text{sen}\delta$ (Roberts *et al.*, 1996) e o sugerido por Shenoy (2004), vide Equação 1, foram publicados. No entanto, a validade destes parâmetros foi questionada na literatura, conforme revisão feita por Domingos e Faxina (2016), e uma nova perspectiva a respeito da resistência do CAP à deformação permanente foi investigada.

$$G^* \frac{1}{1 - \frac{1}{\tan\delta \times \text{sen}\delta}} \quad (1)$$

Mais recentemente, a avaliação do *dano* foi introduzida no conceito da “resistência” do CAP. Segundo esta ótica, um ligante asfáltico é menos suscetível ao acúmulo de deformação permanente quando a extensão do dano na amostra for menor e isto se refletir nos parâmetros reológicos do material. Neste período, havia certo consenso entre os pesquisadores de que a melhor maneira de se obterem parâmetros de deformação permanente mais confiáveis seria a realização de ensaios de *repeated creep* e na faixa de viscoelasticidade não-linear do CAP (Domingos e Faxina, 2016). Como uma consequência destas evoluções, um novo ensaio designado como MSCR – *multiple stress creep and recovery* – foi apresentado nos EUA, juntamente com parâmetros representativos do nível de elasticidade e da suscetibilidade do CAP à deformação permanente. O primeiro é definido como percentual de recuperação (*R*) e o segundo, definido como compliância não-recuperável (J_{nr}). Um parâmetro adicional designado como diferença percentual entre compliâncias ($J_{nr,diff}$) e calculado segundo a Equação 2 também foi apresentado (Anderson *et al.*, 2010; D’Angelo *et al.*, 2007), sendo J_{nr100} e J_{nr3200} as compliâncias não-recuperáveis obtidas nas tensões de 100 e 3.200 Pa, respectivamente.

$$J_{nr,diff}(\%) = \frac{J_{nr3200} - J_{nr100}}{J_{nr100}} \times 100 \quad (2)$$

Embora boas correlações entre os dados do MSCR e das misturas asfálticas tenham sido reportadas em pesquisas laboratoriais (D'Angelo *et al.*, 2007; Dreessen *et al.*, 2009; DuBois *et al.*, 2014; Saboo e Kumar, 2016) e de campo (D'Angelo, 2009; D'Angelo *et al.*, 2007), problemas a respeito das tensões de 100 e 3.200 Pa padronizadas pelas normas D7405 da ASTM e T350 da AASHTO, do parâmetro $J_{nr, diff}$ e da avaliação do nível de elasticidade do CAP – dentre outros – têm sido debatidos entre os pesquisadores. No caso das tensões, valores mais elevados como 10.000 Pa (Golalipour *et al.*, 2017) e 12.800 Pa (Wasage *et al.*, 2011) têm fornecido correlações melhores com as deformações permanentes nas misturas asfálticas. Com relação ao parâmetro $J_{nr, diff}$, uma alternativa proposta por Stempihar *et al.* (2018) é dada pela Equação 3, em que $J_{nr, slope}$ é a declividade percentual da compliância não-recuperável entre 100 e 3.200 Pa. Este parâmetro mostrou avanços significativos nas correlações com os dados das misturas em relação a $J_{nr, diff}$, ainda segundo Stempihar *et al.* (2018). Finalmente, a curva de avaliação do nível de elasticidade do CAP padronizada segundo a norma M 332 da AASHTO (AASHTO, 2014a) também tem recebido propostas de modificação por Anderson (2014) e Salim *et al.* (2019).

$$J_{nr, slope}(\%) = \frac{J_{nr3200} - J_{nr100}}{3,1} \times 100 \quad (3)$$

1.1. Motivação e objetivos

Tendo em vista os diferentes posicionamentos na literatura acerca da suscetibilidade de ligantes asfálticos – especialmente os modificados – à deformação permanente e as evoluções dos ensaios laboratoriais para determinação das propriedades correlatas, torna-se interessante uma avaliação detalhada das alterações nas interpretações desta suscetibilidade segundo os pontos de vista supracitados. Em uma análise dos resultados de outras pesquisas (Hajikarimi *et al.*, 2015; Saboo e Kumar, 2016), as seguintes limitações podem ser destacadas: (a) as avaliações da elasticidade e do nível de sensibilidade à tensão de ligantes asfálticos modificados segundo critérios não atualizados das normas do MSCR e sugeridos recentemente na literatura; e (b) a não manutenção do grau PG em temperaturas altas para todas as formulações, o que dificulta uma investigação mais específica acerca das alterações dos comportamentos dos ligantes asfálticos para este grau PG escolhido. Outras publicações indicam que tais comportamentos podem variar significativamente de um modificador para outro, tanto na escala da mistura asfáltica quanto do CAP (Domingos, 2017; Golalipour *et al.*, 2017).

Neste contexto, o objetivo principal do estudo consiste na avaliação da suscetibilidade de ligantes asfálticos modificados com o copolímero de estireno-butadieno-estireno (SBS) e ácido polifosfórico (PPA) à deformação permanente, além de uma comparação entre os resultados de ensaios laboratoriais representativos de consistência, elasticidade e dano no CAP. A escolha pelo SBS se deve à sua grande aplicação nos pavimentos rodoviários brasileiros. Os objetivos secundários a seguir também podem ser listados:

- verificação das alterações nos ordenamentos das formulações, da menos suscetível para a mais suscetível ao acúmulo de deformação permanente, com o tipo de ensaio e a interpretação da resistência do material a esta deformação; e
- avaliação dos níveis de elasticidade dos ligantes asfálticos modificados segundo as curvas de elasticidade padronizadas pela AASHTO e modificadas em trabalhos mais recentes.

2. DELINEAMENTO EXPERIMENTAL

Um CAP classificado como 50/70 na especificação brasileira por penetração e como PG 64-22 na Tabela 3 do Superpave® (AASHTO, 2009) foi selecionado como material de base. Este CAP foi fornecido pela Lubnor-Petrobras (Fortaleza-CE) e possui um grau PG contínuo de 66,3°C. O

copolímero linear tri-bloco SBS D1101 possui um teor de poliestireno de 31% e foi fornecido pela Kraton Performance Polymers Inc. O PPA foi fornecido pela Innophos Inc. segundo a designação Innovalt[®] E200. Sabe-se que o PPA pode atuar como um agente catalisador das reações entre o CAP e o modificador polimérico por meio de uma ação sinérgica entre ambos, melhorando as propriedades de resistência e elasticidade da formulação original e aumentando a eficiência do processo de modificação. Este modificador também pode atuar no sentido de aumentar a rigidez do CAP em temperaturas altas (D'Angelo, 2012; D'Angelo e Dongré, 2009; Fee *et al.*, 2010; Lesueur, 2009). A Tabela 1 resume os dados técnicos e as classificações das formulações CAP+PPA, CAP+SBS e CAP+SBS+PPA preparadas na pesquisa. Os asfaltos modificados foram formulados de maneira que os materiais na condição virgem apresentem o valor de 1,0 kPa a 76°C para o parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$.

Tabela 1: Quantitativos de materiais, variáveis de processamento, graus PG contínuos e classificações Superpave[®] das formulações estudadas

Variável ou parâmetro	Unidade	CAP+PPA ^c	CAP+SBS ^b	CAP+SBS+PPA ^b
classificação ^d Superpave [®]	-	PG 64E-XX	PG 64V-XX	PG 64V-XX
teor de CAP	% em massa	98,0	95,3	96,0
teor de SBS	% em massa	-	4,7	3,4
teor de PPA	% em massa	2,0	-	0,6
grau PG contínuo	°C	77,8	78,0	76,9
tempo de mistura	min	30	120	120 ^a
temperatura de mistura	°C	130	180	180
velocidade de agitação	rpm	300	4.000	4.000

^a o PPA foi adicionado à formulação CAP+SBS após um tempo de mistura de 60 min.

^b formulações preparadas em um misturador de alto cisalhamento Silverson L5M-A.

^c formulações preparadas em um misturador de baixo cisalhamento Fisatom 722D.

^d classificação obtida segundo a Tabela 3 do Superpave[®] (AASHTO, 2009).

O envelhecimento a curto prazo foi simulado no ensaio da estufa de filme fino rotativo (RTFOT), padronizado segundo a norma D2872 (ASTM, 2004). O Superpave[®] sugere que este nível de envelhecimento é o que reproduz a condição mais propensa ao acúmulo de deformação permanente nos pavimentos, sendo, portanto, o escolhido como referencial para a condução de todos os ensaios laboratoriais. Tais ensaios e parâmetros correspondentes estão resumidos na Tabela 2, juntamente com as respectivas faixas de temperatura. É importante destacar que, no caso do MSCR, as temperaturas escolhidas pertencem aos intervalos comumente encontrados nos pavimentos brasileiros (Cunha *et al.*, 2007; Fontes *et al.*, 2010), além do próprio grau PG das formulações. Por sua vez, as temperaturas usadas nos ensaios em regime oscilatório de cisalhamento foram baseadas nos valores preconizados pelo Superpave[®] (AASHTO, 2009).

Um DSR modelo AR-2000ex foi usado para a realização dos experimentos em regime oscilatório (ASTM, 2008) e MSCR (AASHTO, 2014b). Ao menos duas réplicas por formulação foram ensaiadas em cada protocolo, sendo os resultados finais calculados pela média aritmética simples dos valores individuais das amostras. Os dados coletados em regime oscilatório de cisalhamento também possibilitaram os cálculos do parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ e o de Shenoy (2004) em todas as temperaturas, vide Equação 1. A penetração (ASTM, 2006a) e o ponto de amolecimento (ASTM, 2006b) dos ligantes asfálticos foram determinados em um penetrômetro universal Solotest e em um dispositivo automático RB 36-5G, respectivamente, e os valores finais se referem à média aritmética simples de ao menos quatro réplicas por formulação para ambos os ensaios.

Tabela 2: Ensaio em ligantes asfálticos e seus respectivos parâmetros normativos e aplicações

Ensaio	Temperaturas	Propriedade ou parâmetro	Aplicações
penetração	25°C	penetração (<i>PEN</i>), em dmm	estimativa da consistência da formulação
ponto de amolecimento	-	ponto de amolecimento ($T_{R\&B}$), em °C	estimativa da consistência da formulação
cisalhamento em regime oscilatório	52, 58, 64, 70 e 76°C	módulo complexo (G^*), em kPa, e ângulo de fase (δ), em graus, e parâmetros matemáticos $G^*/\text{sen}\delta$ e de Shenoy (2004) ^a	estimativas de rigidez (G^*) e elasticidade (δ) da formulação e suscetibilidade à deformação permanente (parâmetros)
MSCR	64, 70 e 76°C	recuperação (R), em porcentagem, compliância não-recuperável (J_{nr}), em kPa^{-1} , e diferença entre compliâncias ($J_{nr,diff}$), em porcentagem	estimativas de rigidez (J_{nr}), elasticidade (R) e suscetibilidade ao incremento da tensão ($J_{nr,diff}$)

^apor conta do delineamento dos experimentos, apenas os parâmetros matemáticos são reportados no estudo.

É importante ressaltar que, no caso dos dados dos ensaios MSCR (AASHTO, 2014b), outros parâmetros como a declividade percentual $J_{nr,slope}$ (Equação 3) também foram selecionados. A análise do nível de elasticidade das formulações foi feita não apenas segundo a curva preconizada pela norma M 332 (AASHTO, 2014a), mas igualmente segundo as propostas de alterações feitas por outros pesquisadores (Anderson, 2014; Salim *et al.*, 2019). De uma forma simplificada, os ordenamentos dos ligantes asfálticos quanto à sua suscetibilidade à deformação permanente seguiram a sequência numérica de 1 (melhor avaliação) a 4 (pior avaliação). Materiais menos suscetíveis à deformação permanente – e, portanto, com melhores posições no ordenamento – possuem valores mais baixos para PEN , J_{nr} , $J_{nr,diff}$ e $J_{nr,slope}$ e mais elevados para $T_{R\&B}$, $G^*/\text{sen}\delta$, R e o parâmetro de Shenoy (2004). Ao final, um valor único e referente à média aritmética simples de todos os ordenamentos individuais do ligante asfáltico foi obtido e comparado com os valores dos outros materiais, em um processo similar ao adotado por Domingos (2017).

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Consistência, rigidez e elasticidade dos ligantes asfálticos

A Tabela 3 destaca os resultados dos ensaios associados à consistência (penetração e ponto de amolecimento), bem como à rigidez e à elasticidade do CAP (cisalhamento em regime oscilatório). O aumento da resistência do CAP à deformação permanente após as modificações com PPA, SBS e SBS+PPA é visível em todos os ensaios, especialmente para o CAP+PPA e o CAP+SBS+PPA. No entanto, os quantitativos destes aumentos e os ordenamentos relativos dos materiais não são semelhantes em todos os casos, à exceção do CAP 50/70. Em geral, o CAP+PPA é a formulação com maior resistência à deformação permanente e o CAP+SBS, a formulação com a menor resistência.

Como citado anteriormente, o uso do PPA juntamente com um polímero na modificação do CAP pode acarretar melhorias nas propriedades da formulação. Isto se verificou empiricamente na pesquisa e para todos os dados coletados em regime oscilatório de cisalhamento, uma vez que o CAP+SBS+PPA registrou aumentos de 44 a 57% no parâmetro $G^*/\text{sen}\delta$ e aumentos de 49 a 75% no parâmetro de Shenoy (2004) em relação ao CAP+SBS. Também se verificou uma

redução de 10,3% na penetração do CAP+SBS+PPA em relação à do CAP+SBS. Por outro lado, não foram observadas diferenças nos ordenamentos dos ligantes asfálticos com base nos parâmetros $G^*/sen\delta$ e de Shenoy (2004), apenas variações de 4 a 95% nos valores numéricos destes mesmos parâmetros. É possível que tais incrementos sejam atribuídos a um maior impacto da elasticidade do CAP (δ) no parâmetro de Shenoy (2004) em relação a $G^*/sen\delta$ – sobretudo nas temperaturas de até 64°C – ou a um incremento na rigidez do CAP (G^*) pela presença do PPA na formulação, ou mesmo ambos.

Tabela 3: Resultados dos experimentos representativos da consistência, rigidez e elasticidade dos ligantes asfálticos e respectivos ordenamentos

Parâmetro ^{b, c}	Resultados por formulação ^a			
	CAP 50/70	CAP+PPA	CAP+SBS	CAP+SBS+PPA
<i>PEN</i> (dmm)	30,0 (4)	22,0 (1)	29,0 (3)	26,0 (2)
<i>T_{R&B}</i> (°C)	53,3 (4)	65,5 (2)	68,1 (1)	63,1 (3)
$G^*/sen\delta$, kPa (52°C)	17,69 (4)	65,76 (1)	31,14 (3)	48,87 (2)
$G^*/sen\delta$, kPa (58°C)	7,07 (4)	29,51 (1)	14,36 (3)	22,38 (2)
$G^*/sen\delta$, kPa (64°C)	2,98 (4)	13,55 (1)	6,77 (3)	10,31 (2)
$G^*/sen\delta$, kPa (70°C)	1,33 (4)	6,42 (1)	3,26 (3)	4,82 (2)
$G^*/sen\delta$, kPa (76°C)	0,62 (4)	3,13 (1)	1,63 (3)	2,36 (2)
Shenoy, kPa (52°C)	21,23 (4)	128,06 (1)	48,74 (3)	85,05 (2)
Shenoy, kPa (58°C)	8,10 (4)	53,31 (1)	21,02 (3)	35,34 (2)
Shenoy, kPa (64°C)	3,30 (4)	22,16 (1)	9,00 (3)	14,46 (2)
Shenoy, kPa (70°C)	1,42 (4)	9,59 (1)	4,03 (3)	6,23 (2)
Shenoy, kPa (76°C)	0,65 (4)	4,29 (1)	1,93 (3)	2,88 (2)

^a números entre parênteses = ordenamento decrescente em relação à suscetibilidade à deformação permanente (materiais menos suscetíveis ocupam as primeiras posições).

Em um contexto geral (i. e., ordenamento médio), o CAP+PPA é a formulação menos suscetível à deformação permanente segundo os pontos de vista de consistência e elasticidade dos ligantes asfálticos (1,08), seguido pelo CAP+SBS+PPA (2,08), pelo CAP+SBS (2,83) e finalmente pelo CAP 50/70 (4,00). Esta menor suscetibilidade do CAP+SBS à deformação em relação ao CAP+PPA e ao CAP+SBS+PPA impactaria até mesmo a sua classificação PG segundo os critérios originais da especificação Superpave[®], i. e., valor mínimo de 2,20 kPa para $G^*/sen\delta$ na condição envelhecida a curto prazo (Roberts *et al.*, 1996). Como implícito na Tabela 3, esta classificação do CAP+SBS seria reduzida para PG 70-XX nos critérios originais do Superpave[®], não havendo qualquer alteração nas classificações dos outros materiais.

3.2. Dano e elasticidade dos ligantes asfálticos (MSCR)

A Tabela 4 apresenta os percentuais de recuperação R e as compliâncias não-recuperáveis J_{nr} dos materiais, bem como os respectivos parâmetros de sensibilidade à tensão $J_{nr,diff}$ e $J_{nr,slope}$ e os ordenamentos quanto à suscetibilidade à deformação permanente. Os valores de R tipicamente oscilam entre 12 e 53% para os ligantes asfálticos modificados, sendo nulos para o CAP 50/70. As recuperações são maiores para o CAP+SBS em todas as temperaturas e níveis de tensão e geralmente menores para o CAP+PPA, com o CAP+SBS+PPA mostrando recuperações intermediárias. Ainda que a elasticidade do CAP não tenha um impacto direto na redução da suscetibilidade da mistura asfáltica à deformação permanente, tendo em vista o efeito predominante de outras variáveis como, por exemplo, os agregados minerais, sua contribuição não pode ser de todo negligenciada (Golalipour, 2011).

Tabela 4: Resultados dos ensaios MSCR e de sensibilidade à tensão e respectivos ordenamentos

Parâmetro ^b	Valores numéricos por formulação e ordenamentos ^c			
	CAP 50/70	CAP+PPA	CAP+SBS	CAP+SBS+PPA
$R, 64^{\circ}\text{C}^{\text{a}}$	0,0 (0,0) [4] {4}	33,8 (21,4) [3] {2}	52,6 (24,7) [1] {1}	46,3 (20,6) [2] {3}
$R, 70^{\circ}\text{C}^{\text{a}}$	0,0 (0,0) [4] {4}	20,8 (5,4) [3] {3}	52,3 (19,8) [1] {1}	42,2 (14,3) [2] {2}
$R, 76^{\circ}\text{C}^{\text{a}}$	0,0 (0,0) [4] {3}	12,0 (0,0) [3] {3}	40,3 (8,1) [1] {1}	30,0 (6,3) [2] {2}
$J_{nr}, 64^{\circ}\text{C}^{\text{a}}$	3,214 (3,352) [4] {4}	0,335 (0,416) [1] {1}	0,579 (0,997) [3] {3}	0,401 (0,634) [2] {2}
$J_{nr}, 70^{\circ}\text{C}^{\text{a}}$	7,488 (7,825) [4] {4}	0,906 (1,223) [1] {1}	1,240 (2,347) [3] {3}	0,971 (1,604) [2] {2}
$J_{nr}, 76^{\circ}\text{C}^{\text{a}}$	15,851 (16,648) [4] {4}	2,205 (3,148) [1] {1}	3,142 (5,703) [3] {3}	2,533 (3,920) [2] {2}
$J_{nr,diff}, 64^{\circ}\text{C}$	4,3 (1)	24,4 (2)	72,0 (4)	53,0 (3)
$J_{nr,diff}, 70^{\circ}\text{C}$	4,5 (1)	35,1 (2)	89,2 (4)	62,1 (3)
$J_{nr,diff}, 76^{\circ}\text{C}$	5,0 (1)	42,8 (2)	81,5 (4)	80,0 (3)
$J_{nr,slope}, 64^{\circ}\text{C}$	4,5 (2)	2,6 (1)	13,5 (4)	7,5 (3)
$J_{nr,slope}, 70^{\circ}\text{C}$	10,9 (2)	10,2 (1)	35,7 (4)	20,4 (3)
$J_{nr,slope}, 76^{\circ}\text{C}$	25,7 (1)	30,4 (2)	82,6 (4)	44,7 (3)

^a resultado a 100 Pa (resultado a 3.200 Pa) [ordenamento a 100 Pa] {ordenamento a 3.200 Pa}.

^b R = percentual de recuperação (%); J_{nr} = compliância não-recuperável (kPa^{-1}); $J_{nr,diff}$ = diferença percentual entre compliâncias (%); $J_{nr,slope}$ = declividade percentual entre compliâncias (%).

^c ordenamentos decrescentes em relação à suscetibilidade à deformação permanente, ou seja, os materiais que deformam menos ocupam as primeiras posições.

Embora a recuperação do CAP+SBS+PPA tenha resultado maior que a do CAP+PPA em praticamente todas as condições de realização do ensaio MSCR, ela é menor que a do CAP+SBS. Em outras palavras, a combinação do SBS com PPA na formulação CAP+SBS+PPA não acarretou aumento da recuperação do ligante asfáltico, mas sim reduções de 11 a 28% no parâmetro R , dependendo da temperatura e do nível de tensão. Isto sugere uma compatibilidade limitada entre o modificador polimérico e o CAP, o que também se verificou em outras pesquisas na escala do ligante asfáltico (Bennert e Martin, 2012; D'Angelo e Dongré, 2009). A literatura sugere ainda que o SBS deve ter um teor elevado de butadieno – entre 60 e 70% – para ser compatível com o CAP (Becker *et al.*, 2001) e que o uso de outros agentes compatibilizantes no CAP+SBS, tais como o enxofre, podem acarretar respostas elásticas muito maiores no MSCR (Cuciniello *et al.*, 2019). Portanto, os efeitos causados pela incorporação do PPA ao CAP+SBS e pela redução do teor de SBS nos parâmetros coletados em regime oscilatório de cisalhamento (Tabela 3) se referem majoritariamente ao aumento da rigidez do CAP. É conveniente destacar, a esta altura, que o objetivo da pesquisa não era encontrar a formulação (ou combinação de aditivos) mais adequada para um asfalto modificado com SBS, mas sim observar os efeitos isolados dos modificadores e a combinação do copolímero SBS com o PPA.

Com relação às compliâncias não-recuperáveis, o efeito observado nas formulações com PPA, SBS e SBS+PPA é o oposto dos percentuais de recuperação, i. e., o CAP+PPA é o material com a menor suscetibilidade à deformação permanente (menores valores de J_{nr}), seguido pelo CAP+SBS+PPA e, finalmente, pelo CAP+SBS. Sendo o parâmetro J_{nr} um indicativo do nível de rigidez do ligante asfáltico, o efeito provocado pela adição do PPA nas formulações está em concordância com a literatura científica (D'Angelo, 2012; Fee *et al.*, 2010). Enquanto as compliâncias do CAP+PPA não superam os $3,2 \text{ kPa}^{-1}$ em qualquer temperatura e nível de tensão,

os valores do CAP+SBS e do CAP+SBS+PPA facilmente superam os 2,5 e 2,0 kPa⁻¹ em condições mais críticas de ensaio, respectivamente. É importante ressaltar que, apesar dos dados promissores do CAP+PPA na escala do ligante asfáltico, o mesmo pode não ser verificado na escala da mistura asfáltica (Domingos, 2017; Tabatabaee e Teymourpour, 2010).

A especificação M 332 (AASHTO, 2014a) atribui os níveis de tráfego mais apropriados aos ligantes asfálticos em função dos seus valores de J_{nr} nas temperaturas altas dos pavimentos. Estes níveis são designados pelas letras S (tráfego padrão ou *standard*), H (tráfego pesado ou *heavy*), V (tráfego muito pesado ou *very heavy*) e E (tráfego extremamente pesado ou *extremely heavy*) e têm os valores limites de 4,5, 2, 1 e 0,5 kPa⁻¹ para J_{nr} a 3.200 Pa, respectivamente. A Tabela 5 resume estes níveis de tráfego para o CAP+PPA, o CAP+SBS e o CAP+SBS+PPA nas temperaturas altas consideradas na pesquisa. Tomando por base o estudo de Cunha *et al.* (2007), em que foram indicados os graus de desempenho 64 e 70, tendo em vista as temperaturas máximas dos pavimentos brasileiros, observa-se que os quatro asfaltos atendem pelo menos à classe de tráfego mais baixa (S) a 64°C e que somente os asfaltos modificados atendem pelo menos à classe S a 70°C. Os asfaltos modificados se destacam por se adequarem a classes mais pesadas de tráfego, tais como E (CAP+PPA) e V (CAP+SBS e CAP+SBS+PPA) a 64°C e S (CAP+SBS) e H (CAP+PPA e CAP+SBS+PPA) a 70°C. Na hipótese de a temperatura do pavimento chegar a 76°C, apenas o CAP+PPA e o CAP+PPA+SBS atenderiam à classe S.

Tabela 5: Níveis de tráfego mais apropriados aos ligantes asfálticos (AASHTO, 2014a)

Temperatura (°C)	Definição dos níveis de tráfego ^a			
	CAP 50/70	CAP+PPA	CAP+SBS	CAP+SBS+PPA
64	S	E	V	V
70	-	H	S	H
76	-	S	-	S

^a S = tráfego padrão; H = tráfego pesado; V = tráfego muito pesado; E = tráfego extremamente pesado.

Em termos da sensibilidade dos ligantes asfálticos ao incremento do nível de tensão de 100 para 3.200 Pa, a Tabela 3 do Superpave[®] (AASHTO, 2009) estipula um valor máximo de $J_{nr,diff}$ igual a 75% para controlar o incremento da suscetibilidade do CAP à deformação permanente sob condições inesperadas de temperatura ou de carregamento, ou mesmo ambas (Anderson *et al.*, 2010). Apesar de não estar adequadamente documentado na literatura, o estabelecimento deste valor limite para $J_{nr,diff}$ como um fator de segurança tem trazido vários problemas aos produtores de ligantes asfálticos modificados. Estes produtores vendem formulações que atendem a vários critérios do Superpave[®] e apresentam bom desempenho em campo, mas dificilmente conseguem respeitar as exigências de $J_{nr,diff}$, especialmente quando o CAP é adequado a tráfegos extremamente pesados (Stempihar *et al.*, 2018). O parâmetro $J_{nr,diff}$ também não apresenta boas correlações com dados de deformação permanente em misturas asfálticas, conforme relatado por Stempihar *et al.* (2018) e White (2017). Neste aspecto, sugestões como o uso do parâmetro $J_{nr,slope}$ (Stempihar *et al.*, 2018) e a desconsideração do critério de $J_{nr,diff}$ quando J_{nr} não supera 0,5 kPa⁻¹ a 3.200 Pa (White, 2017) têm sido destacadas como soluções para o problema.

Os dados resumidos na Tabela 4 apontam que, ao se assumir o valor limite de $J_{nr,diff} = 75\%$, o CAP+SBS não estaria de acordo com este critério a 70 e 76°C, bem como o CAP+SBS+PPA a 76°C. Já na temperatura de 64°C, todos os asfaltos atenderiam a este critério. Ainda segundo os resultados de $J_{nr,diff}$, o CAP+PPA é a formulação menos suscetível ao incremento da tensão (valores entre 24 e 43%), seguido pelo CAP+SBS+PPA (valores entre 53 e 80%) e pelo

CAP+SBS (valores entre 72 e 90%). O parâmetro $J_{nr,slope}$ forneceu resultados de 28 a 90% menores que os correspondentes para $J_{nr,diff}$ para todas as formulações estudadas e em praticamente todas as condições de ensaio, não superando os 31% para o CAP+PPA, 82% para o CAP+SBS e 80% para o CAP+SBS+PPA. À luz dos resultados do parâmetro $J_{nr,slope}$, o CAP+PPA seria enquadrado como a formulação menos suscetível ao incremento da tensão, seguida pelo CAP+SBS+PPA e pelo CAP+SBS. Os dados do CAP+PPA também se mostraram comparáveis aos do CAP 50/70 no caso do $J_{nr,slope}$, o que não ocorreu para o $J_{nr,diff}$.

A avaliação do nível de elasticidade dos ligantes asfálticos foi feita segundo três critérios, vide Figura 1: (a) a curva original definida pela norma M 332 da AASHTO (AASHTO, 2014a); (b) a sugestão de mudança feita por Anderson (2014); e (c) a proposta feita por Salim *et al.* (2019). Nenhuma das formulações se situa na zona de alta elasticidade, independentemente do critério e da curva adotada. Para o CAP+SBS e o CAP+SBS+PPA, isto se traduz em uma modificação polimérica que aumentou o nível de elasticidade do ligante asfáltico puro, mas fatores como a insuficiência do teor de polímero, um possível grau de incompatibilidade entre o polímero e o CAP e a escolha de um agente compatibilizante que não se mostrou apropriado – em termos do fortalecimento e da ampliação das redes poliméricas na matriz do CAP – podem ter limitado o alcance do resultado final. No caso do PPA de forma isolada, é sabido que sua incorporação ao CAP não acarreta um aumento expressivo da elasticidade do material (Bennert e Martin, 2012).

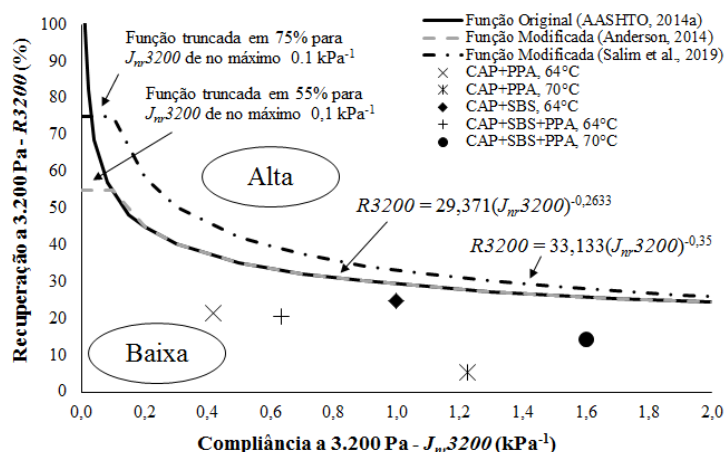


Figura 1: Avaliações dos níveis de elasticidade das formulações segundo critérios normativos (AASHTO, 2014a) e sugeridos (Anderson, 2014; Salim *et al.*, 2019)

Em termos gerais, um cálculo dos ordenamentos médios dos ligantes asfálticos avaliados nesta pesquisa e segundo os resultados do MSCR a 100 e a 3.200 Pa indica que o CAP+PPA é a formulação menos suscetível à deformação permanente (valor médio igual a 1,83), seguido pelo CAP+SBS+PPA (valor médio de 2,39), pelo CAP+SBS (valor médio igual a 2,67) e finalmente pelo CAP puro 50/70 (valor médio igual a 3,06). Em termos dos dados coletados no protocolo do MSCR, é importante enfatizar que o CAP 50/70 se sobressaiu ao CAP+SBS não nos parâmetros de elasticidade e rigidez obtidos diretamente do ensaio (R e J_{nr}), mas sim nos parâmetros de sensibilidade ao incremento do nível de tensão ($J_{nr,diff}$ e $J_{nr,slope}$).

3.3. Ordenamentos finais das formulações

A Figura 2 destaca os ordenamentos médios dos materiais para os ensaios e parâmetros selecionados no estudo. Dois tipos de médias foram calculados: (a) uma média global, i. e., obtida com base na seleção de todos os níveis de tensão no MSCR e todos os outros ensaios; e

(b) uma média restrita aos dados obtidos no MSCR apenas na tensão de 3.200 Pa e aos demais ensaios laboratoriais. A opção pela tensão de 3.200 Pa se deve à sua adoção nas normas técnicas (AASHTO, 2009; 2014a) como a tensão em que se faz a seleção do nível de tráfego mais recomendado ao ligante asfáltico em um determinada temperatura do pavimento, bem como à sua boa correlação com os resultados das misturas asfálticas em algumas pesquisas (Domingos, 2017; Golalipour *et al.*, 2017; Saboo e Kumar, 2016). O CAP+PPA manteve a sua posição como a formulação menos suscetível à deformação permanente em um contexto geral, seguida pelo CAP+SBS+PPA, pelo CAP+SBS e finalmente pelo CAP 50/70. Não houve alterações nas posições dos ligantes asfálticos de um ordenamento para o outro, apenas variações numéricas entre 2,8 e 10,6% nos ordenamentos médios.

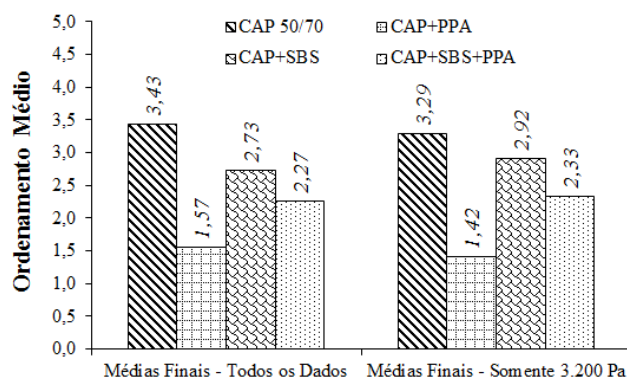


Figura 2: Ordenamentos médios das formulações

4. CONCLUSÕES

A modificação de um CAP de base de classe 50/70 (PG 64-22) com PPA, SBS e SBS+PPA acarretou melhorias expressivas em suas propriedades associadas aos conceitos de elasticidade, consistência e dano e que se referem à suscetibilidade à deformação permanente. O CAP+PPA é a formulação com a menor suscetibilidade à deformação permanente em um contexto geral, seguida pelo CAP+SBS+PPA e pelo CAP+SBS. Tanto os asfaltos modificados quanto o asfalto de base atendem pelo menos à classe de tráfego padrão (S) para pavimentos cuja temperatura de projeto seja 64°C e somente os asfaltos modificados atendem pelo menos à classe S para temperaturas de projeto de 70°C. Os asfaltos modificados se destacam por se adequarem a classes de tráfego mais pesado, tais como E (CAP+PPA) e V (CAP+SBS e CAP+SBS+PPA) a 64°C e S (CAP+SBS) e H (CAP+PPA e CAP+SBS+PPA) a 70°C. Na hipótese de a temperatura do pavimento chegar a 76°C, apenas o CAP+PPA e o CAP+PPA+SBS atenderiam à classe de tráfego S.

Em termos da incorporação do PPA e da redução do teor de SBS no CAP+SBS+PPA em relação ao CAP+SBS, verifica-se que a presença do PPA contribuiu – ao menos de uma forma parcial – para o aumento da rigidez da formulação e a redução na sua resposta elástica, o que é benéfico à resistência à deformação permanente. Tais constatações também já eram esperadas devido à natureza da modificação do CAP com PPA. No entanto, nenhuma das formulações estudadas (nem mesmo o CAP+SBS, que contém o maior teor de copolímero SBS) apresentou um alto nível de elasticidade no MSCR, independentemente do critério considerado. Especificamente nos casos do CAP+SBS e do CAP+SBS+PPA, a modificação polimérica aumentou o nível de elasticidade do ligante asfáltico puro, mas fatores como a insuficiência do teor de polímero, um possível grau de incompatibilidade entre o polímero e o CAP e a escolha de um agente compatibilizante que não se mostrou apropriado – em termos do fortalecimento e da ampliação das redes poliméricas na matriz do CAP – podem ter limitado o alcance do resultado final.

Agradecimentos

Os autores são muito gratos à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pela concessão de uma bolsa de estudos de doutorado ao primeiro autor (Processo No. 2013/20483-6) e de fundos de Auxílio à Pesquisa ao segundo autor (Processo No. 2006/55835-6).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (2009) *M 320 – Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- AASHTO (2014a) *M 332 – Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- AASHTO (2014b) *T 350 – Standard Method of Test for Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR)*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- Anderson, M. (2014) Introduction to the Multiple-Stress Creep-Recovery (MSCR) Test and its Use in the PG Binder Specification. *Proceedings of the 54th Annual Idaho Asphalt Conference*, University of Idaho and Asphalt Institute, Moscow. Apresentação em PowerPoint.
- Anderson, M.; J. D’Angelo e D. Walker (2010) MSCR: a Better Tool for Characterizing High Temperature Performance Properties. *Asphalt – the Magazine of the Asphalt Institute*, v. 25, n. 2, p. 15-23.
- ASTM (2006a) *D5 – Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2006b) *D36 – Standard Test Method for Softening Point of Bitumen (Ring-and-Ball Apparatus)*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2012) *D2872 – Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test)*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2008) *D7175 – Standard Test Method for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- Bahia, H. U.; D. I. Hanson; M. Zeng; H. Zhai; M. A. Khatir e R. M. Anderson (2001) *Characterization of Modified Asphalt Binders in Superpave Mix Design*. NCHRP Report No. 459. Transportation Research Board, Washington, DC.
- Bastos, J. B. S.; L. F. A. L. Babadopulos e J. B. Soares (2017) Relationship Between Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Binder Test Results and Asphalt Concrete Rutting Resistance in Brazilian Roadways. *Construction and Building Materials*, v. 145, p. 20-27. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.216.
- Becker, Y.; M. P. Méndez e Y. Rodríguez (2001) Polymer Modified Asphalt. *Vision Tecnológica*, v. 9, n. 1, p. 39-50.
- Bennert, T. e J.-V. Martin (2012) Polyphosphoric Acid in Combination with Styrene-Butadiene-Styrene Block Copolymer: Laboratory Mixture Evaluation. *Transportation Research Circular*, n. E-C160, p. 70-85.
- Brown, E. R. e S. A. Cross (1992) A National Study of Rutting in Hot Mix Asphalt (HMA) Pavements. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 61, p. 535-582.
- Choi, Y.-T. (2013) *Development of a Mechanistic Prediction Model and Test Protocol for the Permanent Deformation of Asphalt Concrete*. Ph. D. Dissertation (Doctor of Philosophy) – North Carolina State University, Raleigh.
- Cuciniello, G.; P. Leandri; D. Lo Presti; M. Losa e G. Airey (2019) Investigating the Effect of Artificial Ageing on the Creep and Recovery of SBS-Modified Bitumen. *MATEC Web of Conferences*, v. 271, 03009. doi: 10.1051/mateconf/201927103009.
- Cunha, M. B.; J. E. Zegarra e J. L. Fernandes Jr. (2007) Revisão da Seleção do Grau de Desempenho (PG) de Ligantes Asfálticos por Estado no Brasil. *Anais do XXI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, Rio de Janeiro.
- D’Angelo, J. e R. Dongré (2009) Practical Use of Multiple Stress Creep and Recovery Test: Characterization of Styrene-Butadiene-Styrene Dispersion and Other Additives in Polymer-Modified Asphalt Binders. *Transportation Research Record*, n. 2126, p. 73-82. doi: 10.3141/2126-09.
- D’Angelo, J.; R. Kluttz; R. Dongré; K. Stephens e L. Zanzotto (2007) Revision of the Superpave High Temperature Binder Specification: the Multiple Stress Creep Recovery Test. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 76, p. 123-162.
- D’Angelo, J. A. (2012) Effect of Polyphosphoric Acid on Asphalt Binder Properties. *Transportation Research Circular*, n. E-C160, p. 27-39.
- D’Angelo, J. A. (2009) The Relationship of the MSCR Test to Rutting. *Road Materials and Pavement Design*, v. 10, Supl. 1, p. 61-80. doi: 10.1080/14680629.2009.9690236.
- Domingos, M. D. I. (2017) *The Importance of the Creep and Recovery Times on the Rheological Behavior and the Susceptibility of Modified Asphalt Binders to Rutting*. Dissertation (Doctor of Transportation Engineering) –

University of São Paulo, São Carlos.

- Domingos, M. D. I. e A. L. Faxina (2016) Susceptibility of Asphalt Binders to Rutting: Literature Review. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 28, n. 2, 04015134. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001364.
- Dreessen, S.; J. P. Planche e V. Gardel (2009) A New Performance Related Test Method for Rutting Prediction: MSCRT. In: Loizos, A.; M. L. Partl; T. Scarpas e I. L. Al-Qadi (eds.) *Advanced Testing and Characterization of Bituminous Materials*. Leiden, CRC Press/Balkema.
- DuBois, E.; Y. Mehta e A. Nolan (2014) Correlation Between Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Results and Polymer Modification of Binder. *Construction and Building Materials*, v. 65, p. 184-190. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.04.111.
- Fee, D.; R. Maldonado; G. Reinke e H. Romagosa (2010) Polyphosphoric Acid Modification of Asphalt. *Transportation Research Record*, n. 2179, p. 49-57. doi: 10.3141/2179-06.
- Fontes, L. P. T. L.; G. Trichês; J. C. Pais e P. A. A. Pereira (2010) Evaluating Permanent Deformation in Asphalt Rubber Mixtures. *Construction and Building Materials*, v. 24, n. 7, p. 1193-1200. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2009.12.021.
- Golalipour, A. (2011) *Modification of Multiple Stress Creep and Recovery Test Procedure and Usage in Specification*. Thesis (Master of Civil & Environmental Engineering) – University of Wisconsin-Madison, Madison.
- Golalipour, A.; H. U. Bahia e H. A. Tabatabaee (2017) Critical Considerations Toward Better Implementation of the Multiple Stress Creep and Recovery Test. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 29, n. 5, 04016295. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001803.
- Hajikarimi, P.; M. Rahi e F. M. Nejad (2015) Comparing Different Rutting Specification Parameters Using High Temperature Characteristics of Rubber-Modified Asphalt Binders. *Road Materials and Pavement Design*, v. 16, n. 4, p. 751-766. doi: 10.1080/14680629.2015.1063533.
- Huang, Y. H. (2004) *Pavement Analysis and Design* (2nd ed.). Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River.
- Lesueur, D. (2009) The Colloidal Structure of Bitumen: Consequences on the Rheology and on the Mechanisms of Bitumen Modification. *Advances in Colloid and Interface Science*, v. 145, n. 1-2, p. 42-82. doi: 10.1016/j.cis.2008.08.011.
- Prowell, B. D.; G. C. Hurley e E. Crews (2007) Field Performance of Warm-Mix Asphalt at National Center for Asphalt Technology Test Track. *Transportation Research Record*, n. 1998, p. 96-102. doi: 10.3141/1998-12.
- Roberts, F. L.; P. S. Kandhal; E. R. Brown; D.-Y. Lee e T. W. Kennedy (1996) *Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction* (2nd ed.). NAPA Education Foundation, Lanham.
- Saboo, N. e P. Kumar (2016) Analysis of Different Test Methods for Quantifying Rutting Susceptibility of Asphalt Binders. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 28, n. 7, 04016024. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001553.
- Salim, R.; A. Gundla; B. S. Underwood e K. E. Kaloush (2019) Effect of MSCR Percent Recovery on Performance of Polymer Modified Asphalt Mixtures. *Transportation Research Record*, v. 2673, n. 5, p. 308-319. doi: 10.1177/0361198119841283.
- Shenoy, A. (2004) A Comprehensive Treatise of the High Temperature Specification Parameter $|G^*|/(1-(1/\tan\delta\sin\delta))$ for Performance Grading of Asphalts. *Applied Rheology*, v. 14, n. 6, p. 303-314. doi: 10.1515/arh-2004-0017.
- Stempihar, J. A. Gundla e B. S. Underwood (2018) Interpreting Stress Sensitivity in the Multiple Stress Creep and Recovery Test. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 30, n. 2, 04017283. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002153.
- Sybilski, D. (1996) Evaluation of Validity of Conventional Test Methods in Case of Polymer-Bitumens. *Preprints of Papers – American Chemical Society, Division of Fuel Chemistry*, v. 41, n. 4, p. 1302-1306.
- Tabatabaee, N. e P. Teymourpour (2010) Effect of Modification on Rut Susceptibility of Asphalt Binders and Mixtures. *Proceedings of the 11th International Conference on Asphalt Pavements, ISAP, Nagoya*, p. 1094-1103.
- Wasage, T. L. J.; J. Stastna e L. Zanzotto (2011) Rheological Analysis of Multi-Stress Creep Recovery (MSCR) Test. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 12, n. 6, p. 561-568. doi: 10.1080/10298436.2011.573557.
- White, G. (2017) Grading Highly Modified Binders by Multiple Stress Creep Recovery. *Road Materials and Pavement Design*, v. 18, n. 6, p. 1322-1337. doi: 10.1080/14680629.2016.1212730.

Matheus David I. Domingos (matheusdomingos@utfpr.edu.br)
Departamento Acadêmico de Construção Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná.
Rua Deputado Heitor Alencar Furtado, 5000, Ecoville – Curitiba, PR, Brasil.

Adalberto Leandro Faxina (adalberto@usp.br)
Departamento de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
Avenida Trabalhador São-Carlense, 400, Parque Arnold Schmidt – São Carlos, SP, Brasil.