



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES**

**JORGE LUIZ OLIVEIRA LUCAS JÚNIOR**

**INFLUÊNCIA DA ADESIVIDADE AGREGADO-LIGANTE NO TRINCAMENTO  
POR FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS**

**FORTALEZA**

**2018**

JORGE LUIZ OLIVEIRA LUCAS JÚNIOR

INFLUÊNCIA DA ADESIVIDADE AGREGADO-LIGANTE NO TRINCAMENTO POR  
FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia de Transportes.

Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientador: Prof. Jorge Barbosa Soares, Ph.D.

FORTALEZA  
2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária  
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo autor

---

L966i Lucas Júnior, Jorge Luiz Oliveira.  
Influência da Adesividade Agregado-Ligante no Trincamento por Fadiga de Misturas  
Asfálticas / Jorge Luiz Oliveira Lucas Júnior. – 2018.  
134 f.: il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa  
de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2018.  
Orientação: Prof. Dr. Jorge Barbosa Soares.

1. Adesividade. 2. Fadiga. 3. Dano por umidade. 4. Mistura asfáltica. 5. PDI. I. Título.

CDD 388

---

JORGE LUIZ OLIVEIRA LUCAS JÚNIOR

INFLUÊNCIA DA ADESIVIDADE AGREGADO-LIGANTE NO TRINCAMENTO POR  
FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Aprovada em: 16/03/2018.

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Jorge Barbosa Soares, Ph.D. (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Francisco Héber Lacerda de Oliveira, Dr.  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Lucas Feitosa de Albuquerque Lima Babadopulos, Ph.D.  
Faculdade Ari de Sá (FAS)

---

Dr. Jorge Carvalho Pais, Ph.D.  
Universidade do Minho (UMINHO)

## AGRADECIMENTOS

Sou muito grato às dificuldades que tive que transpor em minha vida até o presente momento, foram elas que me fizeram querer mais, procurar ser melhor e por isso trabalhar incansavelmente.

Da minha Mãe (Maria Francisca) herdei a força do trabalho, mas não do trabalho que todos realizam, e sim do trabalho que ninguém consegue fazer como nós dois. Seja lá o que ela for fazer ninguém fará melhor e isso levo comigo onde quer que eu vá. Seu amor e força para transpassar as dificuldades e sempre fazer o melhor para a Família, mesmo que não seja o melhor para si. Te agradeço pela vida que me deu, pelos ensinamentos, pelo amor, pelo apoio incondicional nos meus estudos e por tudo o que fez e faz por mim e por nossa família.

Do meu Pai (Jorge Lucas) herdei o nome e a curiosidade, àquela que nunca cessa quando em contato com algo que nos interessa. Apesar de minha fraca memória, das raras lembranças que tenho de minha infância, lembro que uma vez meu Pai me disse: “*O pobre só tem uma alternativa para mudar de vida: o estudo*”. E a partir desse dia eu estudei para mudar de vida, mas bem lá no fundo o que eu sempre quis foi o conhecimento por assuntos novos. Te agradeço pela vida que me deu, pelo amor pelas pescarias que me passaste, por apoiar meus estudos e minhas decisões e por tudo o que fez e faz por mim e por nossa família.

Aos meus irmãos Anelise, Marcelo, Aline e Maurício agradeço tudo que vivemos juntos. A Anelise por sempre ter sido um exemplo de dedicação nos estudos e por sempre me incentivar a querer mais. Ao Marcelo por sempre tentar me proteger seja no colégio ou quando fomos morar em Caxias. A Aline por me ensinar que nenhuma dificuldade é mais forte que o desejo de ser feliz. Ao Maurício por me ensinar a ouvir mais e falar menos. Aos meus irmãos agradeço pela paciência que sempre tiveram comigo e pelo apoio às minhas decisões.

À minha Vó Elza e meu Tio Renato que recentemente faleceram agradeço pelos momentos juntos, pelas conversas, pelo apoio e pela alegria. Ao meu cunhado Luciano por me incentivar e minha sobrinha Natália por me aturar. Ao meu irmão Éderson com quem só tive contato quando adulto, mas quem tenho imenso orgulho de sua capacidade de trabalho.

E para encerrar esses singelos agradecimentos à Família, guardei um lugar especial à minha amada Angelina e ao meu filho Thiago: A Angelina agradeço por ter entrado na minha vida e por me ensinar coisas novas a cada dia. A me apoiar incondicionalmente nas decisões de estudar. Obrigado por me ensinar que juntos podemos chegar onde quisermos. Sou grato por me aceitar e me amar como eu sou. Todo esse trabalho só foi possível graças a ti, que tanto amor trouxe para minha vida e que me ensina a cada dia ser uma pessoa melhor. Ao Thiago

agradeço por me ensinar a ser um Pai melhor, por ser uma criança adorável e por ser paciente nas minhas cobranças. Agradeço a vocês por abdicarem de tantos momentos de lazer para que eu pudesse dedicar as muitas horas que esse trabalho mereceu.

Aos amigos que em sua maioria não puderam participar desse processo, devido a distância, agradeço por terem passado em minha vida. Em especial agradeço aos colegas de graduação: Carlos Olavo (Carlinho), Dimas (Rosê), Guilherme (Cascão), Jonathan (Lapiseira), Kauê (Coalhada), Lucas (Cabeludo), Luciano (Tibiriçá/beberiqueto), Rodrigo (Meu guri), Thiago (Ninito). Pelos momentos vividos juntos, pelas risadas que não foram poucas, pelo companheirismo nos estudos, meu agradecimento.

A todos os colegas que entraram comigo no Mestrado e que muitas vezes entenderam e foram pacientes com minha linguagem do Pampa Gaúcho. Em especial àqueles que tiveram mais próximos desse trabalho: A Regilene (por quase me deixar surdo com seus gritos, mas sempre solicita com meus pedidos); Ao Jorge Luis (pelo companheirismo, por seus ensinamentos, por sempre estar aberto a dividir seus conhecimentos e pelo ensinamento de construir um excelente cronograma no Word); A Lara (a minha companheira nas primeiras e desastrosas provas de estatística, com quem eu senti a importância do Excel, vendo suas maravilhosas planilhas, e pelas análises no AIMS); A Raimi (por sempre rir das minhas piadas mesmo que elas não tenham graça, por todos os materiais emprestados/dados, pelas caminhadas até a Geologia, pelas longas horas de análises no ABS); Ao Lucas Cavalcante (por todas as caronas em que ele mentia muito e eu fingia que acreditava, por ouvir minhas *descobertas que revolucionariam a pavimentação*, pelo companheirismo, pelo apoio e pelas risadas. Ao Manoel Gualberto (meu companheiro de laboratório, que esteve presente no dia a dia da pesquisa, por todas coletas que realizamos juntos quebrando o balde cedido pela pedreira ou andando uns 15 km a mais por estarmos perdidos, ou pelo roubo de seu carro enquanto pechinchávamos a compra de sacos para a coleta de agregados, por todos os fracionamentos, as dosagens, os aprendizados que tivemos juntos). Sem vocês talvez esse trabalho fosse possível de ser realizado, mas não com a alegria que foi.

Agradeço aos colegas que de alguma forma estiveram envolvidos neste trabalho: Sameque, Davidson, Daiane, Ana Tália, Fernando, Leticia, Samuel, Jardel, Alessandra, Sara, Dani, Lorrán, Francisco e por último Juceline (que em muitas conversas na sala de modelagem me estimulou com palavras de otimismo sobre meu trabalho e em alguns momentos difíceis me fez sentir que eu tinha valor para o programa e por isso estava ali, obrigado).

A todos os integrantes do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos e outros laboratórios: Anselmo, Ricardo, Roberto, Siroca, Wesley, Hermano. A Dona Maria e Heliane (pelos cafés ...). Em especial a Anie que muito pacientemente ouviu minhas solicitações (carros para coletas/baldes/colas/marcação da qualificação) uma pessoa fundamental para o bom funcionamento do laboratório. Por último e não menos especial ao Rômulo que traz alegria para o laboratório mesmo nos seus dias mais mal-humorados. Por toda a ajuda e pelos ensinamentos práticos de muitos anos que ele está disposto a passar. Obrigado por sua sinceridade e por seu carinho.

Agradeço a todos os Professores do Petran, em especial aos que estiveram mais próximos nas disciplinas ou no convívio: Ernesto, Suelly e Verônica. A FUNCAP pela bolsa de mestrado e ao PETRAN pelo acolhimento e oportunidades concedidas. Ao Professor Sasaki e ao Laboratório de Raios X da UFC pelas análises de Fluorescência de Raio X.

Agradeço ao Professor Héber, por aceitar participar da minha banca, pelos almoços no RU, pelos cafés em sua sala e por todos seu apoio e incentivo.

Agradeço ao Professor Jorge Pais, que solicitamente se dispôs a avaliar esse trabalho em uma sexta-feira à tarde, e desde já agradeço as contribuições que com toda a certeza serão de grande valia para a melhoria do trabalho.

Agradeço ao Professor Lucas Babadopulos. Não terei palavras para expressar toda gratidão que sinto pelos ensinamentos e pelo tempo despendido no ensinamento dos ensaios e da viscoelasticidade/fadiga. Reforçou em mim algo que eu sempre tive comigo: repassar o conhecimento. Agradeço pela paciência em suas explicações, por todos os materiais disponibilizados e por seu otimismo sempre dizendo que vou conseguir. E por fim sempre perguntando, “*Já terminou o mestrado?*”, chegou o dia de dizer: Sim!

Por fim guardei um lugar especial para o Professor Jorge Soares. Lembro-me como se fosse nesse momento em que escrevo estas palavras o primeiro dia que o vi, na sala de entrevistas da seleção do mestrado. Talvez ele não se recorde, mas eu sim. Ao final da entrevista ele perguntou-me: “*Você tem algo mais a dizer?*”. E eu prestes a ir embora de Fortaleza por falta de oportunidades de trabalho disse: “*Sim*”. Eu olhei para ele e disse: “*Eu só preciso de uma chance, só uma chance para provar quem eu sou*”. Ele me deu essa chance e espero não o ter decepcionado. Pode ser que algumas palavras que falamos ou atitudes que tomamos mude nossas vidas e a vida das pessoas que estão ao nosso redor. Como uma frase que o Professor Jorge sempre fala e que me incentiva e faz ter a certeza que estou no caminho certo: “*Não há*

*nada que resista a longa horas de trabalho*”. Serei eternamente grato por essa chance que tive de trabalhar contigo e desse mundo asfáltico que se abriu para minhas vistas.

Muitas vezes o Homem do Pampa tem dificuldades de expressar os sentimentos com palavras faladas, então aproveitei as palavras escritas para deixar visível para a eternidade a minha gratidão a vocês e muitas outras pessoas não citadas aqui.

Paro por aqui! Nem que eu tivesse um número de páginas que seguisse uma função  $\lim_{x \rightarrow 0} \frac{1}{x}$  eu conseguiria expressar a minha gratidão a todos que de alguma maneira fizeram parte desse trabalho e por isso peço desculpas se esqueci alguém.

**OBRIGADO!**



O céu é o limite,

...

**e um enxame de abelhas também!**

Jorge Lucas Júnior

## RESUMO

A adesividade agregado-ligante, quando insatisfatória, tem a capacidade de diminuir a vida útil dos pavimentos asfálticos, devido à ação da umidade, podendo atuar com um catalisador para o aparecimento de outros defeitos que afetam o revestimento asfáltico, como o trincamento por fadiga. O objetivo desta pesquisa foi estudar a influência da adesividade no trincamento por fadiga do revestimento asfáltico. Investigou-se a adesividade sob a óptica das propriedades físico-químicas dos agregados com um ligante puro e com um ligante modificado por aditivo melhorador de adesividade. Uma mistura adicional foi utilizada para avaliar o potencial uso de resíduos plásticos como melhorador de adesividade. Foi desenvolvido um método de Processamento Digital de Imagens para tornar o resultado do ensaio tradicional de adesividade quantitativo. O efeito da umidade foi investigado pelo ensaio de Dano por Umidade Induzida e por meio do ensaio de arrancamento *Asphalt Bond Strength*. As propriedades de forma dos agregados foram medidas no *Aggregate Imaging Measurement System*. A caracterização de rigidez foi realizada por meio do ensaio de Módulo Dinâmico por Compressão Axial e para a modelagem viscoelástica linear utilizou-se o modelo 2S2P1D. A fadiga das misturas asfálticas foi investigada em laboratório pelo ensaio Cíclico de Tração/Compressão Uniaxial utilizando o protocolo S-VECD. A angularidade, a textura e a porosidade dos agregados não mostraram boas correlações com a adesividade. Por outro lado, a composição de sílica e de óxido de cálcio dos agregados apresentaram boas correlações com os resultados de adesividade, assim como o resultado do dano por umidade induzida. Os resíduos plásticos proporcionaram resultados de adesividade e dano por umidade melhores se comparados à mistura de controle. Os resultados do ensaio de arrancamento mostraram que o melhorador de adesividade produziu melhor resposta que as misturas puras em amostras condicionadas à umidade por 12 h. Quanto a caracterização de rigidez as misturas com ligante puro apresentaram valores mais elevados de módulo dinâmico  $|E^*|$  a temperaturas mais baixas, enquanto que a temperaturas médias e altas o aditivo produziu incremento no  $|E^*|$  das misturas analisadas. As curvas de fadiga mostraram que para uma mesma condição de dano acumulado, a integridade do material se manteve maior nas misturas com determinado tipo de agregado e com ligante puro em relação as misturas com ligante com aditivo. A simulação de fadiga mostrou que as misturas com melhor adesividade tiveram maior vida de fadiga, inferindo-se que o aditivo melhorador de adesividade teve impacto positivo na vida de fadiga das misturas asfálticas analisadas.

**Palavras-chave:** Adesividade, fadiga, dano por umidade, mistura asfáltica, PDI.

## ABSTRACT

The unsatisfactory aggregate-binder adhesiveness can shorten the service life of asphalt pavements due to the action of moisture, it may speed the appearance of other defects such as fatigue cracking. The objective of this research was to study the influence of adhesiveness upon fatigue cracking of the asphalt coating. The adhesiveness was investigated from the viewpoint of the physicochemical properties of the aggregates with a pure binder and a binder modified by antistripping agent. An additional mixture investigated with the purpose of evaluating the potential use of plastic bags as an adhesiveness improver. A Digital Image Processing method was developed to make the result of the traditional adhesion test quantitative. The effect of moisture was investigated by the Moisture Induced-Damage test and by the Asphalt Bond Strength pullout test. The shape properties of the aggregates were measured in the Aggregate Image Measurement System. The stiffness characterization was performed using the Axial Compression Dynamic Modulus test and the 2S2P1D model was used for linear viscoelastic modeling. The fatigue of the asphalt mixtures was investigated under a Uniaxial Tension/Compression Cyclic test using the S-VECD protocol. Angularity, texture and porosity of the aggregates do not show good correlations with the adhesiveness. On the other hand, iron and calcium oxide content of the aggregates showed good correlations with the adhesiveness, as well as the result of the induced moisture damage. Plastic bags provided better adhesion and moisture damage results when compared to control mixtures. The pullout test results showed that the antistripping produced better response than the pure binder in samples conditioned to moisture for 12 h. As for the characterization of stiffness the pure binder mixtures showed higher values of dynamic modulus  $|E^*|$  at lower temperatures, while at medium and high temperatures the antistripping produced an increase in  $|E^*|$  of the analyzed mixtures. The fatigue curves showed that for the same condition of accumulated damage, the integrity of the material remained higher in the mixtures with a specific aggregate in comparison to other and with pure binder comparison the antistripping analyzed. Fatigue simulation showed that the mixtures with better adhesiveness had a longer fatigue life, with the conclusion that the adhesion improver had a positive impact on the fatigue life of the asphalt mixtures analyzed.

**Keywords:** Adhesiveness, fatigue, moisture damage, asphalt mixture.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Principais patologias dos pavimentos brasileiros.....	20
Figura 2 – Início do processo de trincamento devido ao tráfego.....	21
Figura 3 – Vida útil do pavimento asfáltico devido aos danos causados pela água .....	22
Figura 4 – Condição de superfície do pavimento analisado pela CNT .....	26
Figura 5 – Qualidade dos pavimentos .....	27
Figura 6 – Arranjo dos componentes do CAP .....	28
Figura 7 – Estrutura química dos ácidos carboxílicos presentes na superfície do asfalto.....	28
Figura 8 – Composição de sílica em diferentes tipos de agregados .....	29
Figura 9 – Estrutura química genérica de agregados minerais com alto teor de sílica.....	30
Figura 10 – Mecanismo de funcionamento dos agentes melhoradores de adesividade .....	31
Figura 11 – Componentes da mistura asfáltica.....	32
Figura 12 – Forças predominantes na mistura asfáltica .....	32
Figura 13 – Evolução de microtrincas em revestimentos asfálticos devido à umidade .....	34
Figura 14 – Ligações e/ou interações a nível atômico/molecular de misturas asfálticas .....	35
Figura 15 – Fatores que interferem na adesividade da mistura asfáltica.....	37
Figura 16 – Mecanismos de penetração da água ou umidade .....	38
Figura 17 – Climograma de Fortaleza, ano 2016. ....	39
Figura 18 – Mecanismos que afetam a adesividade pela ação da água.....	41
Figura 19 – Equipamento e esquema do ensaio ABS.....	42
Figura 20 – Tipos de falha em ensaios de arrancamento.....	43
Figura 21 – Diagrama tensão-deformação para diferentes materiais .....	44
Figura 22 – Diagrama tensão-deformação genérico.....	44
Figura 23 – Elemento de Hooke e elemento de Newton .....	45
Figura 24 – Líquido de Maxwell e sólido de Kelvin .....	45
Figura 25 – Modelos viscoelásticos lineares de espectro discreto .....	46
Figura 26 – Modelos viscoelásticos de espectro contínuo .....	46
Figura 27 – Representação do modelo 2S2P1D .....	47
Figura 28 – Esquema do ensaio módulo dinâmico uniaxial.....	48
Figura 29 – Plano complexo.....	49
Figura 30 – Construção de curva mestra .....	49
Figura 31 – Outras representações gráficas .....	50
Figura 32 – Curva $C$ vs $S$ .....	52
Figura 33 – Fluxograma da parte experimental.....	55
Figura 34 – Comparação entre as peneiras normatizadas pelo DNIT e pela AASHTO .....	56
Figura 35 – Curva granulométrica das misturas asfálticas .....	56
Figura 36 – Curvas granulométricas por pilha do agregado 1 e do agregado 2 .....	57
Figura 37 – Melhoria do recobrimento com a adição de RSP.....	59
Figura 38 – Ensaio de adesividade da mistura M1-R.....	65
Figura 39 – Imagens padrão utilizadas para comparação.....	67
Figura 40 – Imagem monocromática.....	67
Figura 41 – Limiarização da imagem.....	68
Figura 42 – Inversão dos <i>pixels</i> .....	68
Figura 43 – Separação dos agregados.....	70
Figura 44 – Detecção de <i>outliers</i> .....	71
Figura 45 – Esquema simplificado do ensaio dano por umidade induzida .....	73
Figura 46 – Preparação das amostras para o ensaio ABS .....	75
Figura 47 – Equipamento usado no ensaio de arrancamento .....	76

Figura 48 – Análise de angularidade e textura .....	77
Figura 49 – Preparação do CP para o ensaio de módulo dinâmico .....	78
Figura 50 – Montagem do ensaio de módulo dinâmico .....	79
Figura 51 – Diferença nos fatores de deslocamento (WLF e Arrhenius) .....	82
Figura 52 – Preparação e montagem para o ensaio de fadiga a tração/compressão .....	83
Figura 53 – Ajuste de sinal e/ou PID para melhoria do sinal .....	84
Figura 54 – Ruptura do CP .....	86
Figura 55 – Análise visual da ruptura na tela do ensaio .....	87
Figura 56 – Determinação de $Nf$ em função do ângulo de fase (LVDT) .....	88
Figura 57 – Integridade e dano em função do tempo .....	89
Figura 58 – Resultado qualitativo do ensaio de adesividade .....	91
Figura 59 – Processamento digital da imagem da mistura M1-P .....	92
Figura 60 – Processamento da imagem das misturas M1-R e M2-P .....	92
Figura 61 – Agregado 1 antes e após o PDI .....	93
Figura 62 – Correlação angularidade e textura com a adesividade do agregado 1 .....	94
Figura 63 – Agregado 2 antes e após PDI .....	95
Figura 64 – Correlação angularidade e textura com a adesividade do agregado 2 .....	96
Figura 65 – Relação da absorção do agregado graúdo com a adesividade .....	97
Figura 66 – Composição química e $APDI$ dos 4 agregados .....	98
Figura 67 – Relações da adesividade com os óxidos presentes nos agregados .....	99
Figura 68 – Dano por umidade induzida .....	100
Figura 69 – Relação da $RT$ com a adesividade .....	101
Figura 70 – Relação da $RRT$ com a adesividade .....	101
Figura 71 – $POTS$ média em função do tempo (condição seca) .....	102
Figura 72 – Dispersão de $POTS$ em função do tempo (Condição seca) .....	103
Figura 73 – $POTS$ média em função do tempo (condição úmida – 3 h) .....	103
Figura 74 – Dispersão de $POTS$ em função do tempo (condição úmida – 3 h) .....	104
Figura 75 – $POTS$ média em função do tempo (condição úmida – 6 h) .....	104
Figura 76 – Dispersão de $POTS$ em função do tempo (condição úmida – 6 h) .....	105
Figura 77 – $POTS$ média em função do tempo (condição úmida – 12 h) .....	105
Figura 78 – Dispersão de $POTS$ em função do tempo (condição úmida – 12 h) .....	106
Figura 79 – Comparação de $POTS$ entre as misturas em cada condição de ensaio .....	107
Figura 80 – $RPOTS$ das quatro misturas analisadas para 12 h de condicionamento .....	108
Figura 81 – Relação de $RPOTS$ com $A_{PDI}$ .....	109
Figura 82 – Resultados de rigidez das misturas asfálticas .....	109
Figura 83 – Curvas mestras segmentadas por temperatura .....	110
Figura 84 – Modelagem 2SP1D .....	111
Figura 85 – Comparação da Série de Prony (KVG) com 2S2P1D .....	112
Figura 86 – Interconversão dos parâmetros de rigidez .....	113
Figura 87 – Curva característica de dano e curva $GR$ vs $Nf$ da mistura M1-P .....	114
Figura 88 – Curva característica de dano e curva $GR$ vs $Nf$ da mistura M1-M .....	114
Figura 89 – Curva característica de dano e curva $GR$ vs $Nf$ da mistura M2-P .....	114
Figura 90 – Curva característica de dano e curva $GR$ vs $Nf$ da mistura M2-M .....	115
Figura 91 – Curvas características de dano e curvas $GR$ vs $Nf$ .....	116
Figura 92 – Simulação da fadiga a $Nf$ constante .....	117
Figura 93 – Representação tridimensional da simulação de fadiga .....	118
Figura 94 – Conclusões específicas dos temas abordados .....	121
Figura 95 – Etapas e código implementado do PDI .....	133
Figura 96 – Ruptura de alguns CPs usados no ensaio de fadiga .....	134

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Forças intermoleculares e suas características.....	36
Tabela 2 – Caracterização física dos agregados minerais .....	57
Tabela 3 – Composição química dos agregados.....	58
Tabela 4 – Caracterização dos ligantes asfálticos .....	59
Tabela 5 – Propriedades do aditivo .....	60
Tabela 6 – Comparação do percentual de área determinada por PDI com o teórico .....	69
Tabela 7 – Influência dos limiares no resultado de <i>APDI</i> .....	69
Tabela 8 – Teste estatístico de Thompson modificado para determinação de <i>outliers</i> . .....	71
Tabela 9 – Valores limites para cada tipo de propriedade física .....	77
Tabela 10 – Recomendações para realização do ensaio .....	79
Tabela 11 – Tensões máximas aplicadas no ensaio de módulo dinâmico.....	80
Tabela 12 – Fatores e comparação de erro de WLF com Arrhenius .....	81
Tabela 13 – Condições para determinar as amplitudes de deformação.....	85
Tabela 14 – Resultados médios dos parâmetros volumétricos das dosagens .....	90
Tabela 15 – Percentuais de áreas em PDI.....	93
Tabela 16 – Percentual de área de agregado recoberto pelo ligante em PDI da mistura M1-P94	
Tabela 17 – Percentual de área de agregado recoberto pelo ligante em PDI da mistura M2-P95	
Tabela 18 – $A_{PDI}$ dos quatro agregados recobertos pelo ligante puro.....	97
Tabela 19 – Possíveis variáveis interferentes na rigidez .....	110
Tabela 20 – Parâmetros do modelo 2S2P1D, a $T_{REF} = 21,1\text{ }^{\circ}\text{C}$ .....	111
Tabela 21 – Espectro de relaxação e espectro de retardação.....	112
Tabela 22 – $Cf$ e $Sf$ das misturas testadas.....	115
Tabela 23 – Parâmetros de fadiga.....	116

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABEDA	Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AMO	Aditivo Orgânico Melhorador de Adesividade
ANP	Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ABS	<i>Asphalt Bond Strength</i>
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CP	Corpo-de-prova
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EUA	Estados Unidos da América
FUNCEME	Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos
H <sup>+</sup>	Íon Hidrogênio
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
NBR	Norma Brasileira
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
PATTI	<i>Pneumatic Adhesion Tensile Testing Instrument</i>
PEBD	Polietileno de Baixa Densidade
pH	Potencial Hidrogeniônico
POTS	Força de Arrancamento de Tração
RSP	Resíduos de Sacola Plástica
SEINFRA-CE	Secretaria da Infraestrutura do Estado do Ceará
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
SMA	<i>Stone Mastic Asphalt</i>
Superpave	<i>Superior Performing Asphalt Pavement</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	Ângulo Alfa
$\beta$	Ângulo Beta
$\mu$	Viscosidade
C	Carbono
H	Hidrogênio
H <sub>2</sub> O	Água
H <sub>3</sub> O <sup>+</sup>	Hidrônio
H <sup>+</sup>	Cátion Hidrogênio
M	Molaridade
N	Nitrogênio
NH <sub>3</sub>	Amônia
O	Oxigênio
pH	Potencial Hidrogeniônico
R	Radical Orgânico
Si	Silício
Si-OH	Silanol
<i>POTS</i>	<i>Pull-off Tensile Strength</i>
<i>BP</i>	Pressão de Ruptura
<i>Aps</i>	Área de Contato de Arrancamento
<i>C*</i>	Constante do Pistão
<i>G<sub>mb</sub></i>	Densidade Aparente Medida
<i>G<sub>mm</sub></i>	Densidade Máxima Medida
<i>V<sub>v</sub></i>	Volume de Vazios
<i>VCB</i>	Vazios com betume
<i>VAM</i>	Vazios do Agregado Mineral
<i>RBV</i>	Relação Betume/Vazios
$\rho_{CAP}$	Densidade do CAP



## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	20
1.1	Considerações Iniciais .....	20
1.2	Contextualização.....	20
1.3	Problema de Pesquisa e Relevância do Estudo .....	22
1.4	Objetivo Geral.....	24
1.4.1	<i>Objetivos Específicos</i> .....	24
1.5	Estrutura do Trabalho .....	25
2	REVISÃO DA LITERATURA.....	26
2.1	Considerações Iniciais .....	26
2.2	Contextualização Sobre a Condição das Rodovias No Brasil .....	26
2.3	Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP).....	27
2.4	Agregado Mineral.....	28
2.5	Aditivo Orgânico Melhorador de Adesividade (AMO).....	30
2.6	Informações Relevantes Sobre Misturas Asfálticas.....	31
2.7	Adesividade Agregado-Ligante Asfáltico .....	35
2.8	Fatores que Afetam a Adesividade na Interface Agregado-Ligante Asfáltico.....	36
2.9	Teorias de Adesão na Interface Agregado-Ligante Asfáltico .....	39
2.10	Mecanismos de Perda de Adesividade Devido à Umidade.....	40
2.11	Principais Ensaios Relacionados à Adesividade .....	41
2.12	Viscoelasticidade Linear de Misturas Asfálticas .....	43
2.13	Módulo Dinâmico - $ E^* $ .....	47
2.13.1	<i>Princípio de Superposição Tempo-Temperatura (PSTT)</i> .....	49
2.14	Dano por Fadiga em Misturas Asfálticas .....	50
2.14.1	<i>Critério de Falha para Fadiga</i> .....	54
3	MATERIAIS E MÉTODOS .....	55
3.1	Considerações Iniciais .....	55
3.2	Esquema Resumido dos Materiais Utilizados e da Metodologia.....	55
3.3	Caracterização Física dos Agregados .....	57
3.4	Caracterização Química dos Agregados.....	57
3.5	Cimento Asfáltico de Petróleo .....	59
3.6	Resíduos de Sacolas Plásticas.....	59
3.7	Aditivo Orgânico Melhorador de Adesividade .....	60
3.8	Dosagem das Misturas Asfálticas .....	60
3.8.1	<i>Dosagem da Mistura MI-P</i> .....	61
3.8.2	<i>Dosagem da Mistura MI-R</i> .....	62

3.8.3	<i>Dosagem da Mistura M1-M</i> .....	63
3.8.4	<i>Dosagem da Mistura M2-P</i> .....	63
3.8.5	<i>Dosagem da Mistura M2-M</i> .....	63
3.8.6	<i>Determinação do Teor de CAP (%CAP) e dos Parâmetros Volumétricos</i> .....	64
3.9	<b>Adesividade ao Ligante Asfáltico: Agregado Graúdo – ABNT 12583 (2017)</b> .....	64
3.9.1	<i>Adesividade da Mistura M1-P</i> .....	64
3.9.2	<i>Adesividade da Mistura M1-R</i> .....	65
3.9.3	<i>Adesividade da Mistura M1-M</i> .....	65
3.9.4	<i>Adesividade das Misturas M2-P e M2-M</i> .....	65
3.10	<b>Percentual de Área de Agregado Recoberto pelo Ligante por PDI</b> .....	65
3.10.1	<i>Aquisição de Imagens</i> .....	66
3.10.2	<i>Imagens Utilizadas para Comparação</i> .....	66
3.10.3	<i>Pré-processamento/realce</i> .....	67
3.10.4	<i>Segmentação por Limiarização</i> .....	68
3.10.5	<i>Reconhecimento e Classificação</i> .....	69
3.10.6	<i>Avaliação da Influência da Escolha de Limiares Manualmente nos Resultados</i> .....	69
3.10.7	<i>Análise Individual de APDI de cada Agregado</i> .....	70
3.11	<b>Dano por Umidade Induzida – ABNT 15617 (2015)</b> .....	72
3.11.1	<i>Condicionamento de Elevada Severidade</i> .....	73
3.12	<b>Asphalt Bond Strength (ABS) – AASHTO TP 91-11 (2013)</b> .....	74
3.13	<b>Aggregate Image Measurement System (AIMS)</b> .....	76
3.14	<b>Modulo Dinâmico por Compressão Axial – AASHTO T 342 (2011)</b> .....	77
3.14.1	<i>Preparação das Amostras</i> .....	78
3.14.2	<i>Realização do ensaio</i> .....	79
3.14.3	<i>Curvas Mestras</i> .....	81
3.15	<b>Fadiga a Tração/Compressão (Deslocamento controlado no atuador)</b> .....	82
3.15.1	<i>Temperatura</i> .....	82
3.15.2	<i>Preparação das Amostras</i> .....	83
3.15.3	<i>Fingerprint (Módulo dinâmico a tração/compressão)</i> .....	85
3.15.4	<i>Realização do Ensaio de Fadiga a Tração/Compressão</i> .....	85
3.15.5	<i>Peculiaridades e Dificuldades na Realização do Ensaio</i> .....	86
3.15.6	<i>Tratamento dos Dados</i> .....	88
4	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	90
4.1	<b>Considerações Iniciais</b> .....	90
4.2	<b>Dosagem das Misturas Asfálticas</b> .....	90
4.3	<b>Adesividade ao Ligante Asfáltico: Agregado Graúdo - ABNT 12583 (2017)</b> .....	90
4.3.1	<i>Percentual de Área de Agregado Recoberto pelo Ligante por PDI</i> .....	91

4.3.2	<i>Influência da Angularidade e da Textura na Adesividade</i> .....	93
4.3.3	<i>Influência da Absorção do Agregado na Adesividade</i> .....	97
4.3.4	<i>Influência da Composição de Óxidos do Agregado na Adesividade</i> .....	98
4.4	<b>Dano por Umidade Induzida – ABNT 15617 (2015)</b> .....	100
4.4.1	<i>Relação do Dano por Umidade com a Adesividade</i> .....	100
4.5	<b>Ensaio de Arrancamento – Asphalt Bond Strength (ABS)</b> .....	101
4.5.1	<i>Relação de RPOTS com APDI e de RPOTS com RRT</i> .....	108
4.6	<b>Caracterização Viscoelástica Linear</b> .....	109
4.6.1	<i>Modelagem Viscoelástica Linear</i> .....	111
4.7	<b>Fadiga das Misturas Asfálticas</b> .....	114
4.7.1	<i>Simulação do Comportamento quanto à Fadiga</i> .....	116
5	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS ...</b>	120
5.1	<b>Considerações Iniciais</b> .....	120
5.2	<b>Conclusões Gerais</b> .....	120
5.3	<b>Conclusões Específicas</b> .....	121
5.4	<b>Recomendações para Trabalhos Futuros</b> .....	122
	<b>REFERÊNCIAS</b> .....	123
	<b>APÊNDICE A</b> .....	133
	<b>APÊNDICE B</b> .....	134

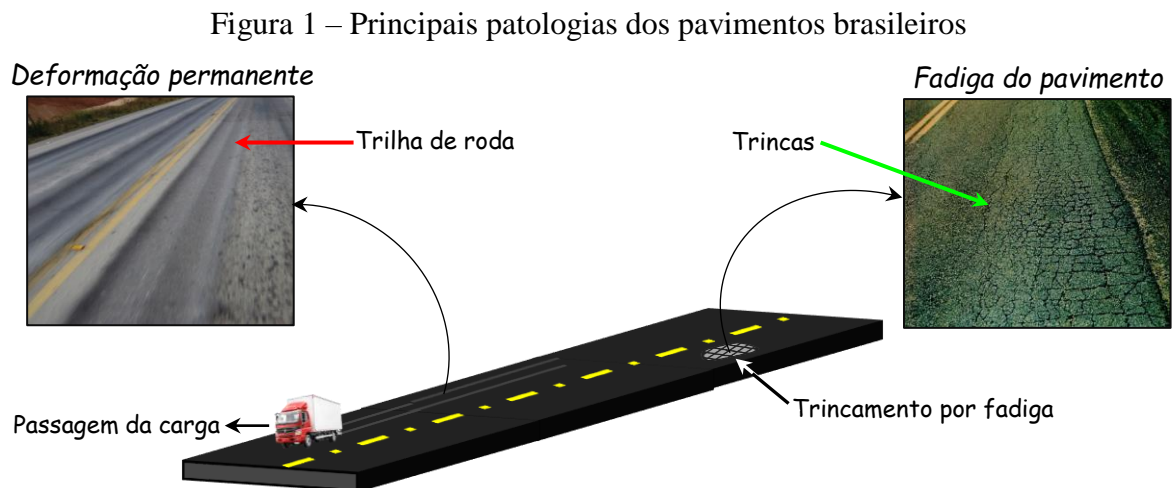
# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 Considerações Iniciais

O presente capítulo descreve uma contextualização a respeito dos tipos de patologias mais frequentes nos pavimentos asfálticos brasileiros, bem como suas principais causas. Trata ainda do papel relevante da umidade no desgaste dos pavimentos. Na sequência, o problema de pesquisa e a complexidade de investigar a adesividade e o trincamento por fadiga são discutidas. Posteriormente, o objetivo geral e os objetivos específicos, bem como a estrutura do trabalho, são apresentados.

## 1.2 Contextualização

No Brasil, os defeitos mais frequentes nos pavimentos asfálticos são o aparecimento de deformações permanentes nas trilhas de roda, também conhecidas como deformações plásticas (em inglês, *rutting*) e a propagação de trincas das mais diferentes formas no revestimento asfáltico (DNIT, 2006), conforme ilustrado na Figura 1.



Fonte: Elaborada pelo autor.

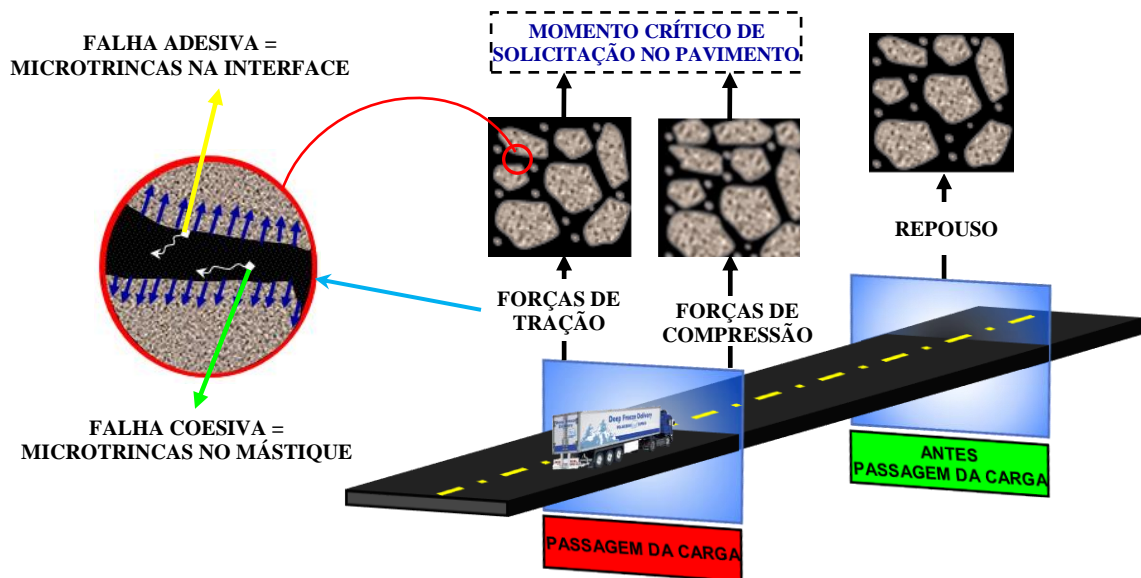
De acordo com pesquisa de 2017, realizada pela Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2017), as trincas, os afundamentos, as ondulações e os buracos estão presentes em mais de 79% dos pavimentos analisados.

Kiggundu e Roberts (1988) e Curtis *et al.* (1993) mencionaram que a adesividade tem um papel importante no desempenho de misturas asfálticas. Por sua vez, Lottman (1978) e

Wang *et al.* (2014) enfatizaram que a umidade é um dos principais causadores de danos em pavimentos asfálticos. A umidade não atua somente como um fator de impacto relacionado com a quebra da ligação asfalto-agregado, mas também como um catalisador para outras patologias, como a deformação permanente, o trincamento por fadiga (Cho e Kim, 2010) e a desagregação (Bernucci *et al.*, 1999). Kandhal (1992) afirmou que em alguns estados norte-americanos a perda de adesão agregado-ligante devido à ação deletéria da água pode ter sido responsável por cerca de 30 a 50% das patologias observadas nos pavimentos asfálticos analisados.

As camadas do pavimento sofrem carregamentos de curto intervalo de tempo quando um veículo passa. A repetição dessas cargas causa microtrincas que afetam a rigidez do material podendo levar o mesmo à falha por fadiga (Di Benedetto e De La Roche, 1998), como esquematizado na Figura 2.

Figura 2 – Início do processo de trincamento devido ao tráfego

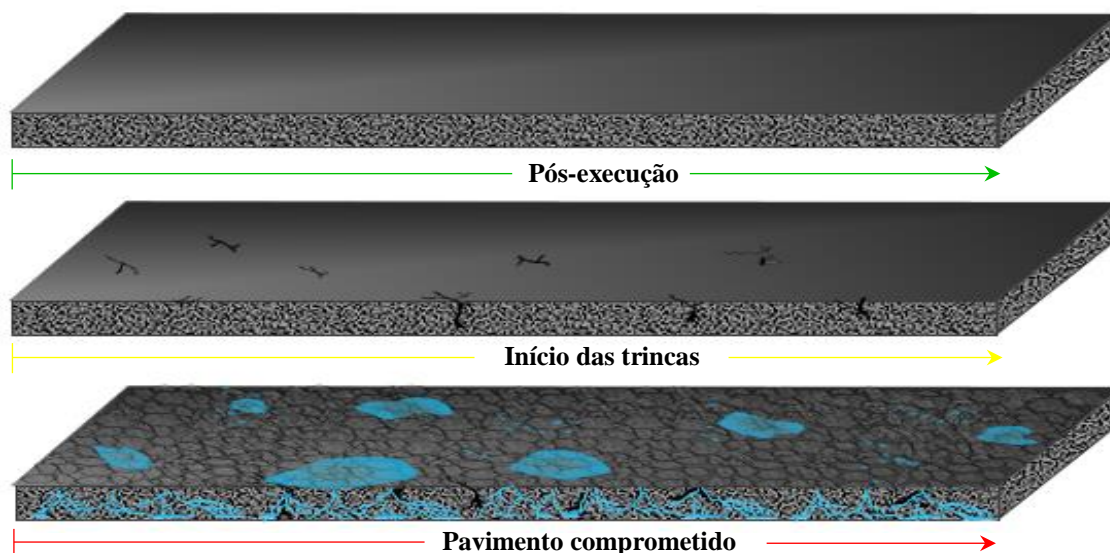


Fonte: Elaborada pelo autor.

Segundo Huang (2004), grande parte das trincas é causada pelo fenômeno de fadiga (devido a tensão de tração horizontal no fundo do revestimento asfáltico), levando a redução da qualidade estrutural do pavimento.

As trincas levam a um aumento no volume de vazios de ar e na permeabilidade da mistura asfáltica (Chen *et al.*, 2004). A água percola, através das trincas e dos vazios, e o pavimento fica saturado e estruturalmente comprometido, reduzindo consideravelmente sua vida útil, conforme visto na Figura 3.

Figura 3 – Vida útil do pavimento asfáltico devido aos danos causados pela água



Fonte: Elaborada pelo autor.

No Brasil, a análise da adesividade entre o agregado e o ligante asfáltico é determinada pelas normas brasileiras ABNT 12583 (2017) e ABNT 12584 (2017), sendo a primeira para o agregado graúdo e a segunda para o agregado miúdo. Ambas trazem a necessidade de se avaliar visualmente se há ou não o deslocamento da película betuminosa do agregado. Espera-se que este deslocamento seja um indicativo da força adesiva não havendo, contudo, a preocupação de se medir qualquer parâmetro mecânico que se relacione com o desempenho do material e, conseqüentemente do pavimento.

### 1.3 Problema de Pesquisa e Relevância do Estudo

Ao longo dos anos, a umidade foi objeto de diversos estudos devido ao seu potencial de reduzir a vida útil dos pavimentos asfálticos. Nesse sentido, o estudo da compatibilidade entre o ligante asfáltico e os agregados se mostra de fundamental importância para o entendimento do bom desempenho da mistura asfáltica.

Mesmo que seja de conhecimento geral do meio da pavimentação a importância da adesividade agregado-ligante, os protocolos de avaliação dessa propriedade são limitados, especialmente na relação com a umidade. Atualmente, testes relacionados aos danos causados pela umidade como o ensaio *Lottman* modificado (AASHTO T283-14) servem para comparar propriedades mecânicas de misturas condicionadas e não condicionadas à umidade, porém não fornecem uma medida direta da adesividade (Jakarni, 2012).

Na área da pavimentação, o estudo da adesividade tem crescido nos últimos anos,

juntamente com a importância dada ao tema. Majidzadeh e Brovold (1968) e Hicks (1991) relatam que, alguns tipos de agregados usados na pavimentação têm uma baixa força adesiva quando em contato com ligantes asfálticos puros. Quando a água penetra na mistura asfáltica, há uma tendência de ruptura da película betuminosa (Dibalski, 1982) que, com a passagem das cargas, pode propiciar o início de uma microtrinca, que pode evoluir até o trincamento por fadiga do pavimento asfáltico.

No estado do Ceará, mais especificamente na Região Metropolitana de Fortaleza, por exemplo, grande parte dos agregados utilizados na pavimentação são de origem granítica (Cavalcanti e Parahyba, 2012), que possuem um alto teor de sílica ( $\text{SiO}_2$ ). Agregados desse tipo, geralmente, possuem má adesividade com o ligante asfáltico puro. Na maioria das vezes, é necessário a utilização de aditivos orgânicos melhoradores de adesividade (AMO), que têm como desvantagem a elevação nos custos da obra de pavimentação. Segundo SEINFRA-CE (2017a e b), o custo da tonelada de Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) 50/70 é R\$ 1671,02, enquanto que o custo do kg de AMO do tipo Dope é de R\$ 30,05. Como exemplo, se o teor desse aditivo em uma obra é de 0,25% em relação a massa de CAP, cada tonelada de CAP utilizada requererá 2,5 kg de aditivo, ocasionando um aumento do custo da tonelada de CAP com AMO para R\$ 1746,14, ou seja, um custo por tonelada de CAP 4,5% mais oneroso.

Assim, quanto pior for a compatibilidade entre os agregados e o ligante, maior será o teor de AMO para recobrir satisfatoriamente os agregados. Seguindo no exemplo, caso aumente-se o mesmo para 0,5 %, o custo da tonelada de CAP aditivado passará para R\$ 1821,27, onerando o custo por tonelada em 9% em relação ao CAP puro.

Diante do exposto, o estudo da compatibilidade entre agregado e ligante asfáltico se faz relevante. Em outra frente, é relevante também o estudo do reaproveitamento de materiais descartados no meio ambiente como modificadores do ligante asfáltico. Os custos com insumos na pavimentação e o passivo ambiental diminuem quando esses materiais são reutilizados. Nesse sentido, o presente trabalho também investiga a reutilização de resíduos de sacolas plásticas (RSPs) como um potencial melhorador de adesividade agregado-ligante, consequentemente, atuando como redutor dos danos causados pela umidade em misturas asfálticas.

Segundo CNT (2017), as trincas representam 23% dos defeitos encontrados nos revestimentos asfálticos analisados. Os mecanismos de formação e propagação das trincas são pesquisados sob diversos prismas, tanto da investigação do ponto de vista dos materiais quanto dos ensaios laboratoriais. A complexidade do tema faz com que inúmeros métodos de ensaio

sejam utilizados, sem nenhum consenso formal sobre a melhor maneira de caracterizar o trincamento por fadiga.

Devido à dificuldade da compreensão dos fenômenos e mecanismos envolvidos que afetam tanto a adesividade agregado-ligante quanto o trincamento por fadiga, raros são os estudos que tentam determinar uma ligação entre esses dois temas. Para tal investigação, o presente trabalho usa ensaios tradicionais de adesividade e desenvolveu-se um método de processamento digital de imagens para determinar o percentual de área de agregado recoberto pelo ligante após o ensaio tradicional de adesividade. É utilizado também um novo ensaio de adesividade chamado *Asphalt Bond Strength* (ABS), descrito por Huang e Quan (2016) como uma nova técnica capaz de medir diretamente as propriedades adesivas e coesivas da mistura asfáltica de forma rápida e repetitiva. Quanto a fadiga, o ensaio de tração/compressão em corpos de provas cilíndricos (AASHTO TP 107-14) é utilizado, juntamente com a Teoria do Dano Contínuo em meio Viscoelástico.

## **1.4 Objetivo Geral**

O objetivo geral deste trabalho foi contribuir para a melhor compreensão do fenômeno da adesividade agregado-ligante e suas consequências no trincamento por fadiga de misturas asfálticas puras e modificadas.

### ***1.4.1 Objetivos Específicos***

- (a) Avaliar como a composição química dos agregados afeta a força adesiva com o ligante asfáltico e suas consequências na vida de fadiga das misturas.
- (b) Mensurar como as diferentes modificações do ligante asfáltico alteram a adesividade do agregado ao ligante asfáltico e o trincamento por fadiga das misturas asfálticas.
- (c) Desenvolver um método de processamento digital de imagens que dê suporte para determinação do percentual de área de agregado recoberto pelo ligante após o ensaio de adesividade (ABNT 12583).
- (d) Investigar a relação entre a adesividade medida por PDI com diferentes propriedades dos agregados e com o ensaio de dano por umidade induzida.
- (e) Investigar a relação de resultados experimentais de fadiga e de simulação em diferentes condições com a perda de adesividade agregado-ligante.



## 1.5 Estrutura do Trabalho

Além deste capítulo introdutório, que aborda uma contextualização sobre os pavimentos asfálticos, o problema de pesquisa e a relevância do estudo, o objetivo geral e os objetivos específicos, esta Dissertação de Mestrado está dividida em outros 4 capítulos:

- Capítulo 2. Revisão da Literatura: Tem por finalidade revisar a literatura a respeito da adesividade agregado-ligante e da fadiga de misturas asfálticas. Expõe ainda, as possíveis consequências de uma adesividade agregado-ligante insatisfatória, focando no seu efeito na formação e na propagação do trincamento por fadiga.
- Capítulo 3. Materiais e Métodos: Se destina a informar os materiais que foram utilizados e sua caracterização físico-química, além de descrever a metodologia empregada nos ensaios laboratoriais realizados.
- Capítulo 4. Resultados e Discussões: Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos diferentes ensaios laboratoriais de adesividade agregado-ligante e da fadiga das misturas asfálticas, bem como as discussões sobre o resultado individual de cada ensaio e as possíveis relações entre os ensaios.
- Capítulo 5. Conclusões e Recomendações para Trabalhos Futuros: São expostas as conclusões sobre os fatores que afetam a adesividade e sua possível relação com a fadiga das misturas asfálticas. São apresentadas também as recomendações para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

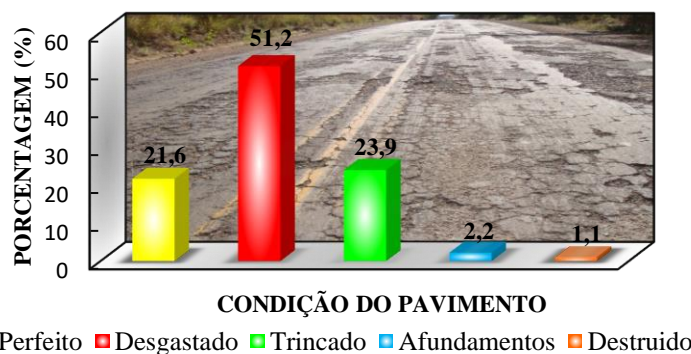
### 2.1 Considerações Iniciais

Inicialmente, este capítulo traz dados a respeito do estado de conservação das rodovias brasileiras. Em seguida é feita uma revisão sobre misturas asfálticas e são mostrados os tipos de falha mais comuns nos pavimentos asfálticos e suas causas. Os aspectos químicos de agregados, de ligantes asfálticos e de aditivos melhoradores de adesividade são apresentados, assim como os principais fatores que afetam a adesividade dos materiais que compõem a massa asfáltica e as teorias que tentam explicar esse mecanismo. Na sequência, a viscoelasticidade de misturas asfálticas é tratada, juntamente com a modelagem viscoelástica linear. Por último, trata-se da fadiga das misturas asfálticas.

### 2.2 Contextualização Sobre a Condição das Rodovias No Brasil

Segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), a área superficial do Brasil é de aproximadamente 8,5 milhões de km<sup>2</sup> (IBGE, 2018). Conforme CNT (2017), o Brasil possui 1,7 milhão de km de rodovias, das quais aproximadamente 12,3% são pavimentadas, ou seja, 212.886 km. A CNT analisou a condição de 105.814 km de rodovias federais e estaduais pavimentadas em todo o país, conforme visto na Figura 4.

Figura 4 – Condição de superfície do pavimento analisado pela CNT

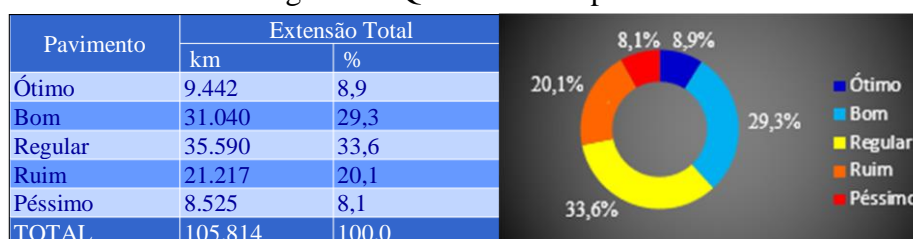


Fonte: Elaborada pelo autor, com base em dados retirados de CNT (2017).

Ainda em relação à CNT (2017), os pavimentos foram classificados de acordo com sua qualidade. Ao analisar a Figura 5 é possível notar que 61% das rodovias têm problemas de conservação no pavimento. Essa proporção torna-se mais preocupante se levarmos em conta

que 74% das rodovias sob concessão tiveram classificação ótima ou boa, enquanto entre as rodovias sob gestão pública apenas 29% tiveram esta mesma classificação.

Figura 5 – Qualidade dos pavimentos



Fonte: Modificado de CNT (2017).

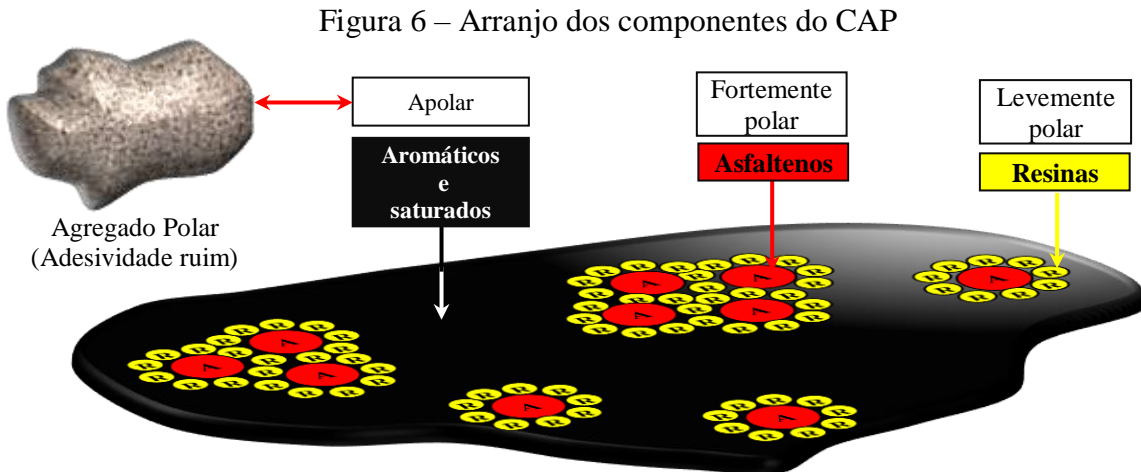
Sabe-se que as rodovias pavimentadas perdem desempenho ao longo de sua vida útil acarretando custos elevados de manutenção e reconstrução. Torna-se cada vez mais primordial o estudo dos materiais utilizados na pavimentação, de maneira a minimizar os custos causados pelas patologias surgidas ao longo da vida útil do pavimento.

### 2.3 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)

De acordo com a Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP, 2005), o asfalto é um material de cor escura e consistência sólida ou semissólida derivado de petróleo, composto de mistura de hidrocarbonetos pesados. A norma DNIT 095 (2006) afirma que o CAP é o asfalto obtido especialmente para apresentar as qualidades e as consistências próprias para o uso direto na construção de pavimentos.

O CAP é composto basicamente por duas frações: (i) maltenos e (ii) asfaltenos. Os maltenos apresentam baixa polaridade e são constituídos pelos compostos saturados, aromáticos e resinas. Os asfaltenos constituem a fração mais pesada e polar (MORALES *et al.*, 2004).

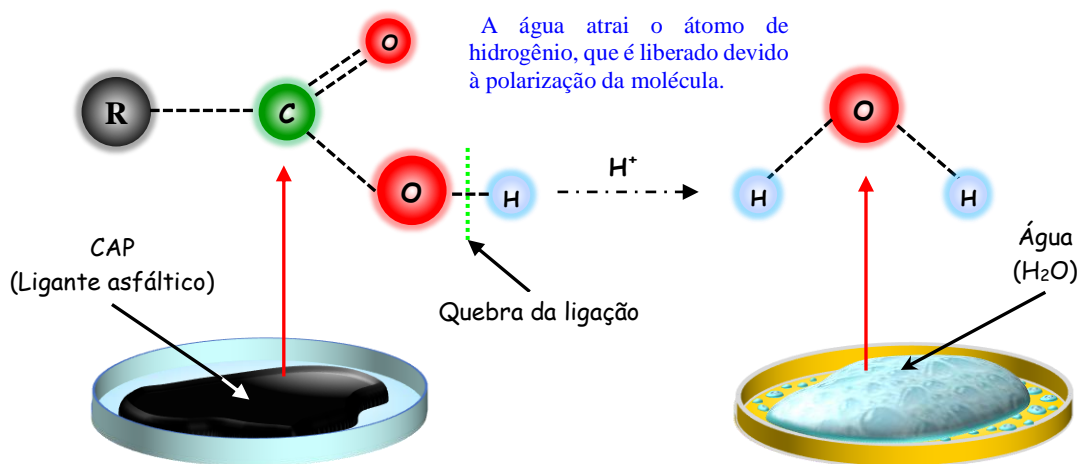
As resinas têm menor peso molecular que os asfaltenos e suas extremidades hidrofílicas (polares) cercam os aglomerados de asfaltenos, permitindo que estes fiquem dispersos nos maltenos. Os asfaltenos e as resinas são os componentes do ligante asfáltico que fornecem as propriedades adesivas do asfalto, no entanto, esse arranjo das moléculas não favorece a ligação com superfícies de agregados polares (HARNISH, 2010), conforme indicado na Figura 6.



Fonte: Elaborada pelo autor, com base em Harnish (2010).

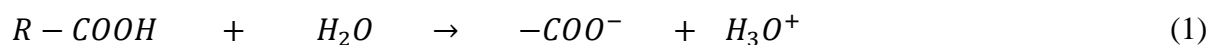
Quando grupos de ácido carboxílico do asfalto, presentes na interface agregado-ligante, entram em contato com a água ocorre uma reação que faz com que o asfalto libere íons ( $H^+$ ) ficando carregado negativamente (Harnish, 2010), conforme visto na Figura 7. Isso diminui a força de ligação na interface e leva ao descolamento da película betuminosa.

Figura 7 – Estrutura química dos ácidos carboxílicos presentes na superfície do asfalto



Fonte: Elaborada pelo autor.

A reação química entre o CAP e a água pode ser representada pela Equação (1).



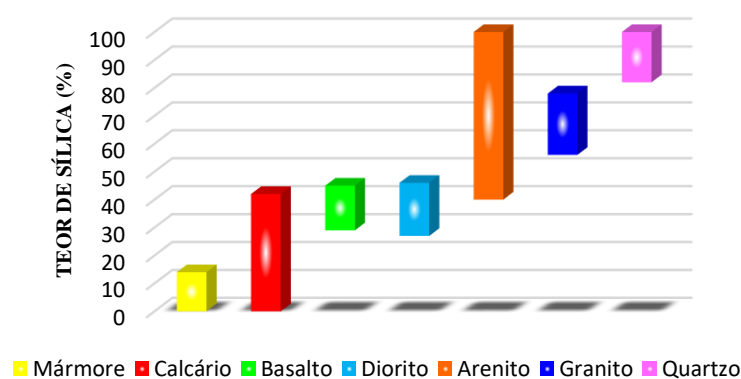
## 2.4 Agregado Mineral

Os minerais presentes nos agregados apresentam seus átomos dispostos em uma rede cristalina, onde os átomos da superfície atraem átomos de gases, líquidos ou sólidos que

com ela tenham contato, promovendo a adsorção química. Essa adsorção é o principal fator na adesividade entre o agregado e os ligantes asfálticos (Bernucci *et al.*, 2010).

Segundo AkzoNobel (2015) a natureza dos agregados, principalmente do filer mineral, exerce uma considerável influência na adesividade com o ligante asfáltico. Whiteoak (1990) menciona que os agregados ácidos ou eletronegativos (altamente silicosos) são hidrofílicos (granitos, gnaisses e quartzitos, etc.) e, portanto, mais suscetíveis à ação da água que os agregados básicos ou eletropositivos (basaltos, diabásicos e calcários, etc.). A Figura 8 ilustra a composição de sílica de alguns tipos de agregados mais utilizados na pavimentação.

Figura 8 – Composição de sílica em diferentes tipos de agregados

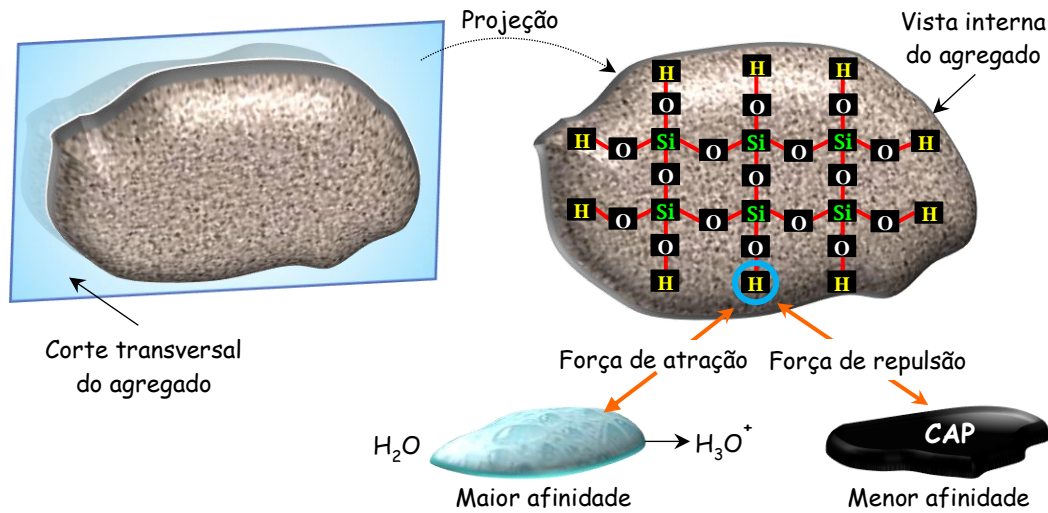


Fonte: Modificada de D'angelo e Anderson (2003).

Agregados básicos, com baixo teor de sílica, tem maior resistência ao descolamento da película betuminosa, pois são formadas ligações covalentes entre o cálcio presente na superfície do agregado e os constituintes do asfalto (Little e Jones IV, 2003).

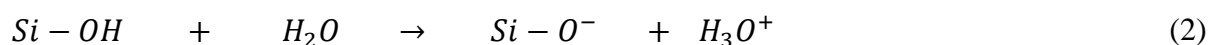
De acordo com Harnish (2010), os grupos silanol (Si-OH) polares presentes ao longo da superfície de agregados ácidos reagem com a água e acabam liberando íons de hidrogênio ( $H^+$ ), o que torna sua superfície carregada negativamente. Por liberar o cátion  $H^+$ , o granito, o quartzo e as outras rochas ricas em sílica são denominados ácidas [Figura 9].

Figura 9 – Estrutura química genérica de agregados minerais com alto teor de sílica



Fonte: Elaborada pelo autor, com base em Harnish (2010).

A Equação (2) descreve a reação química que ocorre entre os agregados ácidos e a água. Analisando a mesma é possível notar que agregados com alto teor de sílica atrairão mais fortemente a água quando comparados ao asfalto, pois a água é fortemente polar, enquanto que o asfalto em sua maior parte é apolar. Normalmente, para aumentar a força adesiva entre os agregados ácidos e o CAP é necessário adicionar a este último um aditivo orgânico melhorador de adesividade (AMO).



## 2.5 Aditivo Orgânico Melhorador de Adesividade (AMO)

Os AMOs, também chamados internacionalmente de agentes *antistripping*, são substâncias tensoativas catiônicas, na maioria das vezes, do grupo químico das aminas (NEVES FILHO, 2006). A ABNT 15528 (2017) fixa os procedimentos para a adição de AMO em CAPs.

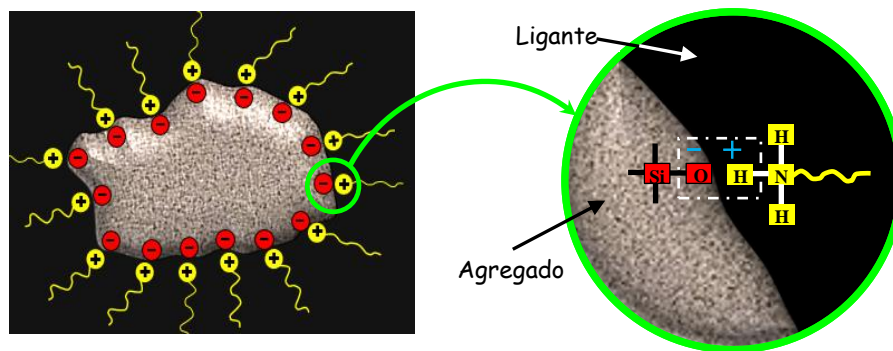
Ceratti *et al.* (2015) mencionaram que os AMOs são usados para reduzir ou eliminar danos causados pela umidade aos pavimentos. Os AMOs mais utilizados encontram-se na forma líquida devido à simplicidade operacional no transporte, no manuseio, na dosagem e no armazenamento. A sua adição é realizada em pequenos teores (0,07% a 0,5% em massa, em relação ao ligante) diretamente ao ligante modificando sua natureza físico-química.

Os AMOs agem de duas maneiras: (i) adesividade ativa e (ii) adesividade passiva. A primeira é a capacidade do ligante asfáltico de deslocar a água da superfície das partículas de

agregado e de se manter aderido a elas através de uma ligação química. Já a adesividade passiva é a capacidade do ligante asfáltico de manter íntegra a união adesiva e coesiva com o agregado evitando o deslocamento da película betuminosa sob condições de umidade e tráfego durante a vida útil do pavimento (Abeda, 2010; AkzoNobel, 2015).

De acordo com AkzoNobel (2015), promotores de adesão, geralmente, são compostos de moléculas catiônicas que promovem maior força de ligação na interface agregado-ligante. O AMO, normalmente, tem cauda negativa que se liga ao CAP, enquanto que seu corpo é positivo, ligando-se fortemente ao agregado, comumente carregado de cargas negativas, conforme Figura 10. O promotor de adesão atua como uma ponte ou uma cola entre o ligante asfáltico e a superfície do agregado que resiste a ação da água.

Figura 10 – Mecanismo de funcionamento dos agentes melhoradores de adesividade



Fonte: Elaborada pelo autor, com base em AkzoNobel (2015).

## 2.6 Informações Relevantes Sobre Misturas Asfálticas

O CAP tem sido amplamente utilizado em pavimentos asfálticos devido às suas propriedades viscoelásticas, bem como a sua boa afinidade (colagem) aos agregados minerais (Akmal e Usmani, 1999).

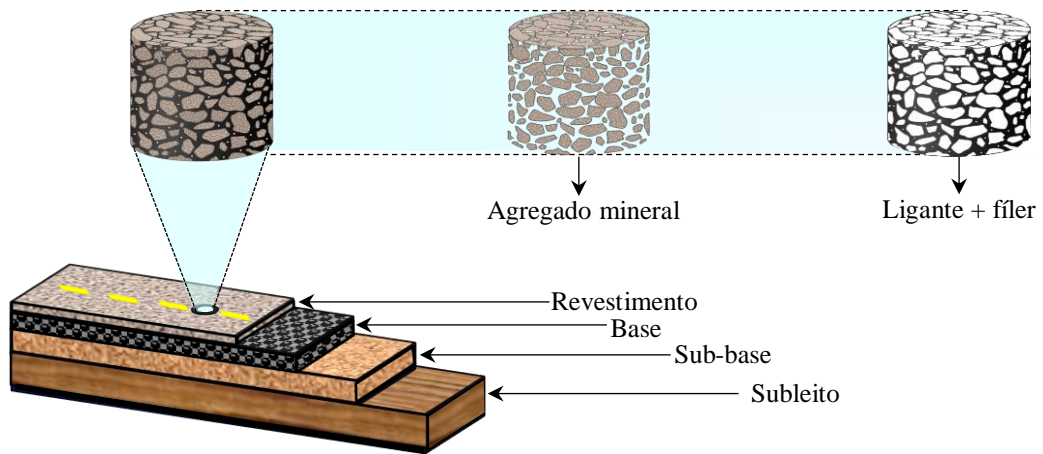
Segundo a ANP (2016), aproximadamente, 1,9 milhão de toneladas de CAP foram consumidos no ano de 2015 no Brasil. Xu *et al.* (2016) afirmaram que ainda somos incapazes de prever com precisão o desempenho em campo do material asfáltico a partir de algumas de suas propriedades fundamentais.

Na mistura asfáltica, o CAP desempenha um papel de ligação entre os agregados, sendo por isso denominado ligante asfáltico. O CAP e os agregados são fundamentais para as propriedades mecânicas da mistura, em particular, as forças adesivas entre esses dois materiais contribuem significativamente para o bom desempenho do pavimento (Yu *et al.*, 2013).



A camada de revestimento de pavimentos asfálticos é formada pela combinação de determinada proporção de agregados minerais, de ligante asfáltico e de fíler, que devem ser capazes de resistir às deformações plásticas, às trincas e aos danos causados pela água ou pela umidade (Jakarni, 2012). A Figura 11 mostra esquematicamente a projeção de um corpo de prova (CP) retirado do revestimento com os componentes da mistura asfáltica.

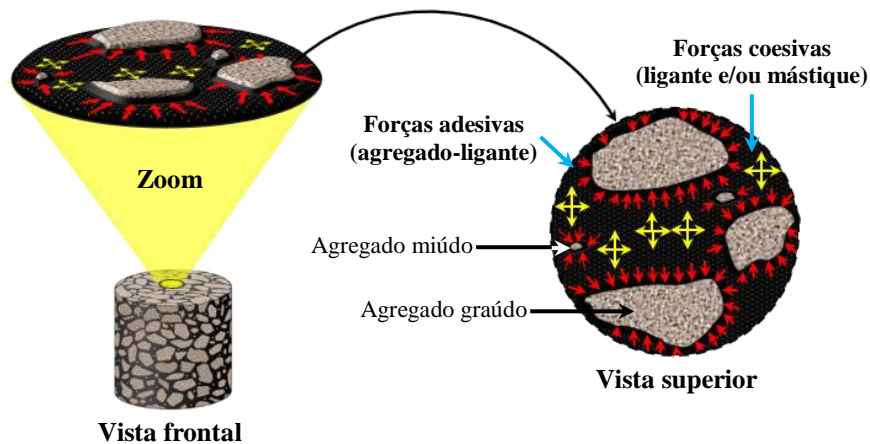
Figura 11 – Componentes da mistura asfáltica



Fonte: Elaborada pelo autor.

Em linhas gerais, além das forças atuantes no intertravamento mecânico da mistura, as forças responsáveis pelo bom desempenho em campo da mistura asfáltica podem ser divididas em duas classes: (i) forças adesivas (na interface agregado-ligante), e (ii) forças coesivas (no ligante e/ou mástique) conforme representado na Figura 12.

Figura 12 – Forças predominantes na mistura asfáltica



Fonte: Elaborada pelo autor.



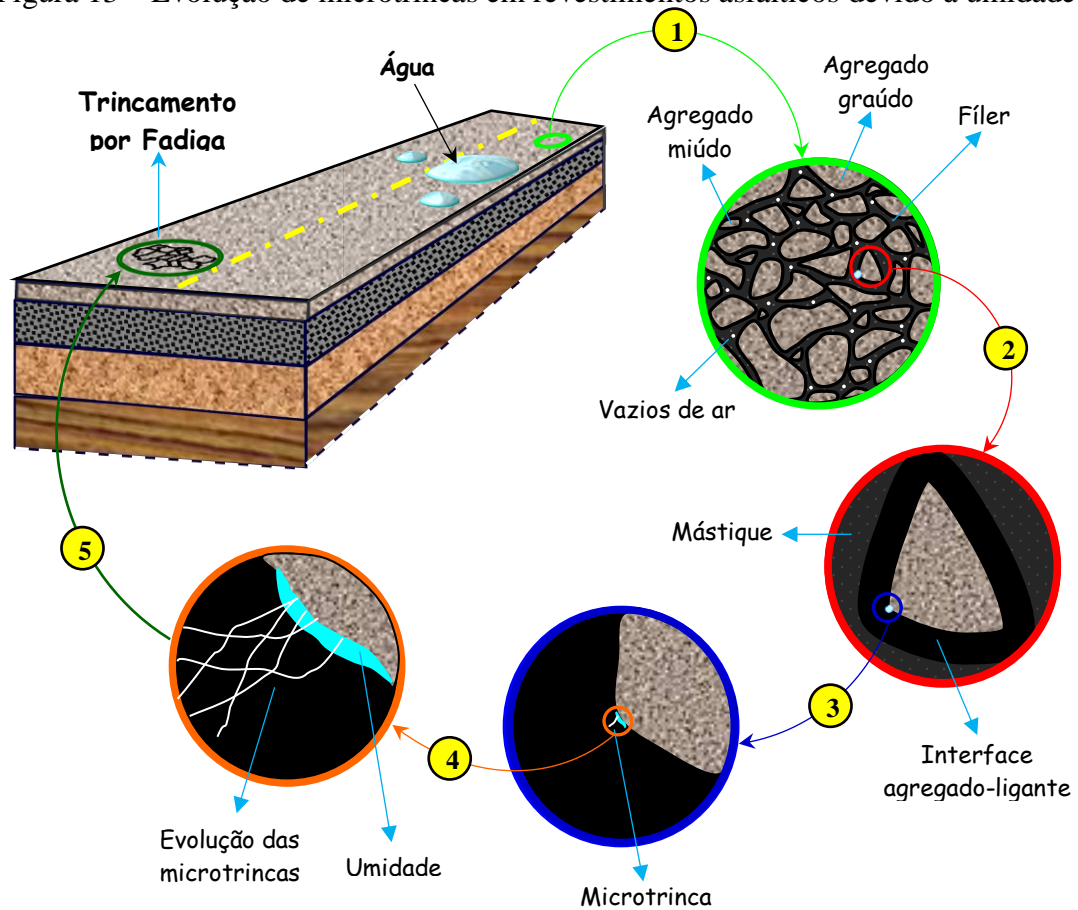
A durabilidade do revestimento asfáltico é afetada pela força de adesão entre o ligante asfáltico e o agregado. Apesar de os métodos de construção, o tráfego, as condições ambientais e as propriedades das misturas contribuírem para a deterioração de um pavimento, a presença de água ou de vapor de água (umidade) é frequentemente um dos fatores predominantes que afetam a durabilidade das misturas asfálticas (Hicks, 1991). Segundo Kanitpong e Bahia (2005), as propriedades de adesão e coesão da mistura asfáltica são afetadas quando em contato com a água, afetando a vida útil do pavimento asfáltico.

Na literatura internacional é comum se encontrar termos como *moisture sensitivity* (sensibilidade à umidade), *moisture damage* (dano devido à umidade) e *stripping* (descolamento do ligante da superfície do agregado em presença de água) em textos correlatos à adesividade em misturas asfálticas (Neves Filho, 2006). A degradação da mistura asfáltica pela ação da umidade pode se dar por três mecanismos: (i) pela perda de coesividade no interior da massa asfáltica, (ii) pela falta de adesividade na interface agregado-ligante e (iii) pela degradação do agregado. Além disso, a água presente na mistura pode fluir até os vazios e lá permanecer, afetando seu desempenho (Bringel *et al.*, 2011).

Kim *et al.* (1992), demonstraram que misturas asfálticas contendo agregados de superfície polida apresentaram menor força adesiva do que misturas com agregados rugosos. Os CPs compostos de agregados polidos apresentaram descolamento na interface agregado-ligante, enquanto que as misturas com agregados rugosos não apresentaram esse tipo de ruptura, demonstrando que problemas de adesividade tornam a interface mais suscetível a ação da umidade.

Partindo do pressuposto de que uma região em que o agregado não foi completamente recoberto pelo ligante será mais suscetível à ação deletéria da água, é possível inferir que esse local poderá vir a se tornar o gatilho para a formação de uma microtrinca. A Figura 13 ilustra o mecanismo de formação e de propagação das microtrincas até o trincamento por fadiga devido às falhas adesivas causadas pela umidade no revestimento.

Figura 13 – Evolução de microtrincas em revestimentos asfálticos devido à umidade



Fonte: Elaborada pelo autor.

Nas décadas de 1970 e 1980, os Estados Unidos conviveram com uma série de defeitos prematuros em seus pavimentos devido aos danos relacionados à água. Deformações plásticas, trincas do tipo couro de jacaré, trincas longitudinais e trincas transversais foram as patologias mais frequentes àquela época. Esse fato foi em parte o responsável pelo *Strategic Highway Research Program (SHRP)* e as decorrentes especificações *Superior Performing Asphalt Pavement (Superpave)*, divulgadas em 1993 (Epps *et al.*, 2003).

Segundo Aschenbrener (2002), o Departamento de Transportes do Colorado - EUA realizou uma pesquisa, no ano de 2002, para determinar as ações tomadas por várias agências no combate ao dano por umidade de misturas do tipo *Hot Mix Asphalt (HMA)*. Conforme descrito por Sebaaly *et al.* (2006), esta pesquisa incluiu 50 departamentos estaduais de transporte, 3 escritórios federais da *Federal Highway Administration (FHWA)*, o Distrito de Columbia e 1 província canadense. Concluiu-se que 82% das agências utilizam algum tipo de tratamento para combater os danos causados pela umidade, como adição de cal ou de agentes *anti-stripping*.

Nos últimos anos, pesquisadores têm intensificado os estudos, na área da pavimentação, para explicar como a adesão entre o agregado e o ligante afeta a mistura asfáltica. Diversas teorias foram postuladas para explicar os mecanismos da adesão, porém ainda hoje não existe uma teoria largamente aceita que explique esse fenômeno entre os materiais que compõem as misturas asfálticas e sua influência no desempenho em campo dos pavimentos.

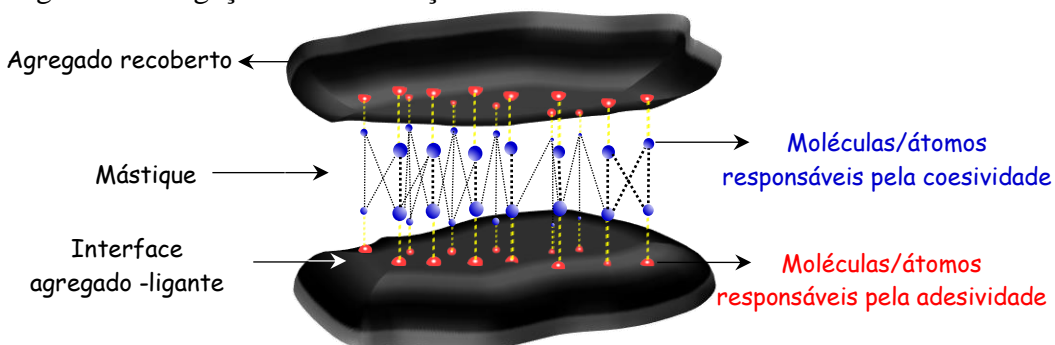
## 2.7 Adesividade Agregado-Ligante Asfáltico

A adesividade global é caracterizada pela resistência adesiva e coesiva da mistura contra o deslocamento das partículas de agregado, fixados pelo ligante asfáltico (Abeda, 2010). De acordo com a *American Society for Testing and Materials* (ASTM D 907-06), um adesivo é um material capaz de manter materiais unidos por interação superficial, oferecendo resistência à separação.

A adesão e a coesão são temas que abrangem muitas propriedades como a físico-química das superfícies, a reologia, a química do material adesivo, a análise de tensões e a análise de fratura (Awaja *et al.*, 2009). Petrie (1996) afirmou que, para se atingir uma boa ligação adesiva, se faz necessário respeitar alguns requisitos como: a escolha adequada do adesivo, bom projeto e execução da colagem, limpeza das superfícies que serão ligadas e processo de colagem adequado (solidificação e cura).

No caso das misturas asfálticas, o mecanismo de ligação é governado por duas interações físico-químicas: (i) adesão e (ii) coesão. O primeiro trata da ligação e/ou interação intermolecular e/ou interatômica da película asfáltica com a superfície do agregado. O segundo diz respeito a resistência às ligações e/ou interações intermoleculares e/ou interatômicas no ligante e/ou mástique, como ilustrado na Figura 14.

Figura 14 – Ligações e/ou interações a nível atômico/molecular de misturas asfálticas



Fonte: Elaborada pelo autor.

Hefer *et al.* (2005) descreveram que as forças de interação responsáveis pela adesão na interface agregado-ligante asfáltico são: íon-dipolo, forças de Van der Waals (dipolo-dipolo, dipolo-dipolo induzido e dipolo instantâneo-dipolo induzido) e ligações covalentes. A Tabela 1 mostra os tipos de forças intermoleculares presentes na mistura asfáltica e suas características.

Tabela 1 – Forças intermoleculares e suas características

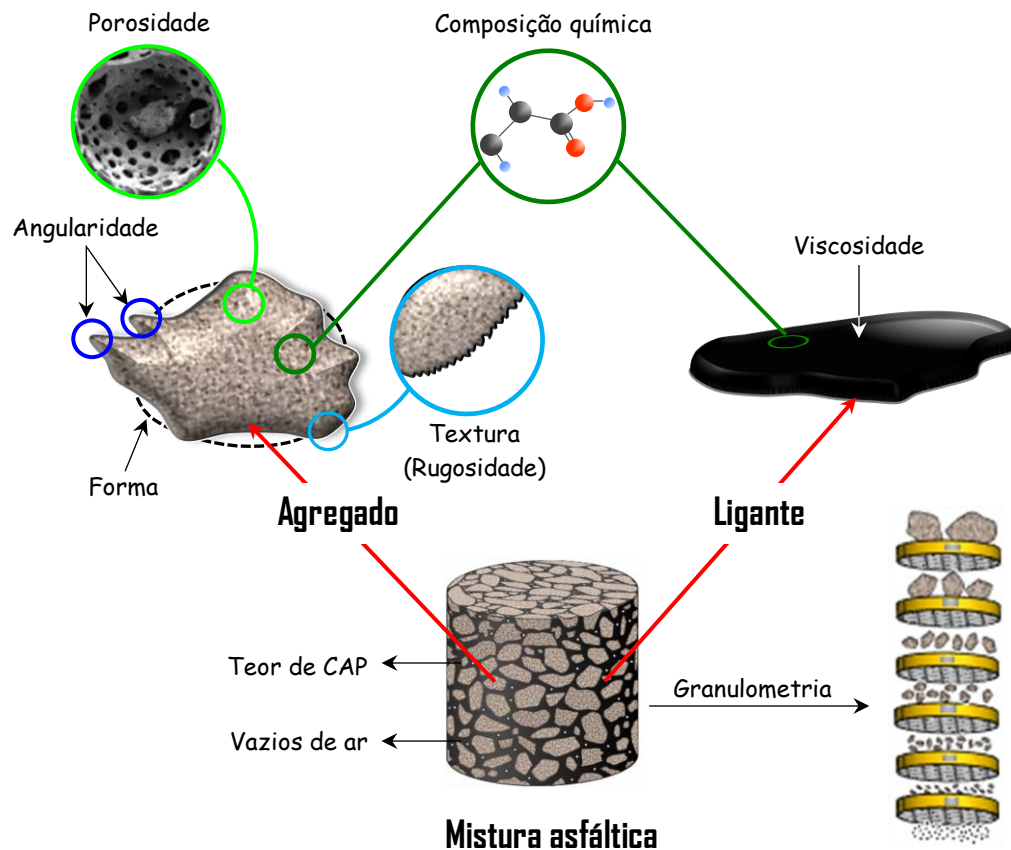
<b>Tipo de interação</b>	<b>Intensidade da Força</b>	<b>Espécies envolvidas</b>
Íon-dipolo	Forte	Íons e moléculas polares
Dipolo-dipolo	Moderadamente forte	Moléculas polares
Dipolo-dipolo induzido	Muito fraca	Molécula polar e outra apolar
Dipolo instantâneo-dipolo induzido	Muito fraca	Todas as moléculas
Ligações covalente	Muito forte	Compartilhamento de pares de elétrons

Fonte: Barbosa (2004).

## 2.8 Fatores que Afetam a Adesividade na Interface Agregado-Ligante Asfáltico

Conforme Hicks (1991), a adesividade da mistura asfáltica é influenciada por diversas variáveis. Entre os fatores que afetam a adesividade estão a tensão superficial na interface agregado-ligante (Johnson e Freeman, 2002), a viscosidade (Petersen *et al.*, 1982; Roberts *et al.*, 1996) e a composição química do ligante (Dibalski, 1982); a textura (Kennedy e Anagnos, 1984), a porosidade (Rice, 1958), a composição química (Hicks, 1991; Kandhal e Rickards, 2001) e a limpeza do agregado (Struillou, 1969), bem como a umidade que percola a massa asfáltica ao longo de sua vida útil (Bringel *et al.*, 2011). Em relação às características dos materiais, as variáveis que influenciam, significativamente, na adesividade são mostradas na Figura 15.

Figura 15 – Fatores que interferem na adesividade da mistura asfáltica

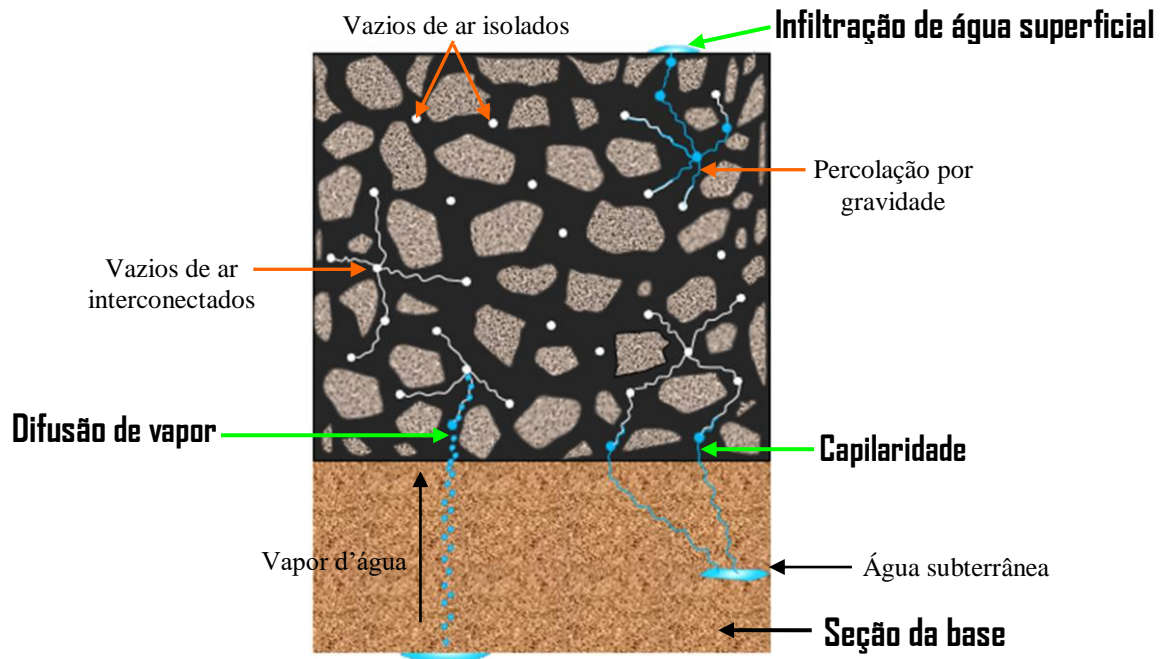


Fonte: Elaborada pelo autor.

O volume de vazios influencia a durabilidade do pavimento, pois está intimamente ligado à permeabilidade das misturas asfálticas (Ferreira, 2015). Baixo teor de vazios de ar tende a minimizar o envelhecimento e o deslocamento da película betuminosa na interface agregado-ligante (Roberts *et al.*, 1996).

Kennedy *et al.* (1983) afirmaram que o processo de dano por umidade é iniciado com o transporte da umidade, por meio de permeabilidade e/ou de difusão do vapor, para dentro da mistura asfáltica, o que leva à diminuição da adesão e da coesão na estrutura. Por sua vez, Masad *et al.* (2007) mencionaram que os três principais mecanismos pelos quais a água ou a umidade penetram na mistura asfáltica são: (i) infiltração de água superficial, (ii) capilaridade e (iii) difusão de vapor d'água, conforme Figura 16.

Figura 16 – Mecanismos de penetração da água ou umidade



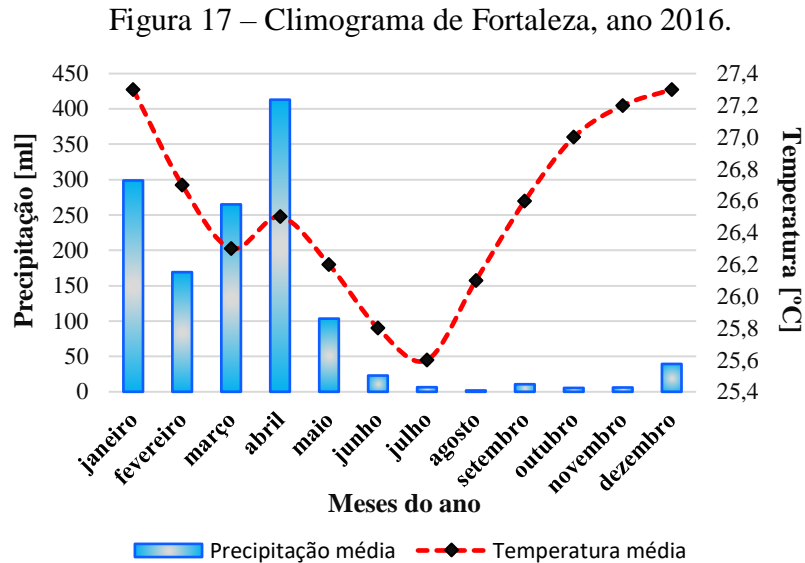
Fonte: Elaborada pelo autor.

Os órgãos responsáveis pela pavimentação nos EUA especificam que o volume de vazios da camada de revestimento do tipo HMA para liberação do tráfego seja no máximo 8% (92% da  $G_{mm}$ ). A partir desse valor, assume-se que o pavimento densificará com o tráfego até o valor definido no projeto e na dosagem da mistura (3% a 5%) em um período de 2 a 3 anos, reduzindo a interconexão dos vazios de ar (Kandhal, 1994; Kandhal e Rickards, 2001). Quanto menos interconectados estiverem os vazios de ar na mistura asfáltica menor serão os danos causados pela água, pois mais impermeável estará o revestimento.

É importante salientar que o processo de redução dos vazios ocorre de maneira mais acentuada no verão, quando as temperaturas são mais elevadas, conseqüentemente a rigidez da mistura asfáltica tende a diminuir. Na cidade de Fortaleza-CE, em 2016, de acordo com a Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos (Funceme, 2017), os cinco primeiros meses do ano tiveram a maior precipitação de chuvas. As médias históricas indicam também essa tendência.

De acordo com o exposto, por Kandhal (1994); Kandhal e Rickards (2001) e considerando as informações em Funceme (2017), seria apropriado que a execução da camada de revestimento asfáltico iniciasse no mês de junho ou julho, pois no momento em que a mistura asfáltica tem maior volume de vazios a precipitação será a menor possível. A temperatura estará no período ascendente, a partir de julho, conforme visto na Figura 17, o que ocasionaria a

diminuição dos vazios na época do ano mais favorável, diminuindo assim os danos causados pela umidade.



Fonte: Elaborada pelo autor, com base em dados retirados de FUNCEME (2017).

## 2.9 Teorias de Adesão na Interface Agregado-Ligante Asfáltico

As quatro teorias seguintes tentam explicar a adesividade entre agregado e ligante asfáltico. Elas explicam individualmente alguns aspectos da adesão, porém não representam completamente a adesividade agregado-ligante (Majidzadeh e Brovold, 1968; Hicks, 1991).

(i) Teoria da Adesão Mecânica: está relacionada às propriedades físicas do agregado, incluindo textura superficial, porosidade (absorção), revestimento superficial, área superficial e tamanho da partícula. Em poucas palavras, quanto maior for a rugosidade do agregado maior será a força adesiva (Rice, 1958; Terrel e Al-Swailmi, 1994).

(ii) Teoria da Reação Química: tem sido geralmente aceita para explicar a diferença de adesividade em diferentes tipos de agregados e de ligantes, na presença de água. Agregados mais ácidos tem características hidrofílicas (atraem água), enquanto que agregados mais básicos têm características hidrofóbicas (repelem água). Em outras palavras, o pH dos grupos funcionais tanto de agregados quanto do ligante afetam a adesividade dos materiais que compõem a mistura asfáltica. A razão para isso tem sido atribuída a diferentes polaridades na superfície dos dois materiais (Kiggundu e Roberts, 1988; Hicks, 1991).

(iii) Teoria da Energia de Superfície: essa teoria tenta explicar a capacidade do ligante de molhar (envolver) o agregado. O problema é que, normalmente, devido também a suas viscosidades, a

tensão de adesão do ligante asfáltico é menor do que a da água, com os agregados. Portanto, quando a mistura asfáltica entra em contato com a água, há uma tendência de descolamento da película betuminosa do agregado. A capacidade de molhar também está relacionada à tensão superficial, que é a pressão que tende a manter uma gota de líquido na forma esférica (Terrel e Shute, 1989).

(iv) Teoria da Orientação Molecular: as moléculas de asfalto se alinham com os íons presentes na superfície do agregado. A água tem natureza polar, enquanto o asfalto tem natureza principalmente apolar; quando esses dois materiais entram em contato com o agregado, que tem natureza polar, quem terá maior força de atração com este será a água (Majidzadeh e Brovold, 1968).

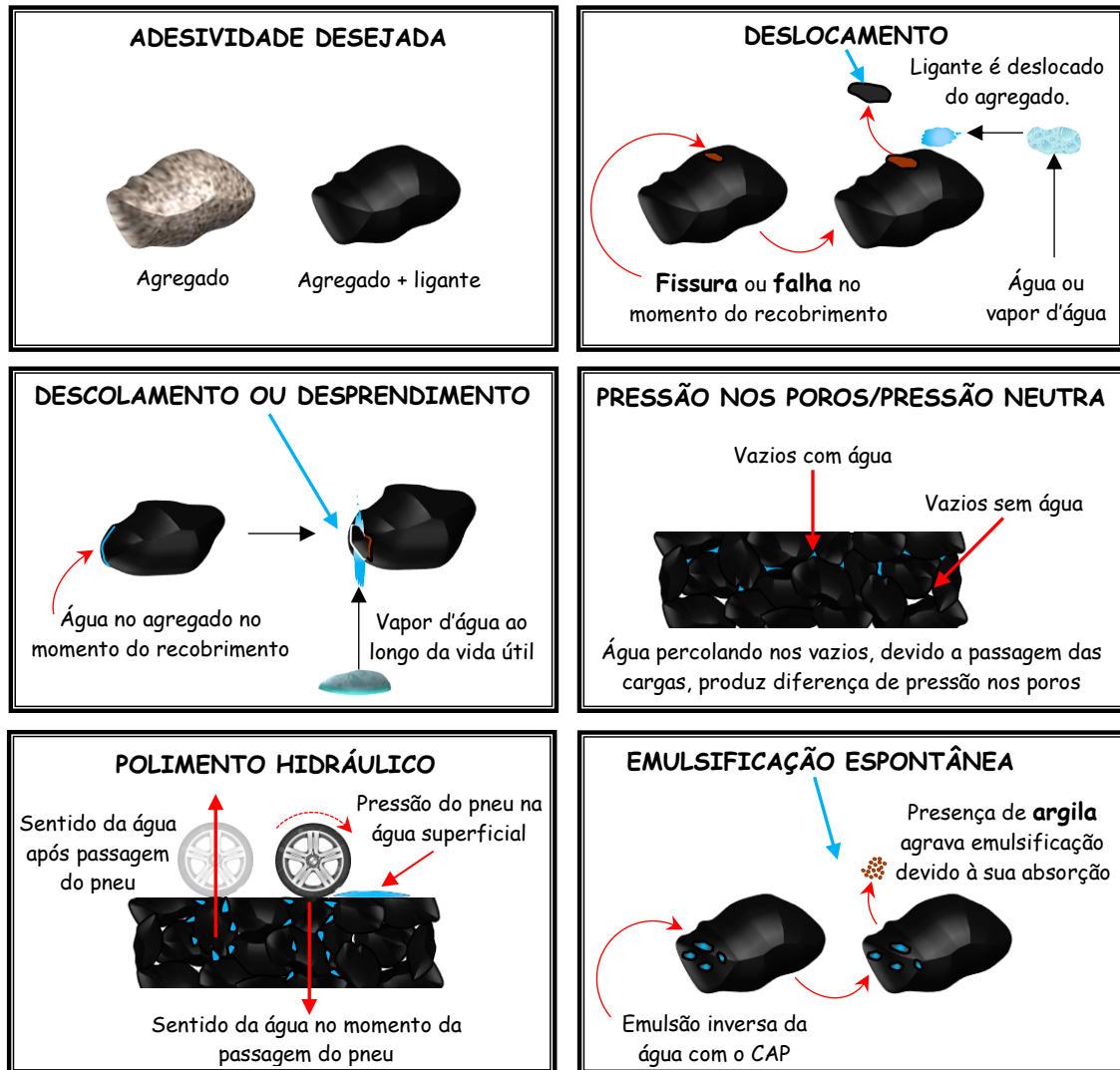
## **2.10 Mecanismos de Perda de Adesividade Devido à Umidade**

Curtis *et al.* (1993) mencionaram que a sensibilidade à água é um fator chave na adesão do asfalto com o agregado. O asfalto e a água competem pela superfície do agregado e formam um sistema que pode assemelhar-se à emulsão asfáltica. Huang *et al.* (2016) afirmaram que o efeito da água no revestimento asfáltico é exercido principalmente na interface agregado-ligante.

A literatura aponta alguns mecanismos que tentam explicar como as falhas adesivas ocorrem na interface devido à ação da umidade. Faz-se importante salientar que esses mecanismos podem agir individual ou simultaneamente, nesse último caso torna-se muito difícil diferenciar qual deles agiu de maneira mais predominante para a perda da adesividade (Kiggundu e Roberts, 1988; Tarrer e Wagh, 1991; Johnson e Freeman, 2002). Os mecanismos são deslocamento, descolamento ou desprendimento, pressão nos poros ou pressão neutra, polimento hidráulico e emulsificação. A Figura 18 mostra a comparação de uma adesividade desejada com os mecanismos que afetam a adesividade.



Figura 18 – Mecanismos que afetam a adesividade pela ação da água



Fonte: Elaborada pelo autor.

## 2.11 Principais Ensaios Relacionados à Adesividade

Apesar de ser conhecida a importância da adesividade no desempenho de pavimentos asfálticos, sua investigação é limitada e ainda não existe uma técnica de ensaio estabelecida e um procedimento para quantificar a resistência adesiva na interface agregado-ligante (Jakarni, 2012).

Liang (2008) afirma que vários ensaios foram desenvolvidos para avaliar a susceptibilidade à umidade de misturas asfálticas, contudo, estes não simulam inteiramente as condições de campo. Entretanto, podem fornecer informações úteis, como o deslocamento de asfalto da superfície do agregado ou a perda de desempenho de misturas compactadas.

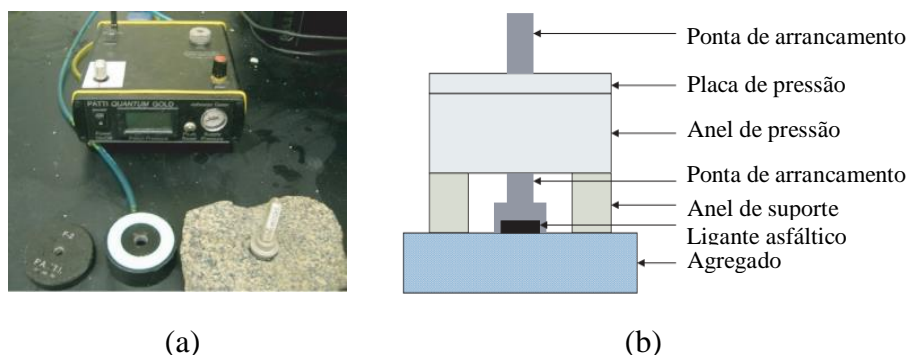
No Brasil os principais ensaios relacionados ao tema são Agregado Graúdo – Determinação da adesividade ao ligante betuminoso (ABNT 12583), Agregado Miúdo – Adesividade a ligante betuminoso (ABNT 12584) e Dano por Umidade Induzida (ABNT 15617) baseado no ensaio Lottman modificado.

A metodologia *Superpave*, produto do *SHRP*, adotou o método de ensaio padrão AASHTO T283 (Lottman modificado) como o teste necessário para a determinação de danos causados pela umidade. Todavia, algumas agências têm relatado problemas com este ensaio em termos de correlação entre os resultados de laboratório e observações de campo (Solaimanian *et al.*, 2003).

É possível utilizar outros métodos para avaliação da adesividade baseados na comparação de propriedades mecânicas medidas em amostras condicionadas e não condicionadas ou através de testes que considerem a interação combinada de cargas, temperatura e umidade (KIM e COREE, 2006).

Kanitpong e Bahia (2003), Santagata *et al.* (2009) usaram o equipamento *PATTI* (*Pneumatic Adhesion Tensile Testing Instrument*) para uma melhor compreensão do fenômeno da adesividade. Bringel *et al.* (2011) avaliaram a adesividade de misturas condicionadas e não condicionadas à umidade utilizando o mesmo equipamento. A norma AASHTO TP 91 (2013) descreve os procedimentos e materiais utilizados para a realização do ensaio *Asphalt Bond Strength* (*ABS*), que utiliza o equipamento *PATTI* para medir a adesividade agregado-ligante, conforme visto na Figura 19 (a) e (b).

Figura 19 – Equipamento e esquema do ensaio ABS



Fonte: Modificado de Bringel *et al.* (2011).

Santagata *et al.* (2009) afirmam que por meio de ensaios do tipo arrancamento, três tipos de falha podem ser atribuídos na interface agregado-ligante, por meio de inspeção visual: (i) falha coesiva, quando a superfície dos agregados fica completamente revestida pelo ligante

asfáltico; (ii) falha adesiva, quando a superfície do agregado permanece limpa após o ensaio; e (iii) falha adesiva/coesiva, quando parte do agregado permanece com ligante e parte não. Esses tipos de falha estão presentes na Figura 20.

Figura 20 – Tipos de falha em ensaios de arrancamento.



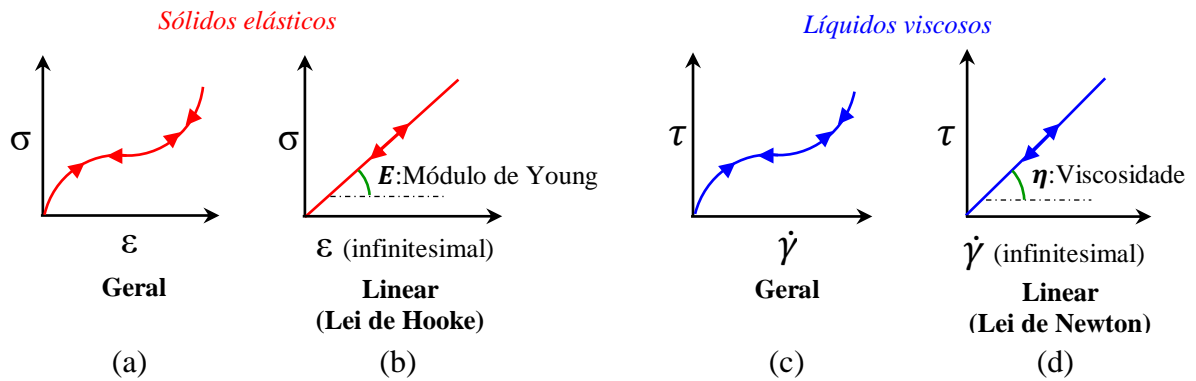
Fonte: Canestrari *et al.* (2010).

## 2.12 Viscoelasticidade Linear de Misturas Asfálticas

Segundo Babadopulos (2013) os materiais presentes na natureza, quando submetidos a tensões (e a deformações), têm a capacidade de armazenar ou de dissipar a energia que lhes é fornecida nesse processo. Christensen (1982) menciona que os materiais elásticos têm a capacidade de estocar energia mecânica sem que essa energia se dissipe. Por outro lado, materiais viscosos têm a capacidade de dissipar toda energia recebida.

De acordo com Silva (2009), o descarregamento da deformação axial ( $\varepsilon$ ), imposta em um sólido elástico, e a tensão longitudinal ( $\sigma$ ) aplicada, seguirão o mesmo caminho que aquele da fase de carregamento, porém no sentido contrário [Figura 21 (a)]. Para deslocamentos infinitesimais a proporcionalidade entre  $\sigma$  e  $\varepsilon$  se manifesta de maneira linear, obedecendo a Lei de Hooke ( $\sigma = E \cdot \varepsilon$ ) [Figura 21 (b)]. Por outro lado, nos líquidos viscosos a tensão cisalhante ( $\tau$ ) é sempre proporcional à taxa de deformação cisalhante ( $\dot{\gamma}$ ) aplicada no líquido no mesmo instante. Analogamente, para pequenos deslocamentos e pequenas taxas de deformação  $\tau$  e  $\dot{\gamma}$  se manifestam de maneira linear, obedecendo à Lei de Newton da viscosidade ( $\tau = \eta \cdot \dot{\gamma}$ ) [Figura 21 (d)].

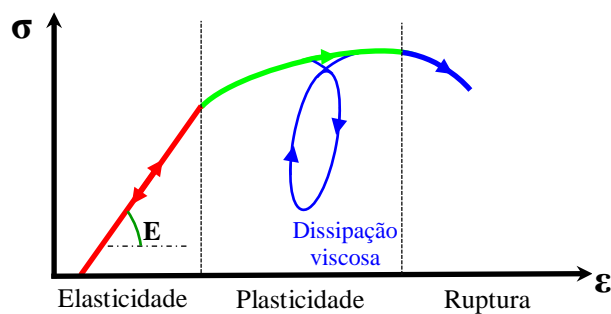
Figura 21 – Diagrama tensão-deformação para diferentes materiais



Fonte: Silva (2009).

Na zona de elasticidade, o caminho percorrido durante o carregamento em um diagrama de tensão-deformação é superposto pelo caminho de descarregamento (Babadopulos, 2013), enquanto que na zona de plasticidade há dissipação de energia e o material não retorna a sua condição inicial [Figura 22].

Figura 22 – Diagrama tensão-deformação genérico



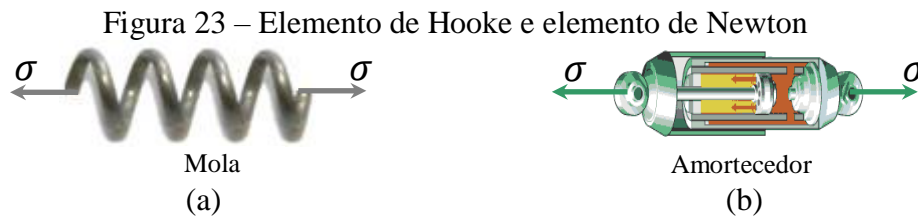
Fonte: Babadopulos (2013).

Alguns materiais têm a capacidade de armazenar uma fração da energia recebida e dissipar a fração restante. Esses materiais exibem um comportamento intermediário entre um sólido elástico e um fluido viscoso e por isso são denominados materiais viscoelásticos (Theisen, 2011), como as misturas asfálticas.

Em campo as misturas asfálticas apresentam uma resposta mais próxima da elástica para carregamentos mais rápidos (maior frequência de carregamento), e uma resposta mais próxima da viscosa para cargas lentas ou estáticas (menor frequência de carregamento) (Coutinho, 2012 e Gouveia, 2016), salientando que esse comportamento também é dependente da temperatura a que a pavimento está exposto.

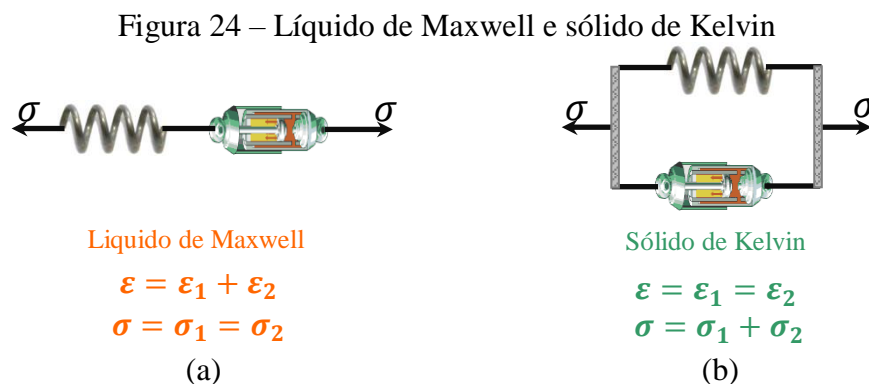
Para representar o comportamento físico de determinado material quando solicitado

a tensões e a deformações são usados análogos mecânicos (Silva, 2009). O análogo mecânico mais apropriado para representar os materiais elásticos lineares é uma mola ou elemento de Hooke (Christensen, 1982), enquanto que para materiais com comportamento viscoso linear, em que toda energia mecânica fornecida seria dissipada, o análogo mecânico apropriado é um amortecedor ou elemento de Newton (Coutinho, 2012; Mensch, 2017). Esses elementos são apresentados nas Figuras 23 (a) e (b), respectivamente.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Para representar comportamentos físicos mais complexos, e conseqüentemente se aproximar mais do comportamento real dos materiais viscoelásticos, esses elementos podem ser associados em série ou em paralelo (Monteiro, 1984). A associação em série [Figura 24 (a)] implica admitir que a cada instante a deformação total ( $\epsilon$ ) é a soma da deformação elástica com a deformação viscosa. A associação em paralelo [Figura 24 (b)] pressupõe que as deformações dos dois elementos sejam idênticas, sendo a tensão ( $\sigma$ ) composta duas partes, uma das quais é suportada pelo elemento elástico e a outra pelo elemento viscoso.

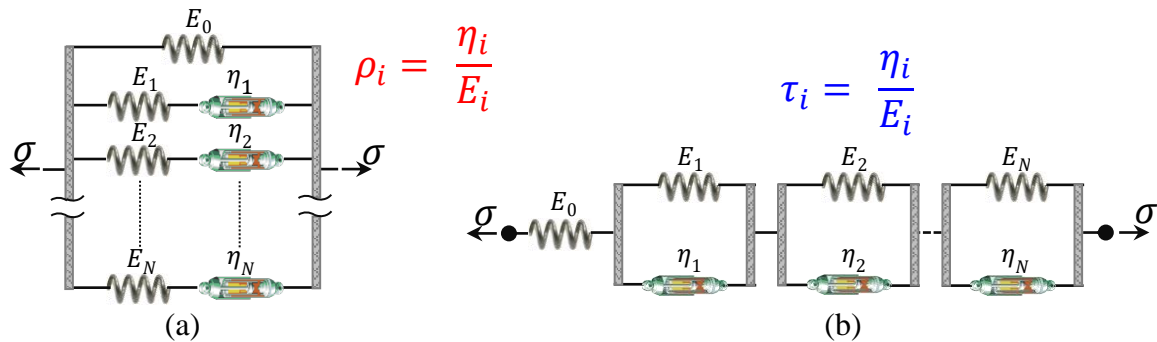


Fonte: Elaborada pelo autor.

Como as misturas asfálticas são materiais com comportamento complexo, suas variações físicas podem ser representadas por análogos mecânicos mais complexos. Os análogos mecânicos ficaram conhecidos com os nomes dos físicos que os desenvolveram e dão

origem a modelos viscoelásticos lineares, que podem ser associados em paralelo de pares mola-amortecedor ligados em série, como o modelo de Maxwell-Wiechert generalizado (MWG) [Figura 25 (a)] ou associações em série de pares mola-amortecedor ligados em paralelo, como o modelo de Kelvin-Voigt generalizado (KVG) [Figura 25 (b)].

Figura 25 – Modelos viscoelásticos lineares de espectro discreto

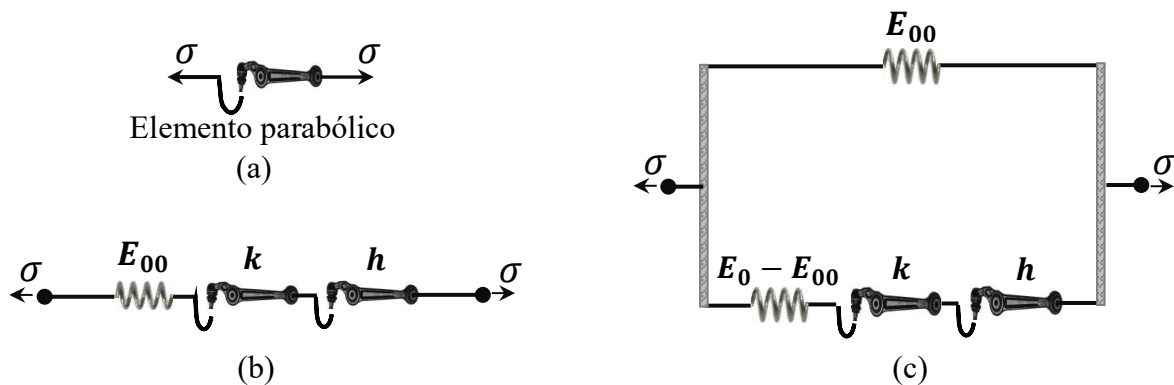


Fonte: Elaborada pelo autor.

Os modelos viscoelásticos lineares apresentados acima apresentam um espectro discreto. Babadopulos (2013) menciona que para cada elemento viscoelástico, definem-se as variáveis  $\rho$  (tempo de relaxação) no modelo de Maxwell generalizado e  $\tau$  (tempo de retardação) no modelo de Kelvin-Voigt generalizado. As equações que associam as tensões e as deformações são denominadas leis constitutivas e os parâmetros que as definem podem geralmente ser considerados propriedades dos materiais.

Segundo Babadopulos (2017), os dois modelos viscoelásticos lineares de espectro contínuo a seguir têm um elemento parabólico [Figura 26 (a)] capaz de representar a função fluência dos materiais asfálticos: Huet [Figura 26 (b)] e Huet-Sayegh [Figura 26 (c)].

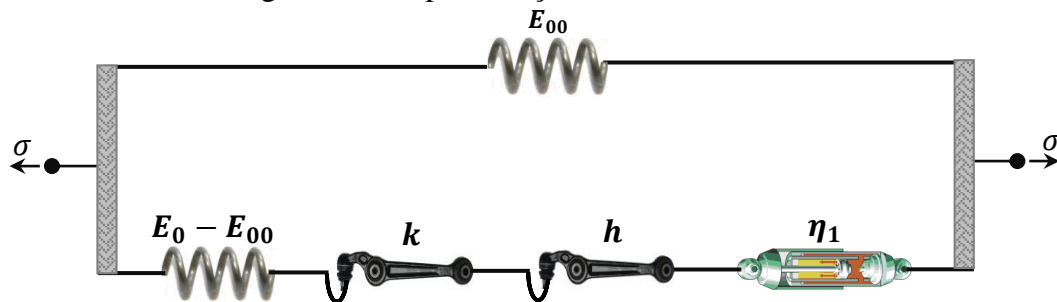
Figura 26 – Modelos viscoelásticos de espectro contínuo



Fonte: Elaborada pelo autor.

Embora o modelo Huet-Sayegh possa representar bem o comportamento viscoelástico linear de misturas asfálticas, ele apresenta desvios na representação do comportamento viscoso assintótico. Por isso, um elemento de viscosidade (amortecedor) foi adicionado a esse modelo, que passou a ser denominado modelo 2S2P1D (2 *springs*, 2 *parabolic dampers* e 1 *dashpot*), em português 2 molas, 2 elementos parabólicos e 1 amortecedor linear [Figura 27] (Dias, 2016).

Figura 27 – Representação do modelo 2S2P1D



Fonte: Elaborada pelo autor

Mensch (2017) afirma que a resposta mecânica dos materiais viscoelásticos não depende somente do seu estado de tensão atual, mas também de todo o seu histórico de carregamento. Por sua vez, Underwood *et al.* (2011) afirmam que o módulo dinâmico ( $|E^*|$ ) é uma propriedade viscoelástica da mistura asfáltica que, quando aplicada em equações constitutivas conhecidas, permite determinar a resposta do material (deformação) para qualquer histórico de carregamento aplicado.

### 2.13 Módulo Dinâmico - $|E^*|$

O módulo complexo ( $E^*$ ) é um número complexo que relaciona tensão e deformação em materiais viscoelásticos, quando submetidos a uma carga senoidal. Representa as características de rigidez dependentes de tempo (frequência) de um material (Gouveia, 2016). A temperatura e a frequência de carregamento do ensaio representam, respectivamente, a temperatura do ambiente na qual o pavimento se encontra e a velocidade dos veículos que atravessarão o pavimento durante o serviço.

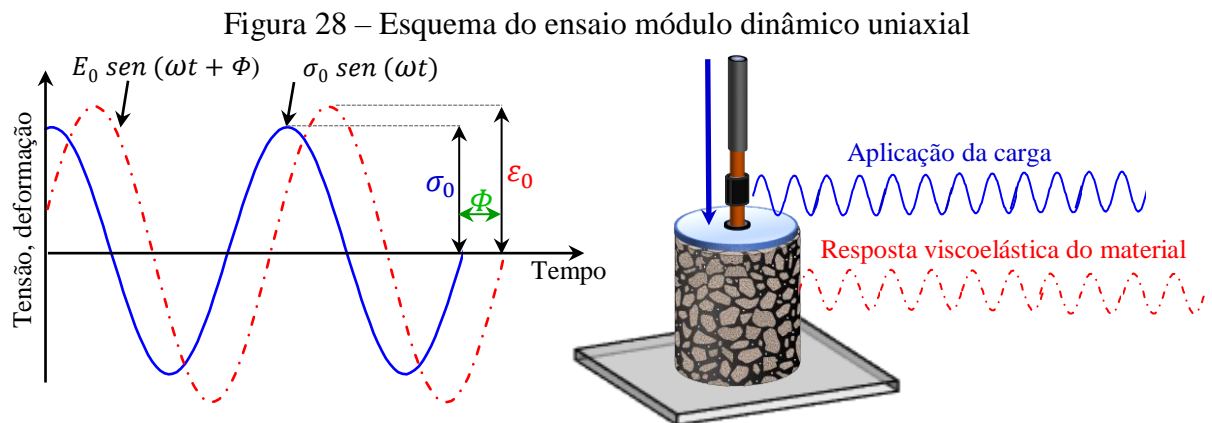
Christensen *et al.* (2003) define o  $E^*$  como a razão entre a tensão aplicada e a deformação decorrente, para um mesmo tempo e velocidade angular, conforme Equação (3).

$$E^* = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\sigma_0 e^{i\omega t}}{\varepsilon_0 e^{i(\omega t - \phi)}} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cos \phi + i \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \sin \phi \quad (3)$$

Em que:  $\sigma_0$ : amplitude da tensão de carregamento;  
 $\varepsilon_0$ : amplitude da deformação recuperável;  
 $\omega$ : frequência angular;  
 $t$ : tempo;  
 $\phi$ : ângulo de fase;

A relação entre as amplitudes de tensão e de deformação define o valor absoluto do módulo complexo, que passa a ser designado de módulo dinâmico ( $|E^*|$ ) e é matematicamente expresso pela Equação (4) e esquematizado na Figura 28.

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (4)$$

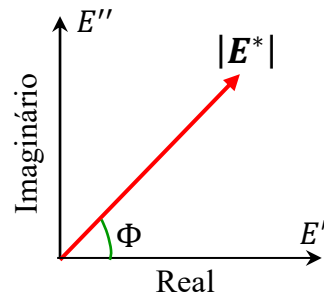


Fonte: Elaborada pelo autor.

Como qualquer número complexo,  $E^*$  possui uma parcela real, chamada de módulo de armazenamento ou estocagem ( $E'$ ) que está relacionada com a resposta elástica do material e uma parcela imaginária, chamada de módulo de perda ( $E''$ ) que se relaciona à resposta viscosa do material. Quanto maior a parcela real, mais capacidade o material tem de retornar à sua configuração original depois da remoção do carregamento. O ângulo que o vetor que representa o módulo complexo faz com o eixo real é chamado de ângulo de fase [Figura 29]. Quanto mais próximo a  $90^\circ$ , maior será o comportamento viscoso do material e maior será o atraso da resposta ante o carregamento. Quanto mais próximo a  $0^\circ$ , o material tende a ter um comportamento mais elástico (Pazos, 2015; Gouveia, 2016; Mensch, 2017).



Figura 29 – Plano complexo



Fonte: Elaborada pelo autor.

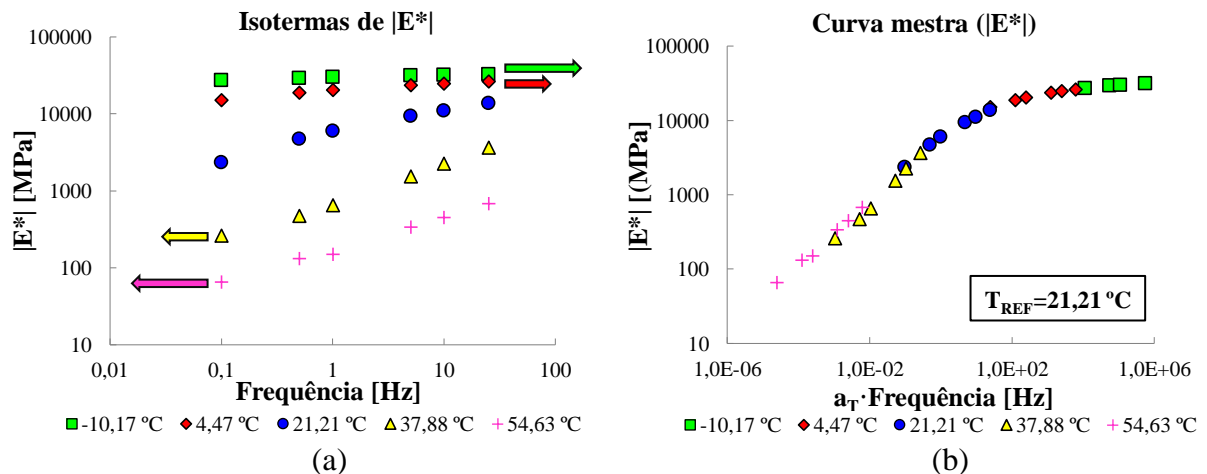
Dias (2016) explica que o módulo complexo do modelo 2S2P1D pode ser determinado pela Equação (5), em que  $0 < k < h < 1$ ,  $\beta$  é adimensional,  $\eta = (E_0 - E_{00})\beta\tau$  e  $\omega = 2\pi f$ .

$$E^*(i\omega t) = E_{00} + \frac{E_0 - E_{00}}{1 + \delta(i\omega t)^{-k} + (i\omega t)^{-h} + \phi(i\omega\beta\tau)^{-1}} \quad (5)$$

### 2.13.1 Princípio de Superposição Tempo-Temperatura (PSTT)

Roylance (2001) menciona que o fator de deslocamento tempo temperatura (*time-temperature shift factor*,  $a_T$ ) pode ser usado para trasladar horizontalmente os pontos experimentais para uma temperatura de referência ( $T_{REF}$ ) [Figura 30 (a)]. Segundo o PSTT, para o caso de materiais termorreologicamente simples, dados experimentais de viscoelasticidade obtidos a diferentes temperaturas e frequências podem ser sobrepostos em uma única curva, denominada curva mestra (Coutinho, 2012; Gouveia, 2016), conforme visto na Figura 30 (b).

Figura 30 – Construção de curva mestra



Fonte: Elaborada pelo autor.

A frequência reduzida ( $f_R$ ) pode ser obtida por meio da Equação (6), em que  $f$  é a frequência (Mensch, 2017).

$$f_R = f \cdot a_T \quad (6)$$

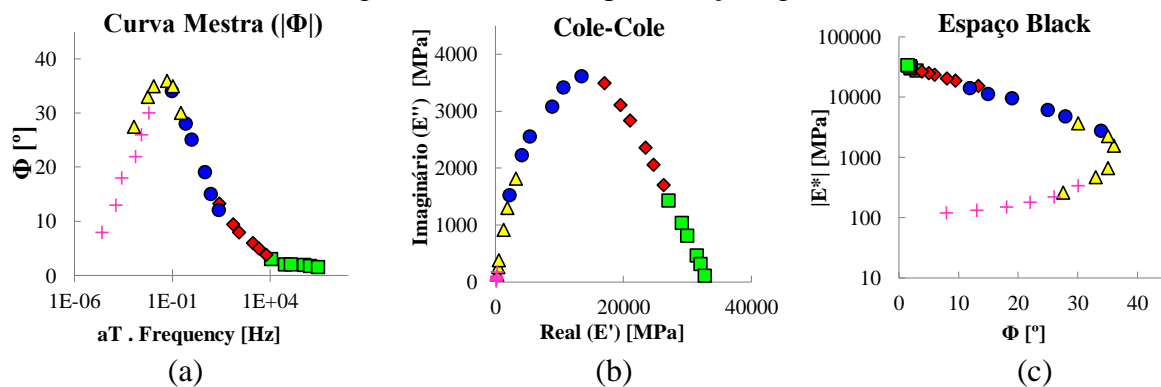
O fator de deslocamento pode ser determinado de diferentes formas, dentre elas a equação de Arrhenius [Equação (7)] e a equação de Williams-Landel-Ferry (WLF) [Equação (8)], em que  $C$ ,  $C_1$  e  $C_2$  são constantes de ajuste da curva,  $T$  é a temperatura de obtenção dos dados, em Kelvin, e  $T_{REF}$  é a temperatura de referência para construção da curva, em Kelvin.

$$\log(a_T) = C \cdot \left( \frac{1}{T} - \frac{1}{T_{REF}} \right) \quad (7)$$

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

Além da curva mestra de módulo dinâmico, os dados experimentais também podem ser apresentados em outras representações gráficas como: curva mestra do ângulo de fase [Figura 31 (a)]; *Cole-Cole* [Figura 31 (b)], que é a plotagem de  $E'$  (parte real, elástica) vs  $E''$  (parte imaginária, viscosa); e o espaço *Black* ( $\log |E^*|$  vs ângulo de fase) [Figura 31 (c)].

Figura 31 – Outras representações gráficas



Fonte: Elaborada pelo autor.

## 2.14 Dano por Fadiga em Misturas Asfálticas

A fadiga em misturas asfálticas pode ser definida como sendo o processo onde a repetição da deformação principal de tração resulta na redução da rigidez total causada pelas trincas que se desenvolvem no interior da mistura. Diversos autores (Daniel e Kim, 2002, Babadopulos, 2014; Nascimento, 2015; Freire, 2015, Babadopulos, 2017) têm utilizado a Teoria do Dano em meio Contínuo Viscoelástico (do inglês, *Viscoelastic Continuum Damage* - *VECD*) para a caracterização do dano por fadiga em misturas asfálticas.

Portela (2011) menciona que o VECD considera um sólido danificado com uma dada rigidez como um sólido sem dano com uma rigidez reduzida. O parâmetro de dano, em geral, quantifica qualquer alteração microestrutural que resulta em uma redução de rigidez. Nascimento (2015) menciona que a mecânica de dano contínuo ignora o comportamento de microescala e tenta caracterizar um material usando observações de macroescala, ou seja, propriedades observáveis na escala do volume material. Segundo Schapery (1990), as trincas são consideradas homogêneas e previstas a partir de variáveis internas de estado, cujas elevações são determinadas experimentalmente.

O modelo VECD é baseado em três conceitos principais: (i) o princípio da correspondência elástico-viscoelástica com base na pseudo-deformação ( $\varepsilon^R$ ) para modelar o comportamento viscoelástico do material, (ii) a teoria do potencial de trabalho baseado em mecânica do dano contínuo para modelagem de efeitos das microfissuras no comportamento constitutivo global e (iii) PSTT com dano crescente para incluir os efeitos combinados de tempo/taxa e temperatura (Nascimento, 2015). Para informações mais detalhadas a respeito desses conceitos indicam-se os trabalhos de Mello (2008), Babadopulos (2014) e Nascimento (2015).

Underwood *et al.* (2012) propuseram uma simplificação do modelo VECD, passando a ser denominado *Simplified Viscoelastic Continuum Damage* (S-VECD) para o caso do carregamento cíclico. Segundo Freire (2015), o S-VECD substitui a deformação pela pseudo-deformação (tensão viscoelástica linear dividida por um módulo de referência) transformando equações do comportamento viscoelástico do material em equações similares às de comportamento elástico. A inclinação da curva formada trata-se da pseudo-rigidez ( $C$ ), que é relacionada à integridade do material. A partir da variação do tempo e da pseudo-rigidez durante o ensaio, a variável interna de estado de dano ( $S$ ) pode ser obtida analiticamente.

As possíveis variações ocorridas nos valores dos CPs utilizados no ensaio de módulo dinâmico a compressão ( $|E^*|_{LVE}$ ) com o módulo dos CPs usados no ensaio de fadiga ( $|E^*|_{fingerprint}$ ) devem ser levadas em consideração. Para tal, o *fingerprint* do  $|E^*|$  com poucos ciclos é realizado antes do ensaio de fadiga e seu valor é utilizado para corrigir esse possível desvio, usando a definição de Relação de Módulo Dinâmico ( $DMR$ ), expresso na Equação (9).

$$DMR = \frac{|E^*|_{fingerprint}}{|E^*|_{LVE}} \quad (9)$$

A  $DMR$  é utilizada para determinar a pseudo-rigidez, conforme Equação (10).

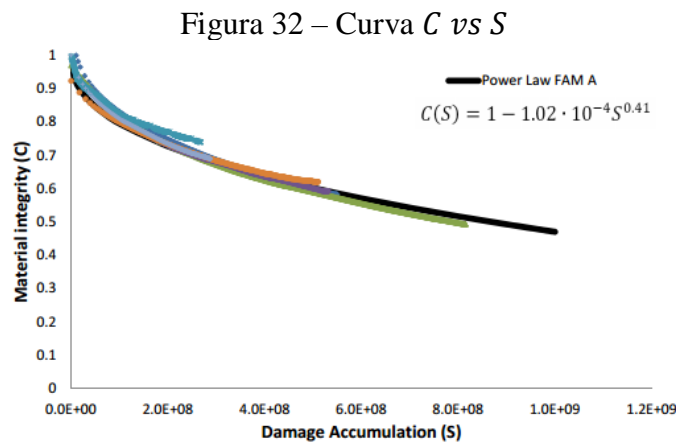
$$C = \frac{\sigma}{\varepsilon^R \cdot DMR} \quad (10)$$

O dano para cargas cíclicas pode ser determinado pela forma discretizada apresentada nas Equações (11) e (12).

$$\Delta S_k = \begin{cases} \left[1 - \frac{DMR}{2} (\varepsilon_{ta}^R)^2 (C_k^* - C_{k-1}^*)\right]^{\frac{\alpha}{\alpha+1}} (\Delta \xi)^{\frac{\alpha}{\alpha+1}} (K_1)^{\frac{1}{\alpha+1}}, & C_k \leq C_{k-1} \\ 0 & C_k \geq C_{k-1} \end{cases} \quad (11)$$

$$S_k = S_{1st\_peak} + \sum_{k=1}^n \Delta S_k \quad (12)$$

Para uma dada mistura asfáltica a curva  $C$  vs  $S$  independe do tipo de carga (carregamento cíclico ou monotônico), da frequência e da temperatura. Por esse motivo, a curva  $C$  vs  $S$  é conhecida como curva característica de dano (Daniel e Kim, 2002). A AASHTO TP 107 (2014) descreve os procedimentos para realização do ensaio e para os cálculos necessários para construção da curva  $C$  vs  $S$ , para a qual é mostrado um exemplo na Figura 32.



Duas leis de evolução são usadas para ajustar as curvas características de dano: Lei de Potência [Equação (13)] e a Lei Exponencial [Equação (14)], em que  $C_{11}$ ,  $C_{12}$ ,  $a$  e  $b$  são coeficientes de ajuste das respectivas leis.

$$C = 1 - C_{11} S^{C_{12}} \quad (13)$$

$$C = e^{as^b} \quad (14)$$

Babadopulos (2014) menciona que a escolha de qual equação utilizar será uma decisão que mudará apenas a equação final usada para estimar o número de ciclos para a falha ( $N_f$ ). Para o caso da estimativa para diferentes condições de carregamento a deformação controlada, a determinação de  $N_f$  pode ser realizada por meio do método descrito por

Nascimento (2016), que permite a previsão da vida de fadiga ( $N_f$ ) e do parâmetro de dano, a partir de dados extraídos do ensaio de vida de fadiga a tração/compressão. A metodologia de determinação desses parâmetros é descrita nas Equações (15), (16), (17), (18), (19) e (20).

$$N_f = \left( \frac{\delta}{Y \left( \frac{C_{12}}{p} \right) + 1} \right)^{\frac{1}{\Delta+1-\frac{C_{12}}{p}}} \quad (15)$$

$$\delta = \frac{1}{2} (\varepsilon^R_{TA})^2 C_{11} \left( \frac{p(C_{11}C_{12})^\alpha (\varepsilon^R_{TA})^\alpha}{f_R^{2\alpha}} \right)^{\frac{C_{12}}{p}} \quad (16)$$

$$\varepsilon^R_{TA} = \frac{1}{E_R} \frac{\beta + 1}{2} \left( (\varepsilon_{0,pp})_i |E^*|_{LVE} \right) \quad (17)$$

$$p = \alpha - \alpha C_{12} + 1 \quad (18)$$

$$G^R = Y(N_f)^\Delta \quad (19)$$

$$C(S) = 1 - C_{11} S^{C_{12}} \quad (20)$$

Em que:

$\varepsilon^R_{TA}$  = amplitude da pseudo-deformação;

$\alpha$  = taxa de evolução do dano;

$C_{11}$  e  $C_{12}$  = coeficientes da curva  $C$  vs  $S$ ;

$f_{red}$  = frequência reduzida;

$G^R$  = taxa de variação média da energia de pseudo-deformação liberada (por ciclo) durante todo ensaio;

$N_f$  = número de ciclos até a falha;

$Y$  = coeficientes do critério de ruptura  $G_R$  vs  $N_f$ ;

$\Delta$  = expoente da equação  $Y$ ;

$C(S)$  = integridade do material;

$S$  = parâmetro de dano;

$\varepsilon_{0,pp}$  = amplitude de deformação pico a pico;

$\beta$  = parcela do ciclo em que ocorre tensão de tração (um valor usual é de -0,08, que na prática significa que ocorre compressão em 80% do ciclo);

$|E^*|_{LVE}$  = módulo dinâmico viscoelástico linear nas condições de temperatura e frequência.

A taxa de evolução de dano  $\alpha$  é obtida diretamente do espectro de relaxação ( $\alpha = 1 + 1/m$ , onde  $m$  indica o máximo valor da derivada do módulo de relaxação em relação ao tempo, em escala log-log).

### 2.14.1 Critério de Falha para Fadiga

Muitos critérios de falha por fadiga são reportados na literatura, como a redução do módulo em 50%, a dissipação de energia ou mudança de tendência do ângulo de fase. Contudo, esses critérios se mostram sensíveis ao modo de carregamento. Sabouri e Kim (2014) combinaram o critério de queda de ângulo de fase com uma variável baseada em energia de pseudo-deformação, resultando em um critério de falha que independe do modo de carregamento.

Segundo Babadopulos (2014), para carregamentos cíclicos, a energia máxima de pseudo-deformação absorvida pelo material é acumulada sempre que a amplitude de tensão máxima é alcançada, conforme Equação (21).

$$W_{max}^R = \frac{1}{2} C^* (\varepsilon_{0,ta}^R)^2 \quad (21)$$

Para obter o critério de falha independente do modo de carregamento, Sabouri e Kim (2014) utilizaram o conceito de taxa média da energia de pseudo-deformação ( $G^R$ ) ao longo de todo histórico de carregamento do ensaio. A relação de  $G^R$  com  $N_f$  foi reportada como linear em escala log-log, e  $G^R$  pode ser determinado pela Equação (22).

$$G^R = \frac{W_{max}^R}{N_f} = \frac{\int_0^{N_f} W_C^R}{(N_f)^2} \quad (22)$$

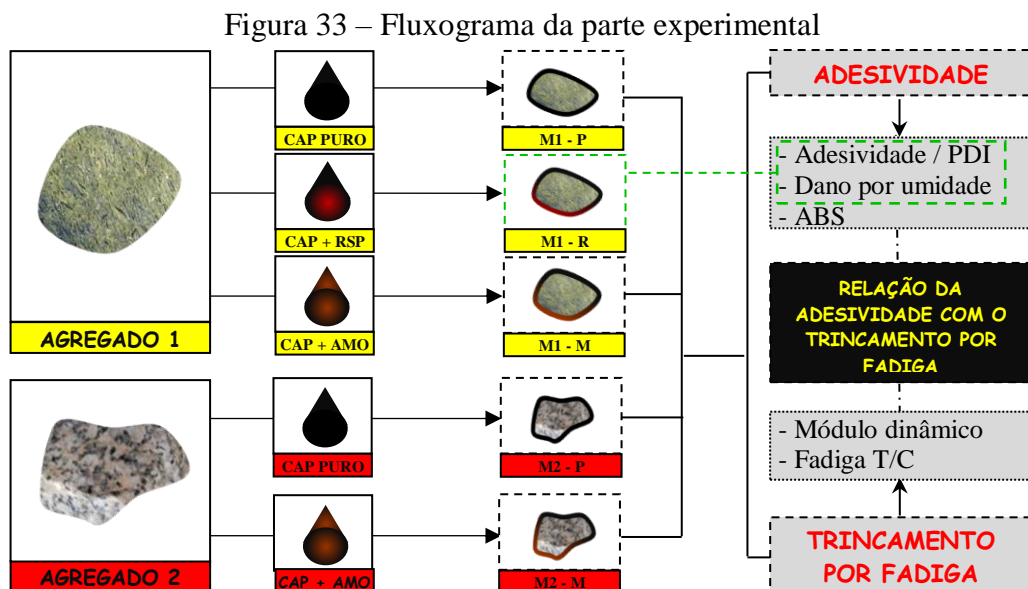
### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1 Considerações Iniciais

Este capítulo contém informações sobre os materiais que são utilizados na presente pesquisa, bem como sua caracterização físico-química. Contém ainda informações das propriedades dos agregados, do ligante asfáltico, dos resíduos de sacolas plásticas e do aditivo orgânico comercial melhorador de adesividade. Abordar-se-ão as curvas granulométricas dos agregados coletados, os procedimentos de dosagem e compactação. Os ensaios utilizados são apresentados, bem como a descrição do método de processamento digital de imagens desenvolvido.

#### 3.2 Esquema Resumido dos Materiais Utilizados e da Metodologia

Os agregados minerais utilizados neste trabalho foram coletados em duas pedreiras localizadas no Estado do Ceará, mais especificamente na Região Metropolitana de Fortaleza – RMF (Pedreira Yolita LTDA - Pyla e Pedreira OCS Mineradora). Para manter a confidencialidade das empresas perante os resultados aqui apresentados decidiu-se nomeá-las, aleatoriamente, por agregado 1 e agregado 2. A Figura 33 apresenta um esquema básico dos materiais e da metodologia experimental empregada neste trabalho, além de conter a nomenclatura utilizada para cada mistura.

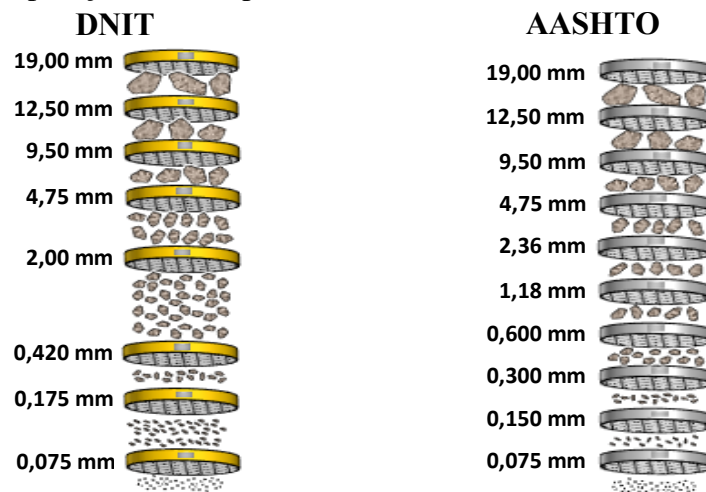


Fonte: Elaborada pelo autor.

Como o objeto de estudo são as interações químicas entre agregados, ligante asfáltico e possíveis melhoradores de adesividade, decidiu-se padronizar as características volumétricas das misturas asfálticas estudadas tanto quanto possível. Dessa forma, utilizou-se a mesma curva granulométrica para todas as misturas dosadas.

Devido ao controle desejado das características volumétricas foi utilizada a série de peneiras da AASTHO, pois esta permite obter menor amplitude no tamanho dos grãos entre peneiras, o que proporciona um maior controle da granulometria quando comparada a série de peneiras do DNIT, conforme ilustrado na Figura 34.

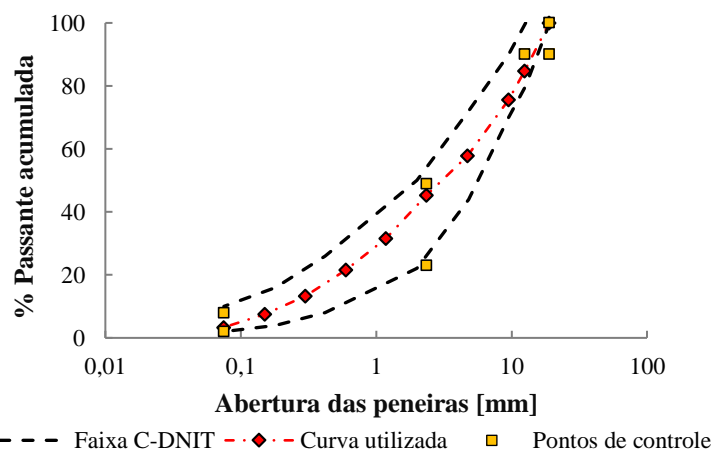
Figura 34 – Comparação entre as peneiras normatizadas pelo DNIT e pela AASTHO



Fonte: Elaborada pelo autor.

A curva granulométrica projetada tem tamanho máximo nominal (TMN) de 19 mm e se encaixa entre os limites da Faixa C do DNIT para misturas asfálticas [Figura 35].

Figura 35 – Curva granulométrica das misturas asfálticas



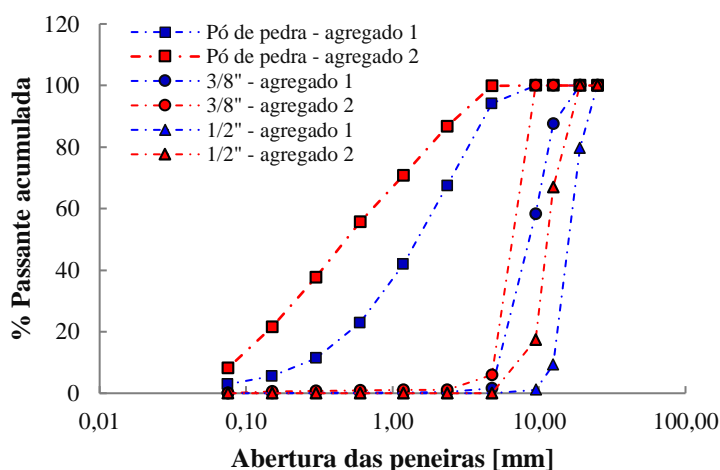
Fonte: Elaborada pelo autor.



### 3.3 Caracterização Física dos Agregados

A coleta nas pedreiras foi realizada em três pilhas distintas de agregados: pilha 1 de 1/2", pilha 2 de 3/8" e pilha 3 de areia de britagem. Após o recebimento dos agregados realizou-se sua secagem em estufa a 110 °C por 24 h e uma análise da distribuição granulométrica de cada pilha foi realizada, conforme Figura 36.

Figura 36 – Curvas granulométricas por pilha do agregado 1 e do agregado 2



Os agregados foram fracionados por peneiramento mecânico para um maior controle da granulometria nas dosagens e nas réplicas dos CPs e acondicionados em baldes de 18 l. Posteriormente, foram realizados os demais ensaios referentes à caracterização física e mecânica dos agregados, tendo os resultados dispostos na Tabela 2.

Tabela 2 – Caracterização física dos agregados minerais

Ensaio	Norma	Agregado 1		Agregado 2	
		Graúdo	Miúdo	Graúdo	Miúdo
Abrasão Los Angeles [%]	DNER-ME 035/98	20,26	-	31,78	-
Absorção [%]	DNER-ME 081/98	1,046	0,911	0,750	0,715
Adesividade a ligante betuminoso	NBR 12583/17	Insatisfatória	-	Insatisfatória	-
Densidade real do fíler	DNER-ME 084/94	-	2,547	-	2,663
Densidade de agregado graúdo	DNER-ME 081/98	2,394	-	2,656	-
Granulometria por peneiramento	DNER-ME 083/98	-	-	-	-

Fonte: Elaborada pelo autor.

### 3.4 Caracterização Química dos Agregados

Segundo Cavalcanti e Parahyba (2012), o agregado 1 é proveniente de rocha ígnea-vulcânica e natureza alcalina, sendo classificada como fonólito (nefelina-fonólito), enquanto o

agregado 2 é proveniente de rocha granítica, sendo classificada como monzogranítica ou biotita.

A Tabela 3 apresenta a composição química dos agregados investigados. Essa etapa foi realizada no Laboratório de Raios X e a técnica utilizada foi a Fluorescência de Raios X. Foram analisados o agregado 1 e o agregado 2, e devido à heterogeneidade do agregado 2 esse agregado foi separado em dois grupos: agregados brancos e agregados pretos.

Tabela 3 – Composição química dos agregados

<i>ÓXIDOS PRESENTES NOS AGREGADOS</i>							
<i>Agregado 1</i>		<i>Agregado 2</i>		<i>Agregado 2 - Branco</i>		<i>Agregado 2 - Preto</i>	
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	12,64	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,89	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7,77	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,42
SiO <sub>2</sub>	49,37	SiO <sub>2</sub>	49,09	SiO <sub>2</sub>	67,20	SiO <sub>2</sub>	31,48
K <sub>2</sub> O	14,71	K <sub>2</sub> O	5,88	K <sub>2</sub> O	13,46	K <sub>2</sub> O	3,43
CaO	5,58	CaO	11,13	CaO	5,36	CaO	17,46
MnO	1,05	MnO	0,60	MnO	0,25	MnO	0,45
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	12,12	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	11,49	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4,54	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	30,96
Rb <sub>2</sub> O	0,21	Rb <sub>2</sub> O	0,14	Rb <sub>2</sub> O	0,08	Rb <sub>2</sub> O	0,0768
SrO	0,11	SrO	0,18	SrO	0,14	SrO	–
Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,41	Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,57	Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,05	Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	–
Nb <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,18	Nb <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,10	Nb <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,05	Nb <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,10
Rh <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	–	Rh <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	–	Rh <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,73	Rh <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	1,00
Ag <sub>2</sub> O	0,28	Ag <sub>2</sub> O	1,03	Ag <sub>2</sub> O	0,18	Ag <sub>2</sub> O	0,41
PuO <sub>2</sub>	0,28	PuO <sub>2</sub>	0,32	PuO <sub>2</sub>	0,13	PuO <sub>2</sub>	0,15
MgO	–	MgO	0,86	MgO	–	MgO	1,58
TiO <sub>2</sub>	1,87	TiO <sub>2</sub>	2,95	TiO <sub>2</sub>	–	TiO <sub>2</sub>	5,56
MoO <sub>3</sub>	–	MoO <sub>3</sub>	3,06	MoO <sub>3</sub>	–	MoO <sub>3</sub>	0,10
CdO	–	CdO	0,54	CdO	–	CdO	0,37
In <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	–	In <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	–	In <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	–	In <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,39
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	–	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,79	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	–	P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	–
SeO <sub>2</sub>	–	SeO <sub>2</sub>	0,09	SeO <sub>2</sub>	–	SeO <sub>2</sub>	–
Br	–	Br	0,06	Br	–	Br	–
ZrO <sub>2</sub>	0,61	ZrO <sub>2</sub>	0,20	ZrO <sub>2</sub>	–	ZrO <sub>2</sub>	–
Tc	–	Tc	1,38	Tc	–	Tc	–
TeO <sub>2</sub>	–	TeO <sub>2</sub>	1,68	TeO <sub>2</sub>	–	TeO <sub>2</sub>	–
Bi <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	–	Bi <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,19	Bi <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	–	Bi <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	–
At	–	At	0,14	At	–	At	–
Fr	–	Fr	0,14	Fr	–	Fr	–
ThO <sub>2</sub>	0,18	ThO <sub>2</sub>	0,18	ThO <sub>2</sub>	–	ThO <sub>2</sub>	–
U <sub>3</sub> O <sub>8</sub>	0,16	U <sub>3</sub> O <sub>8</sub>	0,18	U <sub>3</sub> O <sub>8</sub>	–	U <sub>3</sub> O <sub>8</sub>	–
ZnO	0,17	ZnO	–	ZnO	–	ZnO	–
Total =	100	Total =	100	Total =	100	Total =	100

Fonte: Laboratório de Raios-X da UFC (2018).

Analisando a Tabela 3 é possível notar que o agregado 1 e o agregado 2 apresentam, praticamente, o mesmo teor de sílica (SiO<sub>2</sub>), i.e. 49%. Porém, o agregado 2 apresenta 11% de óxido de cálcio (CaO), enquanto que o agregado 1 apresenta 5%. Em relação aos agregados 2 branco e preto a diferença de teores desses componentes é muito maior. Esses teores de SiO<sub>2</sub>, CaO e outros óxidos serão utilizados na sequência para correlações com propriedades de forma.

### 3.5 Cimento Asfáltico de Petróleo

O CAP 50/70 utilizado é processado na refinaria Lubrificantes e Derivados do Nordeste (Lubnor) da Petrobras. Os resultados da sua caracterização encontram-se na Tabela 4.

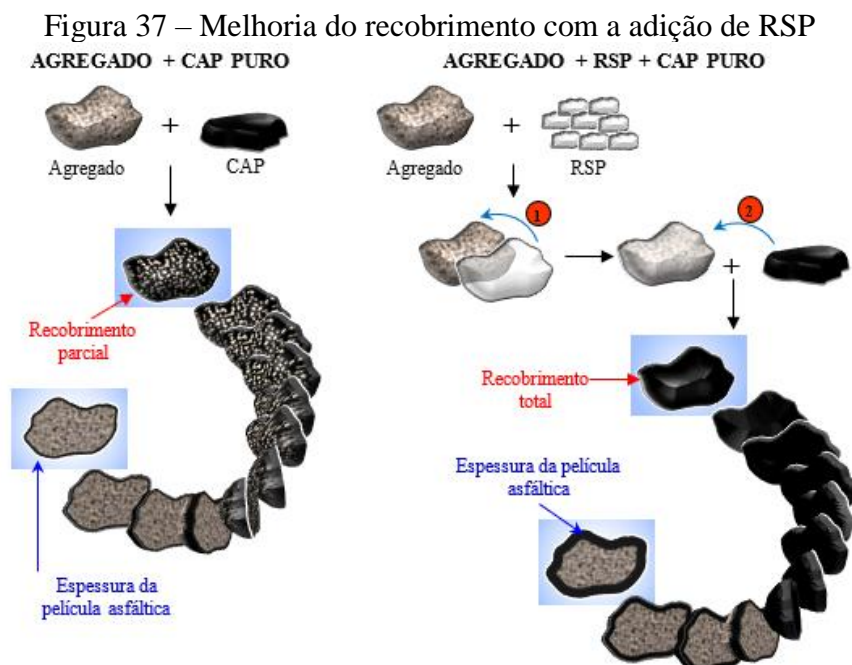
Tabela 4 – Caracterização dos ligantes asfálticos

Propriedade	CAP 50/70	Limites CAP 50/70
Penetração a 25°C [dmm]	46	50 a 70
Ponto de amolecimento [°C]	49	Min. 46
Índice de susceptibilidade térmica	-1,4	-1,5 a + 0,7
Viscosidade Brookfield 135°C – sp21 20rpm (cP)	395	Min. 274
Faixa de temperatura de usinagem [°C]	160 – 166	Max. 177
Faixa de temperatura de compactação [°C]	148 – 152	Máx. 177

### 3.6 Resíduos de Sacolas Plásticas

Utilizou-se resíduos de sacolas plásticas do tipo Polietileno de Baixa Densidade (PEBD) provenientes de supermercados. Esse resíduo foi cortado manualmente até atingir uma área de 1 cm<sup>2</sup>. Não se realizou nenhum tipo de caracterização físico-química desse resíduo.

Menaria e Sankhla (2015) afirmaram que na mistura asfáltica os RSPs podem ser adicionados nos agregados quentes (170 °C). O plástico é derretido e acaba envolvendo os agregados. Em seguida, é adicionado o ligante asfáltico, que se liga ao plástico. Essa técnica melhora o recobrimento da película asfáltica sobre o agregado, como indicado na Figura 37.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Segundo Bayler (1988), os PEBDs iniciam sua decomposição a partir de 290 °C, pela quebra de ligações fracas e pela quebra das ligações terciárias de carbono. Luscombe (1999) afirma que a incineração de resíduos plásticos libera dioxinas que são substâncias conhecidas por seu potencial cancerígeno e por desencadearem má formação fetal.

De acordo com Chang e Huang (2000), as dioxinas provêm essencialmente de processos químicos industriais e processos térmicos (de combustão) especialmente quando estão envolvidas temperaturas entre 250 °C a 350 °C, que favorecem a sua formação. Como a temperatura da mistura e da compactação não ultrapassou 170 °C, a utilização de RSP foi considerada segura do ponto de vista da saúde.

### 3.7 Aditivo Orgânico Melhorador de Adesividade

O aditivo usado na modificação do ligante asfáltico é o Dope Concentrado D.08 (Líquido) oriundo da Aminocap Química. As propriedades físicas e químicas deste aditivo estão dispostas na Tabela 5.

Tabela 5 – Propriedades do aditivo

Propriedades Físicas e Químicas	
Cor	Marrom Claro Transparente
Ponto de fulgor	Acima de 190°C
Consistência a 25°C	Líquido viscoso
Viscosidade SSF a 50°C	Máximo 200 SSF
Cheiro	Amoniacal
Densidade aparente a 25°C	Aproximadamente 1000 g/L
pH	Alcalino

Fonte: Aminocap (2017).

### 3.8 Dosagem das Misturas Asfálticas

As misturas asfálticas deste estudo foram dosadas segundo a metodologia *Superpave*. Segundo Bernucci *et al.* (2010), essa metodologia consiste basicamente em estimar um teor de projeto de CAP por meio da fixação do volume de vazios ( $Vv$ ) para um dado numérico de ciclos de compactação giratória e do conhecimento da granulometria dos agregados disponíveis. Visou-se um  $Vv$  de 4,0% aproximadamente aplicando-se 100 giros de compactação giratória. As temperaturas de usinagem ( $T_U$ ) e compactação utilizadas ( $T_C$ ) são 160°C e 150°C, respectivamente.

### 3.8.1 Dosagem da Mistura M1-P

A mistura denominada M1-P foi dosada com agregados da pedreira 1, de origem fonolítica e com CAP 50/70 puro. Foram utilizados os seguintes teores de CAP em relação a massa total da mistura: 4,0%; 4,5%; 5,0%; 5,5% e 6,0%. Os procedimentos citados a seguir foram replicados para todos teores de CAP.

A massa de ligante correspondente ao teor de 4% em massa da mistura foi aquecida, no bico de Bunsen, a 160°C e a massa de agregados correspondente a esse teor foi aquecida, em estufa, a 170°C. O CAP e os agregados foram homogeneizados no misturador mecânico até o recobrimento total dos agregados pelo ligante asfáltico.

Para encontrar o volume de vazios de cada CP fez-se necessário determinar dois parâmetros: (i) densidade aparente medida ( $G_{mb}$ ) e (ii) densidade máxima medida ( $G_{mm}$ ).

(i) Determinação da densidade aparente medida ( $G_{mb}$ ): a mistura homogeneizada é dividida em três bacias metálicas, de modo que cada tenha aproximadamente 1170 g de mistura asfáltica. Essas bacias são então levadas à estufa, a 160°C, por 2 h para simular o envelhecimento ocorrido pela usinagem e pelo transporte da mistura em campo. A cada 30 min a mistura contendo o próximo teor de CAP passa pelo mesmo procedimento garantindo assim que todas as misturas fiquem envelhecendo pelo mesmo período.

Após decorridas as 2 h de envelhecimento da mistura com teor de CAP de 4,0%, as três primeiras bacias são levadas ao Compactador Giratório *Superpave* (CGS) para a compactação a 150°C e 100 giros. A cada 30 min. o procedimento é repetido para os demais teores de CAP. Ao final deste procedimento são obtidos 15 CPs, 3 CPs para cada teor de CAP.

Para determinar a  $G_{mb}$ , cada CP é pesado na condição seca, para em seguida ser colocado em uma cesta metálica interligada à balança, devendo ficar submerso por 5 min. para que atinja a estabilização. Sua massa é então aferida e o CP é retirado, sua água superficial é enxugada com um pano, e a condição saturada é pesada.

De posse dessas três condições - massa seca, massa imersa e massa saturada - é possível determinar a  $G_{mb}$  por meio da Equação (23).

$$G_{mb} = \frac{M_{SECA}}{M_{SATURADA} - M_{IMERSA}} \cdot 0,9971 \quad (23)$$

Em que:  $M_{SECA}$ : massa do CP seco [g];  
 $M_{SATURADA}$ : massa do CP saturado [g];  
 $M_{IMERSA}$ : massa do CP imerso [g].

(ii) Determinação da densidade máxima medida ( $G_{mm}$ ): foi utilizado o método Rice, descrito

na norma ASTM D2041/2011. O procedimento exige o preparo da mistura asfáltica solta (não compactada) com as mesmas proporções, em peso, de agregados e de ligante asfáltico, utilizadas para a confecção de CPs. Todavia, são utilizadas duas bacias por teor de CAP e cada bacia deve ter aproximadamente 1500 g de massa da mistura. Essas bacias são então levadas à estufa, a 160°C, por 2 h para simular o envelhecimento ocasionado pela usinagem e pelo transporte da mistura em campo. A cada 30 min a mistura contendo o próximo teor de CAP deve passar pelo mesmo procedimento, garantindo assim que todas as misturas fiquem envelhecendo pelo mesmo período.

Após o envelhecimento da mistura as bacias são retiradas da estufa e a mistura asfáltica é resfriada. A mistura deve ser constantemente revolvida para evitar sua aglutinação. Após a mistura atingir a temperatura ambiente e estar completamente solta ela é colocada em um cilindro e sua massa seca é medida. Posteriormente, ao conjunto (cilindro + mistura) é adicionado um volume de água suficiente para cobrir a mistura asfáltica. O cilindro é então conectado a uma bomba de vácuo (760 mm Hg) por 15 min. para retirar os vazios de ar existentes na mistura solta. Decorridos 15 min, o conjunto (cilindro + mistura + água) deve ser imerso em água e após estabilizar por 10 min. o mesmo é pesado. A determinação da  $G_{mm}$  é feita por meio da Equação (24).

$$G_{mm} = \frac{MM_{SECA}}{MM_{SECA} + M_{CILINDRO/IMERSO} - MM_{IMERSO}} \cdot 0,9971 \quad (24)$$

Em que:  $MM_{SECA}$ : massa da mistura seca [g];  
 $M_{CILINDRO/IMERSO}$ : massa do cilindro imerso [g];  
 $MM_{IMERSO}$ : massa da mistura + cilindro imerso [g];

De posse da  $G_{mb}$  e da  $G_{mm}$ , os demais parâmetros volumétricos das misturas foram calculados, até que fossem obtidos os teores de projeto que produzissem CPs com  $Vv = 4,0 \pm 0,4\%$ .

### 3.8.2 Dosagem da Mistura M1-R

A segunda mistura denominada M1-R foi dosada com agregados da pedreira 1, de origem fonolítica, CAP 50/70 puro e adição de resíduos de sacolas plásticas. Foram utilizados os seguintes teores de CAP em relação a massa total da mistura: 4,0%; 4,5%; 5,0%; 5,5% e 6,0%. Utilizou-se 1,0, 1,5 e 2,0% de RSP da massa total da mistura para cada teor de CAP. Escolheu-se o teor de 1,0%, pois os outros teores dificultaram a homogeneização da mistura. Os procedimentos citados a seguir foram replicados para todos teores de CAP.

A massa correspondente ao teor de 4,0% de CAP foi aquecida, no bico de Bunsen, a 160°C e a massa de agregados correspondente a esse teor foi aquecida, em estufa, a 170°C. Quando os agregados atingiram 170°C os resíduos de sacolas plásticas são adicionados e misturados a eles. Os agregados recobertos pelo plástico eram levados à estufa por mais 30 min para que atingissem 170°C novamente antes da usinagem.

O CAP e os agregados recobertos pelos RSPs foram colocados no misturador/homogeneizador e misturados até o recobrimento total dos agregados pelo ligante asfáltico. Em seguida, foi realizado o mesmo procedimento referido no item 3.8.1 para encontrar os parâmetros volumétricos.

### **3.8.3 Dosagem da Mistura M1-M**

A mistura denominada M1-M foi dosada com agregados da pedreira 1 e CAP com adição de 0,2% de AMO em relação ao CAP. Entretanto, como desejava-se que todas as misturas tivessem o mesmo teor de CAP da mistura M1-P os procedimentos realizados na dosagem das demais misturas passou por uma alteração.

Para a realização da  $G_{mb}$  o teor de CAP foi fixado no mesmo valor encontrado na mistura M1-P e variou-se o número de giros de compactação (50, 60, 70, 80 e 90 giros), de forma a atingir um  $Vv = 4,0 \pm 0,4\%$ . Para a realização da  $G_{mm}$  a mistura solta foi homogeneizada com o mesmo teor de CAP encontrado na dosagem da mistura M1-P. De posse da  $G_{mb}$  e da  $G_{mm}$ , os demais parâmetros volumétricos das misturas foram calculados, até que fossem obtidos o número de giros de projeto que produzissem CPs com  $Vv = 4,0 \pm 0,4\%$ .

### **3.8.4 Dosagem da Mistura M2-P**

A mistura M2-P foi dosada com agregados da pedreira 2 e com CAP puro. Para determinar a  $G_{mb}$  e a  $G_{mm}$  seguiu-se os mesmos procedimentos descritos no item 3.8.3.

### **3.8.5 Dosagem da Mistura M2-M**

A mistura M2-M foi dosada com agregados da pedreira 2 e com CAP com adição de 0,2% de AMO. Para determinar a  $G_{mb}$  e a  $G_{mm}$  seguiu-se os mesmos procedimentos descritos no item 3.8.3.

### 3.8.6 Determinação do Teor de CAP (%CAP) e dos Parâmetros Volumétricos

Após a determinação da  $G_{mb}$  e da  $G_{mm}$  foi possível determinar os parâmetros volumétricos das misturas asfálticas dosadas.

Para encontrar o volume de vazios ( $Vv$ ) foi utilizada a Equação (25).

$$Vv = \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \cdot 100 \quad (25)$$

Para determinar os vazios com betume ( $VCB$ ) foi utilizada a Equação (26).

$$VCB = \frac{\%CAP \cdot G_{mb}}{\rho_{CAP}} \cdot 100 \quad (26)$$

Os vazios do agregado mineral ( $VAM$ ) foram determinados pela Equação (27).

$$VAM = Vv + VCB \quad (27)$$

Para determinar a relação betume/vazios ( $RBV$ ) foi utilizada a Equação (28).

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} \cdot 100 \quad (28)$$

O teor de CAP utilizado foi aquele em que o  $Vv = 4,0 \pm 0,4\%$ .

## 3.9 Adesividade ao Ligante Asfáltico: Agregado Graúdo – ABNT 12583 (2017)

O ensaio de adesividade seguiu a norma ABNT 12583 (2017). Na preparação das amostras, os agregados passantes na peneira de 19 mm e retidos na peneira de 12,5 mm, foram lavados com água destilada por 1 min. e secos em estufa a 120°C por 2 h.

### 3.9.1 Adesividade da Mistura MI-P

Pesou-se 500 g de agregados da pedreira 1, que foram levados à estufa e aquecidos a 100°C. Após atingirem essa temperatura, adicionou-se 17,5 g de CAP e a mistura foi homogeneizada até o total recobrimento dos agregados pela película betuminosa. A mistura foi colocada em uma bancada de granito para resfriar e constantemente revolvida para não aglutinar. Após seu resfriamento a mistura foi colocada em um béquer e adicionou-se água destilada até que a mistura ficasse completamente submersa na água. O béquer foi levado à estufa para condicionamento a 40°C por 72 h.





satisfatória, se o recobrimento for parcial a adesividade é considerada insatisfatória. Não existe a preocupação em se estimar a área recoberta pelo ligante, principalmente no caso de misturas contendo ligantes asfálticos puros.

Como parte dessa dissertação, foi desenvolvido um método de processamento digital de imagem que possibilita a determinação do percentual de área recoberto pelo ligante ( $A_{PDI}$ ). Determinando  $A_{PDI}$  após o ensaio de adesividade o resultado pode passar de uma análise qualitativa para uma análise quantitativa, e posteriormente essas áreas podem ser correlacionadas com resultados de outros ensaios, como o de dano por umidade induzida, ou com outras propriedades físico-químicas de ambos os materiais. Pode ser utilizado também para classificar ou quantificar o caráter adesivo de diferentes tipos de agregados para um futuro banco de dados.

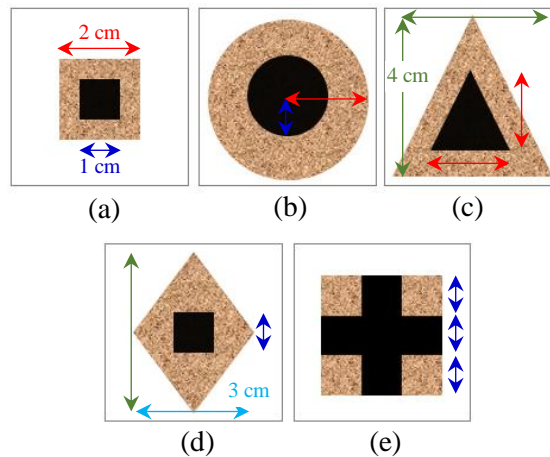
### ***3.10.1 Aquisição de Imagens***

Os agregados recobertos pelo ligante após o ensaio de adesividade (ABNT 12583) são colocados sobre uma folha de fundo branco em cima de uma superfície plana. A mistura foi fotografada pela câmera de *smartphone*, de 13 megapixels e resolução de 720 x 1280. O *smartphone* foi mantido mais o paralelo possível ao plano em que se encontrava a amostra, contudo sem nenhum dispositivo especial que garantisse o paralelismo. As imagens obtidas são salvas em formato *Joint Photographic Experts Group* (.JPG).

### ***3.10.2 Imagens Utilizadas para Comparação***

Devido à dificuldade em se estimar a área de recobrimento após o ensaio em questão, decidiu-se utilizar cinco imagens com áreas conhecidas para comparar com a metodologia proposta. As imagens e suas respectivas dimensões são mostradas na Figura 39.

Figura 39 – Imagens padrão utilizadas para comparação

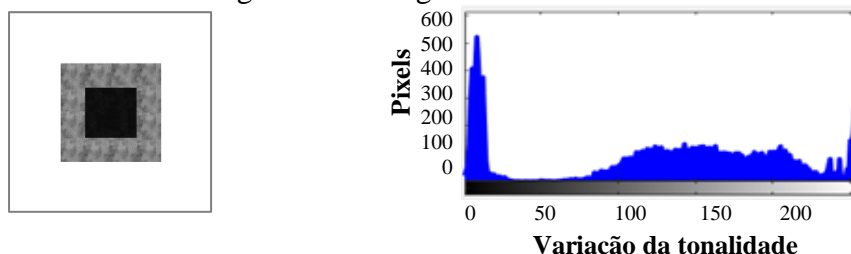


Os procedimentos descritos a seguir foram utilizados para as cinco imagens. Entretanto, será utilizada a Figura 39 (a) para explicar o procedimento.

### 3.10.3 Pré-processamento/realce

As etapas seguintes foram executadas no *software* MATLAB R2017a, conforme o fluxograma das etapas [Figura 95 (a)] e o código desenvolvido [Figura 95 (b)] do Apêndice A. Como as imagens utilizadas para validação e a imagem obtida após o ensaio de adesividade têm padrão RGB (*Red, Green, Blue*) é imprescindível a utilização da função RGB2GRAY contida na *Toolbox* do MATLAB, transformando-as em imagens monocromáticas [Figura 40 (a)] e sua distribuição de *pixels* foi feita resultando no histograma da [Figura 40 (b)].

Figura 40 – Imagem monocromática



(a) Imagem monocromática

(b) histograma de distribuição dos pixels

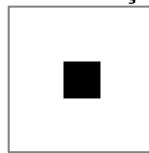
Por meio do histograma é possível inferir os limiares da imagem. Esses limiares ( $T$ ) são encontrados nos vales do histograma. Na Figura 40 (b) em  $0 < T \leq 25$  (na abscissa que indica a variação da tonalidade), se encontram os *pixels* do ligante asfáltico, representados na Figura 40 (a) pela cor preta. Em  $25 < T \leq 50$  existe uma grande depressão na qual não se encontram

*pixels*. Já em  $50 < T \leq 240$  têm-se os *pixels* que representam o agregado na Figura 40 (a). Próximo a 255 encontram-se os *pixels* brancos representando a folha de fundo branco. Como o histograma foi aumentado, para poder verificar os picos e vales formados, não foi possível visualizar até o limite de *pixels* brancos. Todavia, o valor das ordenadas referentes a essa cor atingiu 11.600 *pixels*.

### 3.10.4 Segmentação por Limiarização

Nesta etapa a imagem foi binarizada, sendo que os *pixels* abaixo do limiar definido tiveram atribuído o valor zero (0), representando a cor preta; e os *pixels* acima desse limiar tiveram o valor (1), representando a cor branca. Para separar os *pixels* referentes ao ligante asfáltico pode ser usada a função *GRAYTHRESH*, que retorna um valor automático de limiar. Entretanto, muitas vezes esse limiar sofre distorções e o caminho mais representativo é o método manual de tentativas. Utilizou-se o limiar de  $T \leq 0,200$ , pois esse foi o valor que mais se adequou à imagem analisada. Para separar os *pixels* brancos utilizou-se  $T \leq 0,785$ . Para o primeiro limiar a resposta do percentual de área recoberta pelo ligante [Figura 41].

Figura 41 – Limiarização da imagem



No Matlab, a função utilizada faz o somatório de todos os *pixels* brancos (0). Todavia, os *pixels* de interesse são os pretos (1) da Figura 41, então a imagem é invertida conforme visto na Figura 42 (a), permitindo a determinação dos *pixels* do ligante asfáltico. Para encontrar a área total dos agregados é necessário realizar o mesmo procedimento relatado até esse passo, só que dessa vez o limiar utilizado será  $T \leq 0.785$ . A imagem gerada corresponderá a área total dos agregados (que pode ou não estar recoberta por ligante) representada na Figura 42 (b) pela área branca.

Figura 42 – Inversão dos *pixels*



### 3.10.5 Reconhecimento e Classificação

Com o número de *pixels* brancos das Figuras 42 (a) e (b) é possível determinar o percentual de área do agregado recoberto pelo ligante ( $A_{PDI}$ ), conforme Equação (29). Os valores obtidos nas análises das imagens da Figura 39, constam na Tabela 6.

$$A_{PDI} = \frac{P_L}{P_A} \cdot 100 \quad (29)$$

Em que:  $P_L$ : é o número de *pixels* do ligante;

$P_A$ : é o número de *pixels* do agregado (que pode ou não estar recoberto pelo ligante);

Tabela 6 – Comparação do percentual de área determinada por PDI com o teórico

Figura 4	$P_L$	$P_A$	Limiares	$A_{TEÓRICA}$ [%]	$A_{PDI}$ [%]
(a) Imagem 1	1444	5754	0,200   0,785	25,00	25,09
(b) Imagem 2	4483	17919		25,00	25,02
(c) Imagem 3	2830	11284		25,00	25,08
(d) Imagem 4	1444	8646		16,66	16,70
(e) Imagem 5	7212	12984		55,55	55,55

Analisando a Tabela 6 é possível concluir que o percentual de área determinado pela metodologia proposta é muito próximo ao valor teórico ( $A_{TEÓRICA}$ ), indicando que é possível encontrar o percentual de área de agregado recoberto pelo ligante após o ensaio de adesividade.

### 3.10.6 Avaliação da Influência da Escolha de Limiares Manualmente nos Resultados

A avaliação da influência da escolha dos limiares manuais nos percentuais de área recoberta foi investigada. Para isso, os limiares das cinco imagens foram modificados e os respectivos percentuais de área recoberta foram analisados. Para o limiar 0,200 aplicou-se variações de  $\pm 0,025$ , ou seja, limiares de 0,175 e de 0,225, abrangendo uma faixa de 0,05. O mesmo foi feito para o limiar 0,785, resultando nos limiares 0,760 e 0,810. Os resultados referentes a esta análise estão dispostos na Tabela 7.

Tabela 7 – Influência dos limiares no resultado de  $A_{PDI}$

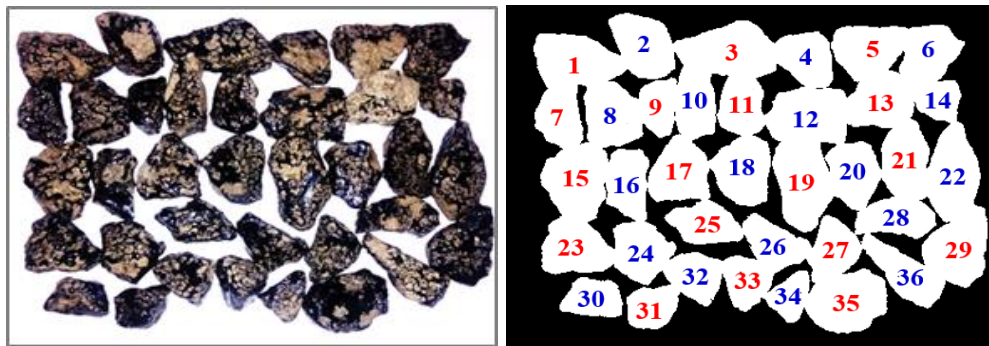
	Limiares	(a) Imagem 1	(b) Imagem 2	(c) Imagem 3	(d) Imagem 4	(e) Imagem 5
$P_L$	0,175	1444	4470	2822	1444	7171
	0,200	1444	4483	2830	1444	7212
	0,225	1444	4492	2857	1444	7256
$P_A$	0,760	5671	17694	10998	8304	12670
	0,785	5754	17929	11284	8646	12984
	0,810	5755	17919	11341	8579	12755
	Maior $A_{PDI}$ [%]	25,46	25,39	25,98	17,39	56,92
	Menor $A_{PDI}$ [%]	25,09	25,00	24,95	16,70	55,23
	Diferença [%]	0,37	0,39	1,03	0,69	1,61

Analisando as diferentes combinações de  $P_A$  e de  $P_L$ , conclui-se que mesmo para uma faixa de 0,05 entre os limiares, a maior variação obtida para as cinco imagens foi de 1,61%, enquanto que a variação média das cinco imagens foi de 0,81%. Conclui-se que o método manual de limiarização por tentativa e erro é suficientemente acurado.

### 3.10.7 Análise Individual de $A_{PDI}$ de cada Agregado

Ao notar que o  $A_{PDI}$  dos agregados individuais tinha uma grande variação decidiu-se realizar um teste estatístico, em que cada agregado foi numerado e separado, e sua área de recobrimento foi determinada, conforme Figura 43. A investigação nessa etapa teve seu foco na identificação de possíveis agregados *outliers* em relação ao  $A_{PDI}$ .

Figura 43 – Separação dos agregados.



Torquato e Silva *et al.* (2014) utilizaram o método de identificação de *outliers* como sendo todos os valores fora de 2 desvios padrões ( $S$ ) da média ( $\bar{x}$ ). Por sua vez, Mahoney (2016) usou o Teste Tau ( $\tau$ ) de Thompson modificado para identificar *outliers* em medidas de densidades de núcleos extraídos do revestimento asfáltico após a compactação. Esse teste é recomendado pela *Measurement Uncertainty, Part I, American Society of Mechanical Engineers*, sempre que houver incerteza, decorrentes de erros aleatórios ou sistemáticos.

Escolheu-se o teste Tau de Thompson Modificado por que ele considera o tamanho da amostra e a cada *outlier* retirado é feita uma nova iteração com a média e o desvio padrão da nova amostra. O Tau de Thompson para cada indivíduo é determinado pela Equação (30).

$$\tau_i = \frac{\delta_1}{S} = \frac{|x_i - \bar{x}|}{S} \quad (30)$$

Os valores de referência de  $\tau$  de Thompson são calculados a partir da Equação (31), onde  $t_{\alpha, n-2}$  é a estatística da distribuição  $t$  de *Student* para um nível de significância ( $\alpha$ ) e  $(n - 2)$  graus de liberdade.

$$\tau_{\alpha,n} = \frac{t_{\alpha,n-2}(n-1)}{\sqrt{n} \cdot \sqrt{n-2 + (\alpha, n-2)^2}} \quad (31)$$

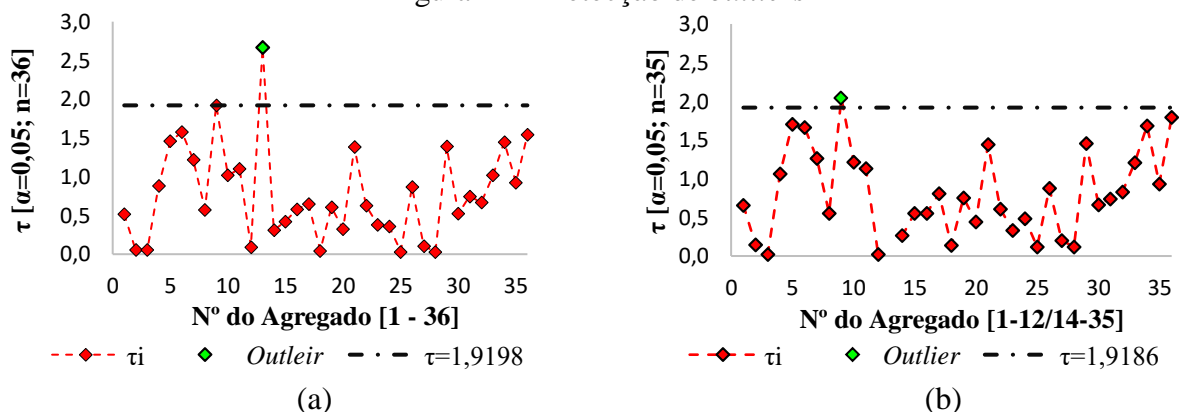
Para cada iteração, todos os valores de  $\tau_i$  da amostra são comparados com um valor de  $\tau_{\alpha,n}$ . Todos os valores de  $\tau_i$  superiores ao  $\tau_{\alpha,n}$  são considerados *outliers*. Para a amostra em questão, foram realizadas 2 iterações com  $\alpha=0,05/n=36$  e  $\alpha=0,05/n=35$ , sendo o  $\tau$  correspondente com valores iguais a 1,9198 e 1,9186, respectivamente. Para essas condições, é possível concluir com 95% de confiança que o agregado 13 e o agregado 9 têm indícios de serem *outliers*, visto que seus valores de  $\tau_i$  foram superiores a  $\tau_{\alpha,n}$  [Tabela 8].

Tabela 8 – Teste estatístico de Thompson modificado para determinação de *outliers*.

Antes da retirada do 1º <i>Outlier</i>		Após da retirada do 1º <i>Outlier</i>		Após da retirada do 2º <i>Outlier</i>	
Área média	0,5042	Área média	0,5155	Área média	0,5105
Mediana	0,4986	Mediana	0,4997	Mediana	0,4904
Desvio Padrão ( $\sigma$ )	0,1455	Desvio Padrão ( $\sigma$ )	0,1312	Desvio Padrão ( $\sigma$ )	0,1246
C.V.	0,2885	C.V.	0,2551	C.V.	0,2440
$\tau$ (1ª iteração) = 1,9198		$\tau_{13}$ ( <i>Outlier</i> ) = 2,6691	$\tau$ (2ª iteração) = 1,9186		$\tau_9$ ( <i>Outlier</i> ) = 2,0418

Segundo o teste de verificação de *outliers* para a amostra analisada, na 1ª iteração o agregado 13 foi considerado um *outlier*, conforme Figura 44 (a). Na 2ª iteração o agregado 9 foi considerado *outlier*, conforme Figura 44 (b).

Figura 44 – Detecção de *outliers*



Essa análise de agregados *outliers* foi muito importante no desenvolvimento desta metodologia, pois foi a partir dela que surgiu o questionamento de entender se esses dois agregados *outliers* também teriam grandes variações em relação a outras propriedades físico-químicas dos demais agregados. Nas seções 4.3.2, 4.3.3 e 4.3.4 essas relações entre  $A_{PDI}$  e as propriedades físico-químicas dos agregados são discutidas.

### 3.11 Dano por Umidade Induzida – ABNT 15617 (2015)

A amostra para execução do ensaio é constituída por seis CPs, subdivididos em dois conjuntos de três CPs. Os CPs têm volume de vazios de  $7 \pm 1\%$ , sendo que esta porcentagem de vazios é obtida experimentalmente alterando-se a energia de compactação, a altura ou a massa do CP em relação ao projeto original da mistura asfáltica em teste, mantendo-se o teor de ligante asfáltico do projeto de dosagem.

Neste trabalho, foi alterado o número de giros de cada mistura até que cada uma atingisse um  $V_v$  igual a  $7 \pm 1\%$ . Após verificar que todos os CPs atingiram o volume de vazios desejado, foi aferida a massa de cada CP na condição seca ( $P_1$ ), bem como a média aritmética de 4 leituras de altura e 4 leituras de diâmetro de cada CP.

Os CPs foram divididos em dois conjuntos com 3 CPs cada. O primeiro conjunto é submetido ao ensaio para determinação da resistência à tração por compressão diametral conforme a ABNT 15087 (2012). O segundo conjunto é submetido ao condicionamento de elevada severidade (Seção 3.11.1) antes da realização da determinação da resistência à tração por compressão diametral.

Para a saturação, os CPs são colocados em um conjunto capaz de aplicar vácuo com capacidade de no mínimo 13 kPa e no máximo 67 kPa. Os CPs são submersos dentro do recipiente com água destilada e é aplicado vácuo na faixa de 13 kPa a 67 kPa de pressão absoluta por no mínimo 5 min. a no máximo 10 min., de modo que a água adentre os vazios com ar do CP. Deve-se iniciar aplicando a menor pressão de vácuo e ir aumentando gradativamente. A aplicação de vácuo é cessada, deixando o CP dentro do recipiente com água por mais 5 a 10 min. Após esse período o CP é retirado e colocado sobre um pano umedecido, retirando o excesso de água superficial, em seguida determina-se sua massa ao ar ( $P_2$ ).

O volume de água absorvido ( $V_a$ ), expresso em gramas, pelos vazios com ar é dado pela Equação (32).

$$V_a = P_2 - P_1 \quad (32)$$

O grau de saturação (GS) expresso em porcentagem é obtido pela Equação (33).

$$GS = \frac{V_a}{V_v} \cdot 100 \quad (33)$$

Caso  $55\% < GS < 80\%$ , deve seguir o procedimento de condicionamento do CP. No caso de  $GS < 55\%$ , o CP deve ser submerso novamente em água e deve-se repetir o procedimento a partir da aplicação de vácuo. Aumentando-se a pressão de vácuo aplicada ou aumentando-se o tempo de permanência sob vácuo. Caso  $GS > 80\%$ , o CP deve ser descartado.



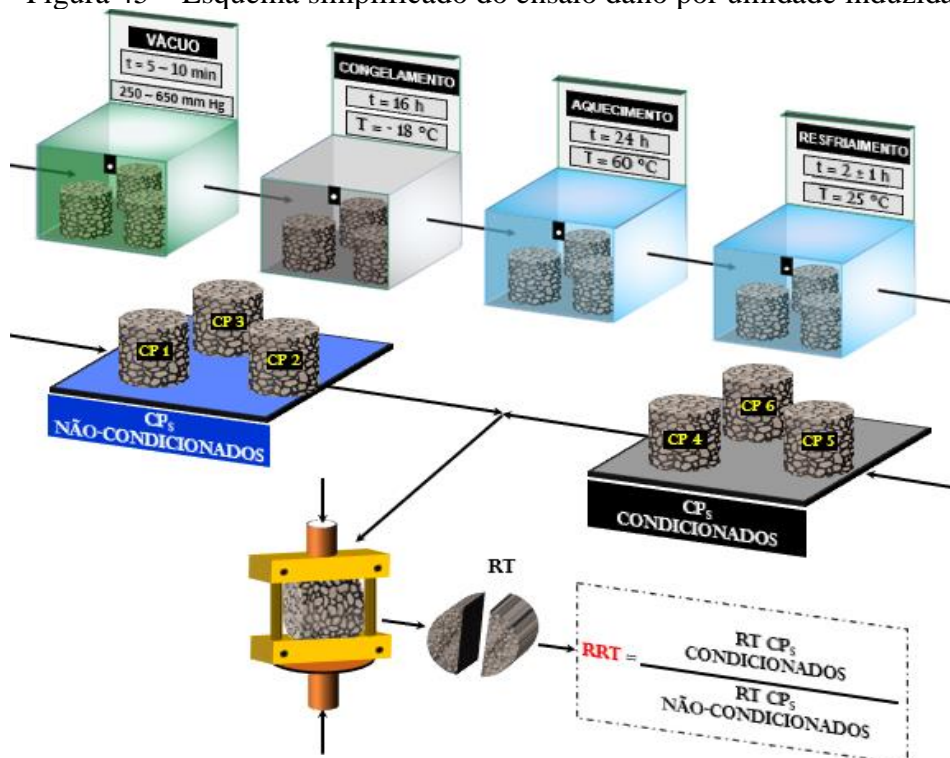
### 3.11.1 Condicionamento de Elevada Severidade

Após saturação, o CP é embalado em filme plástico e colocado dentro de um envoltório plástico impermeável com cerca de 10 ml de água. O envoltório plástico é então lacrado, para não permitir entrada ou saída de água e levado ao sistema de resfriamento capaz de manter a temperatura de  $-18 \pm 3^\circ\text{C}$  por 16 h. Decorrido o período de resfriamento, leva-se o envoltório com o CP para um banho de água a  $60 \pm 1^\circ\text{C}$ . O envoltório e o filme plástico devem ser removidos para liberação do CP ainda dentro do banho, assim que for possível sua retirada sem danificá-lo. O CP é mantido no banho por  $24 \pm 1\text{h}$ . Após remoção do banho o CP é levado imediatamente à submersão em um banho de água a  $25 \pm 1^\circ\text{C}$ , por 2 h a 3 h. A temperatura do banho deve atingir o equilíbrio em no máximo 15 min.

Após o condicionamento é determinada a resistência à tração por compressão diametral conforme a ABNT 15087 (2012). São feitas as médias da resistência a tração do grupo não-condicionado ( $RT$ ) e do grupo condicionado ( $RT_C$ ). A razão de resistência à tração retida ( $RRT$ ) expressa em porcentagem é determinada por meio da Equação (34). O esquema simplificado do ensaio descrito é mostrado na Figura 45.

$$RRT = \frac{RT_C}{RT} \cdot 100\% \quad (34)$$

Figura 45 – Esquema simplificado do ensaio dano por umidade induzida



Fonte: Elaborada pelo autor.

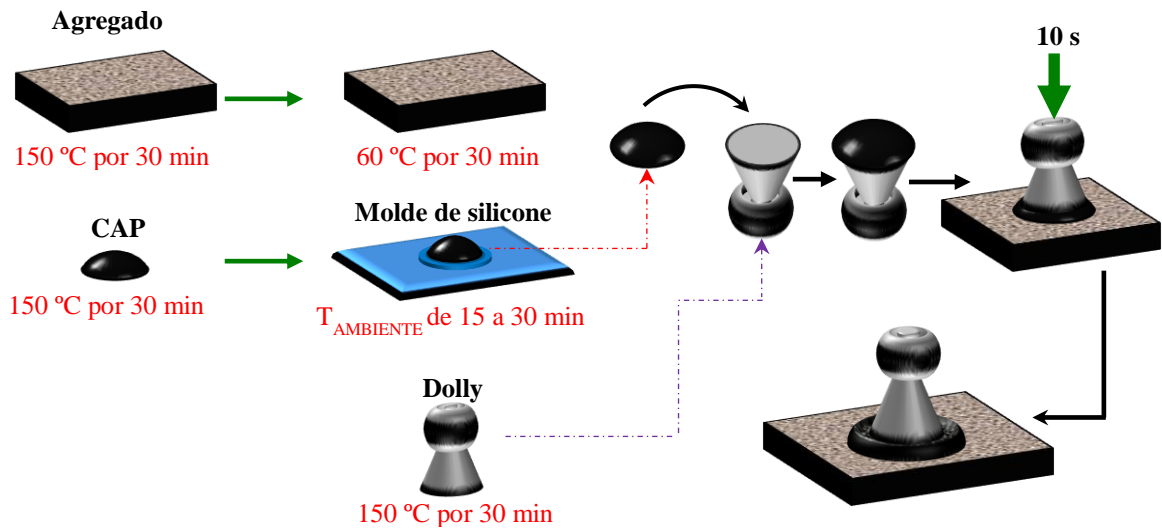
Se a mistura asfáltica se mostrar afetada pela umidade acima de certo limite estabelecido em projeto, deve-se realizar novamente os ensaios alterando-se ou substituindo-se alguns componentes das misturas asfálticas ou introduzindo-se um AMO. A especificação de serviço DNIT 031 (2006) estabelece um limite mínimo para relação de resistência a tração retida por umidade induzida de 70%, parâmetro esse que será utilizado nesse trabalho.

### **3.12 Asphalt Bond Strength (ABS) – AASHTO TP 91-11 (2013)**

Para realização do ensaio *ABS* se faz necessária a preparação dos materiais, que é dividida em duas partes: (i) preparação dos agregados e (ii) preparação do ligante asfáltico. Na primeira parte as placas de agregados devem ser cortadas com espessura semelhante e superfícies de cima e de baixo tão paralelas quanto possível. Depois de cortar e lapidar, as placas de agregados devem ser imersas em água destilada em um aparelho de limpeza ultrassônico durante 60 min a 60°C para remover qualquer resíduo do processo de corte e neutralizar a superfície de agregado à sua condição original. A lapidação é feita para controlar a rugosidade da superfície, porém nesse trabalho, as placas de agregados foram apenas serradas.

Na segunda parte, a superfície do agregado e o *Dolly* [Figura 46] devem ser desengordurados com acetona para remover a umidade e a poeira, o que poderia afetar a aderência. O *Dolly* e a placa de agregado são aquecidos em estufa a  $150 \pm 2$  °C durante um tempo mínimo de 30 min, para remover a água absorvida na superfície do agregado e proporcionar uma melhor ligação entre o ligante asfáltico e o agregado. O ligante asfáltico deve ser aquecido em um forno a  $150 \pm 2$  °C, então a massa de 0,4 g  $\pm$  0,05 g de ligante é colocada no molde de silicone e deixada a resfriar por 15 min, a temperatura ambiente. O *Dolly* é removido da estufa e o ligante que está no molde é transferido para a superfície inferior do *Dolly*. Após o espalhamento do ligante em toda a superfície do *Dolly*, a placa de agregado é retirada da estufa e ocorre a fixação do ligante na placa de agregado. A norma menciona que, após pressionar firmemente o *Dolly* contra o agregado, deve-se aparafusar um peso de 50 g em cima de cada *Dolly*, porém como o *Dolly* utilizado era diferente do contido na norma decidiu-se somente pressionar por 10 s os *Dolly* contra o agregado. O *Dolly* precisa ser pressionado em um ângulo de 90° com a placa de agregado, de modo a evitar a torção que pode causar bolhas de ar presas no interior da amostra. O esquema simplificado da preparação das amostras é mostrado na Figura 46.

Figura 46 – Preparação das amostras para o ensaio ABS



Fonte: Elaborada pelo autor.

Antes do ensaio, as amostras secas foram deixadas a temperatura ambiente durante 24 h. Para o condicionamento à umidade, as amostras devem ser deixadas a temperatura ambiente durante 1 h, para permitir que o sistema agregado-ligante-Dolly atinja uma temperatura estável e em seguida, as amostras foram submersas em um tanque de água a 40 °C durante o tempo de condicionamento especificado (tempos testados nesse trabalho são 3 h, 6 h e 12 h). Quando o condicionamento é concluído, as amostras são retiradas da água e mantidas a temperatura ambiente durante 1 h antes do ensaio.

Conforme previamente indicado na Figura 19 (a) e (b), o dispositivo usado no ensaio ABS compreende um equipamento portátil, pneumático, com mangueira de pressão, êmbolo, placa de reação, e ponta de arrancamento de metal. Para iniciar o ensaio, o êmbolo é conectado a ponta de arrancamento metálica e a placa de reação é parafusada no mesmo. Em seguida, uma mangueira de pressão é utilizada para introduzir ar comprimido para o êmbolo. Durante o ensaio, uma força de tração é aplicada sobre a interface estudada através da ponta de metal. A falha ocorre quando a tensão aplicada excede a força coesiva do ligante ou a resistência de ligação agregado-ligante, i.e., adesão. A pressão máxima exercida no *dolly*, denominada *Pull-off Tensile Strength (POTS)* é calculada pela Equação (35) (Bringel *et al.*, 2011).

$$POTS = \frac{(BP \cdot A_g) - C^*}{A_{ps}} \quad (35)$$

Em que  $A_g$ : área de contato entre o anel de vedação e o lugar de reação do disco [ $\text{mm}^2$ ];  
 $BP$ : pressão de ruptura [MPa];  
 $A_{ps}$ : área do pino tracionado [ $\text{mm}^2$ ];  
 $C^*$ : constante do pistão;

O equipamento utilizado [Figura 47] difere do mostrado na Figura 19, pois seu funcionamento é hidráulico, enquanto o outro tem funcionamento pneumático. A taxa de carregamento aplicada foi de 0,2 MPa/s e a  $POTS$  reportada nesse equipamento já traduz o valor final de força necessária para arrancar o ligante do agregado mineral, não se fazendo, portanto, necessário utilizar a Equação (35).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Aguiar-Moya (2015) cita que na literatura diversos autores utilizam a Relação de  $POTS$  ( $R_{POTS}$ ), determinada pela Equação (36), que não deve ser menor que 70%.

$$R_{POTS} = \frac{POTS_{\acute{U}MIDO}}{POTS_{SECO}} \cdot 100 \quad (36)$$

Em que:  $POTS_{SECO}$ :  $POTS$  em amostras não condicionadas a umidade [MPa];  
 $POTS_{\acute{U}MIDO}$ :  $POTS$  em amostras condicionadas a umidade [MPa].

### 3.13 Aggregate Image Measurement System (AIMS)

Segundo Bessa (2012), o AIMS é um equipamento desenvolvido para analisar as propriedades de forma, de angularidade e de textura de agregados graúdos; e de angularidade e de forma de agregados miúdos. Al Rousan (2004), após uma análise estatística de diferentes tipos de agregados graúdos e miúdos, definiu valores limites para as propriedades físicas analisadas no AIMS. Como nesse trabalho só foram utilizados os valores de angularidade e textura, a Tabela 9 contém os limites para essas duas propriedades.

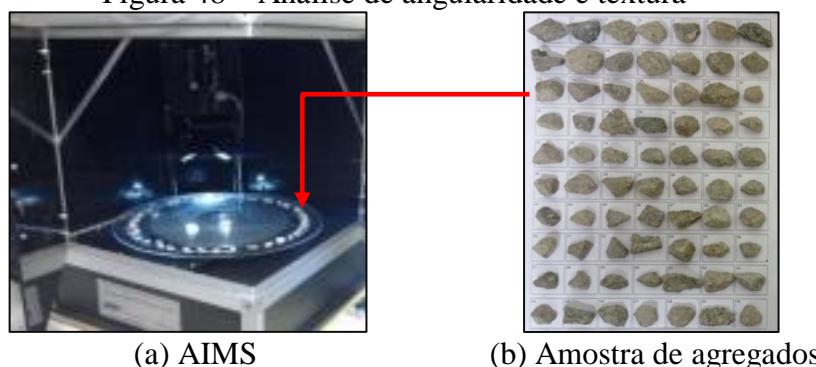
Tabela 9 – Valores limites para cada tipo de propriedade física

Propriedade analisada	Classificação e valores limite				
	Angularidade	Arredondado < 2100	Subarredondado 2100 – 4000	Subangular 4000 – 5400	Angular > 5400
Textura superficial	Polido < 165	Macio 165 – 275	Baixa rugosidade 275-350	Rugosidade moderada 350 – 460	Alta rugosidade >460

Fonte: Al Rousan (2004).

Para este trabalho, os agregados foram previamente numerados e depois fotografados para permitir sua identificação após o ensaio de adesividade [Figura 48 (b)]. Os agregados foram então posicionados levemente afastados na bandeja de 12,5 mm [Figura 48 (a)] e as portas do equipamento foram fechadas. O ensaio inicia-se quando a bandeja com os agregados começa a girar dentro do equipamento, e a imagem das partículas são capturadas. Bessa (2012), menciona que a bandeja gira novamente para que a altura dos agregados seja medida, obtendo-se, assim, todas as dimensões, incluindo a profundidade. Uma terceira digitalização é feita para que os níveis de textura sejam obtidos. AIMS e as informações de angularidade e textura são obtidas. Para informações mais detalhadas a respeito do funcionamento do AIMS indica-se os trabalhos de Al Rousan (2004) e de Bessa (2012).

Figura 48 – Análise de angularidade e textura



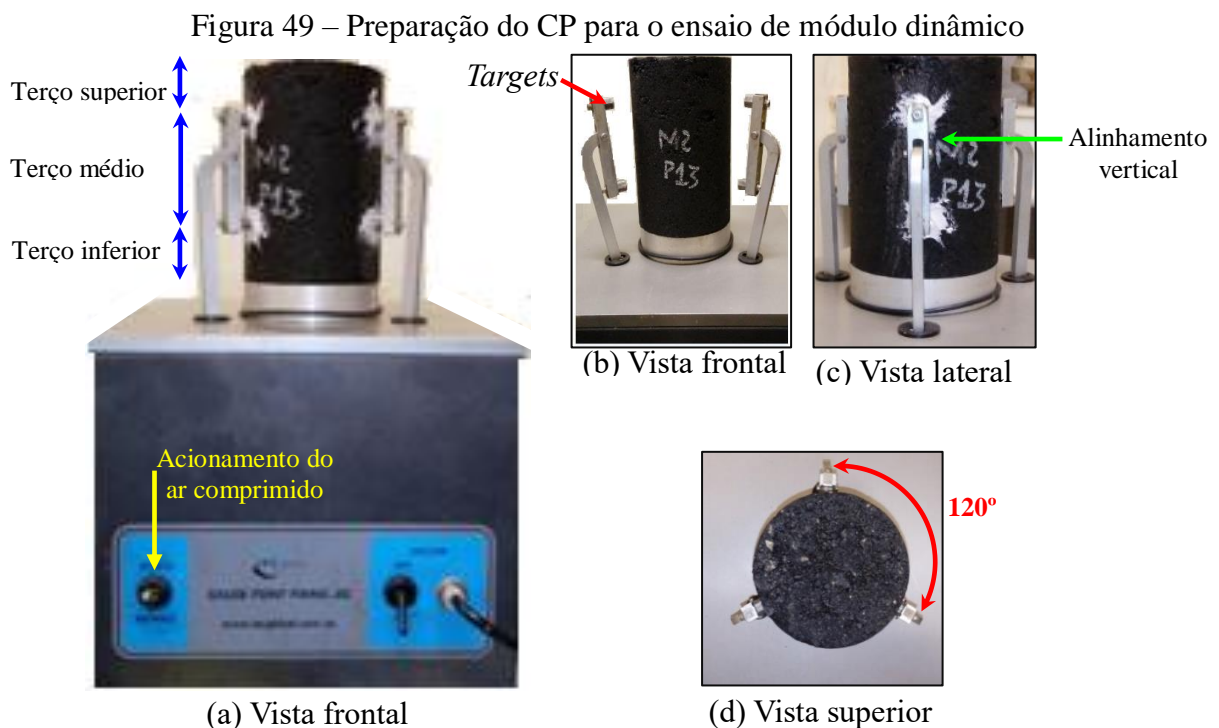
Fonte: Elaborada pelo autor.

### 3.14 Modulo Dinâmico por Compressão Axial – AASHTO T 342 (2011)

Para determinar o modulo dinâmico das misturas asfálticas investigadas, seguiu-se o procedimento descrito na norma AASHTO T 342 (2011). As planilhas utilizadas na construção das curvas mestras foram desenvolvidas por Babadopulos (2014), enquanto que as planilhas utilizadas na modelagem 2S2P1D foram desenvolvidas na *École Nationale des Travaux Publics de l'État (ENTPE)* (Babadopulos, 2018).

### 3.14.1 Preparação das Amostras

Neste protocolo, os CPs são fabricados por compactação giratória e possuem geometria cilíndrica. Sua altura é de  $150 \pm 2,5$  mm e seu diâmetro é  $102 \pm 2$  mm. Para a preparação das amostras para o ensaio, o CP é dividido em 3 porções, (i) terço superior (que corresponde a 1/4 da altura do CP), (ii) terço médio (que corresponde a 50% da altura do CP) e (iii) terço inferior (que corresponde a 1/4 da altura do CP) [Figura 49 (a)]. Três *targets* [Figura 49 (b)] são colados, com auxílio de ar comprimido, no limite entre o terço superior e o terço médio e outros três *targets* são colados no limite entre o terço inferior e o terço médio [Figura 49 (a)]. Esses *targets* são colados alinhados verticalmente de 2 em 2 [Figura 49 (c)] a  $120^\circ$  [Figura 49 (d)] entre si, para que as deformações medidas no ensaio sejam as mais próximas às deformações ocorridas no CP. Para que os *targets* tenham a melhor ancoragem possível o CP foi previamente raspado manualmente no local da colagem.

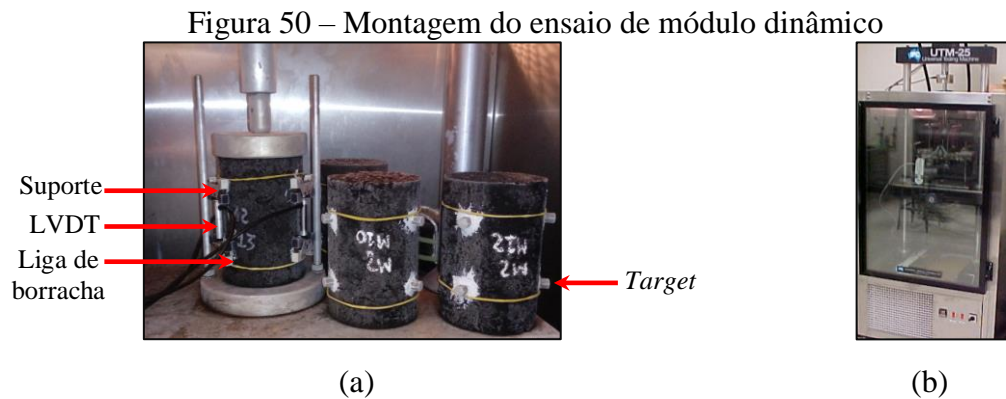


Fonte: Elaborada pelo autor.

Em cada um dos *targets* é conectado um dispositivo de alumínio que serve como suporte para os sensores que medem as deformações do CP. Esses sensores são denominados *Linear Variable Differential Transform*es – LVDT [Figura 50 (a)]. Utilizou-se uma liga de borracha para manter os LVDTs na posição correta, pois a  $37,8$  e  $54,4$  °C a pressão dos LVDTs



nos dispositivos de alumínio pode contribuir para o desprendimento dos *targets* colados no CP, impossibilitando a realização do ensaio nessas temperaturas. Os CPs foram ensaiados no equipamento *Universal Testing Machine* – UTM-25, do LMP/UFC [Figura 50 (b)].



Fonte: Elaborada pelo autor.

### 3.14.2 Realização do ensaio

Cada CP é submetido a 30 combinações de temperatura e frequência, com carregamento semi-senoidal (*haversine*) na direção axial, começando com a temperatura mais baixa até a mais alta (-10; 4,4; 21,1; 37,8; e 54 °C), com variação máxima permitida de  $\pm 0,3$  °C. A cada temperatura, a frequência de carregamento inicia-se da mais alta para a mais baixa (25; 10; 5; 1; 0,5; e 0,1 Hz).

O tempo de equilíbrio das temperaturas do ensaio e o número de ciclos a cada frequência de carregamento que foram seguidas nos ensaios deste trabalho são descritos na norma AASHTO T 342 (2011) e encontram-se detalhados na Tabela 10.

Tabela 10 – Recomendações para realização do ensaio

Temperaturas [°C]	Tempo de equilíbrio desde [h], a 25 °C		Frequência [Hz]	Nº de ciclos
	T <sub>AMBIENTE</sub>	T <sub>ANTERIOR</sub>		
T <sub>ENSAIO</sub>			25	200
-10	Durante a noite	Durante a noite	10	200
4,4	Durante a noite	Durante a noite ou 4	5	100
21,1	1	3	1	20
37,8	2	2	0,5	15
54,4	3	1	0,1	15

Legenda: T<sub>ENSAIO</sub> = temperatura do ensaio; T<sub>AMBIENTE</sub> = temperatura ambiente; T<sub>ANTERIOR</sub> = temperatura anterior;

A norma AASHTO T 342 (2011) preconiza que no ensaio seja aplicado um carregamento que corresponda a uma deformação de 50 a 150 *microstrain* ( $\mu\epsilon$ ), para garantir que o ensaio seja realizado na zona viscoelástica linear do material. Diferentes autores também

reportam variações nos limites de viscoelasticidade linear: 200-300 $\mu\epsilon$  de -20 a -10 °C (Mehta e Christensen, 2000); 70 $\mu\epsilon$  (Carpenter *et al.*, 2003); 100 $\mu\epsilon$  (Airey, 2003); 50-100 $\mu\epsilon$  (AAPT, 2013). Neste trabalho decidiu-se utilizar amplitudes de deformações máximas de 70 $\mu\epsilon$ . Para a escolha dos níveis de tensão necessários para atingir 70 $\mu\epsilon$  é realizada uma etapa prévia denominada *fingerprint*, em que 1 CP de cada mistura é submetido às mesmas condições do ensaio propriamente dito. Nesta etapa as tensões aplicadas correspondem a 50% de uma mistura conhecida e já ensaiada no LMP. Após o final do *fingerprint* os resultados são tratados em uma planilha desenvolvida no LMP e as tensões máximas necessárias para atingir meias amplitudes de deformações de, aproximadamente, 34,5 $\mu\epsilon$  são determinadas. Essa etapa só se faz necessária no primeiro CP ensaiado de cada mistura e a cada nova temperatura. Cada uma das 30 combinações de temperatura e frequência de cada mistura tem uma tensão máxima aplicada, determinada no *fingerprint*, e uma tensão mínima aplicada que corresponderá a 5% da tensão máxima (para manter sempre uma pressão de contato). Os valores de tensões máximas aplicadas para cada mistura estão na Tabela 11.

Tabela 11 – Tensões máximas aplicadas no ensaio de módulo dinâmico

Condições de ensaio		Tensões máximas aplicadas em cada mistura ensaiada [kPa]			
T <sub>ENSAIO</sub> [°C]	Frequência [Hz]	M1-P	M1-M	M2-P	M2-M
-10	25	2267	2294	2282	2313
	10	2173	2172	2267	2201
	5	2125	2136	2230	2159
	1	2015	2028	2106	2017
	0,5	1957	1994	2040	1925
	0,1	1817	1881	1868	1735
4,4	25	1882	2000	1826	1719
	10	1687	1831	1664	1563
	5	1579	1729	1557	1469
	1	1359	1491	1278	1222
	0,5	1244	1371	1164	1104
	0,1	991	1124	907	866
21,1	25	1087	1172	938	817
	10	865	971	767	648
	5	734	829	646	540
	1	453	567	398	313
	0,5	353	459	304	233
	0,1	184	264	164	108
37,8	25	288	321	307	267
	10	164	188	182	156
	5	118	127	144	110
	1	41	45	46	36
	0,5	27	29	30	27
	0,1	15	15	16	13
54,4	25	108	100	99	79
	10	61	50	48	40
	5	40	35	31	33
	1	17	14	16	9
	0,5	12	8	7	7
	0,1	2	5	3	1



### 3.14.3 Curvas Mestras

Para determinar o fator de deslocamento ( $a_T$ ) utilizou-se a equação de Arrhenius e a equação de Williams-Landel-Ferry – WLF, conforme Equações (7) e (8). Os fatores de transladação das curvas isotermas, para a temperatura de referência de 21,1 °C, bem como as constantes e a soma dos quadrados dos desvios de cada mistura constam na Tabela 12.

Tabela 12 – Fatores e comparação de erro de WLF com Arrhenius

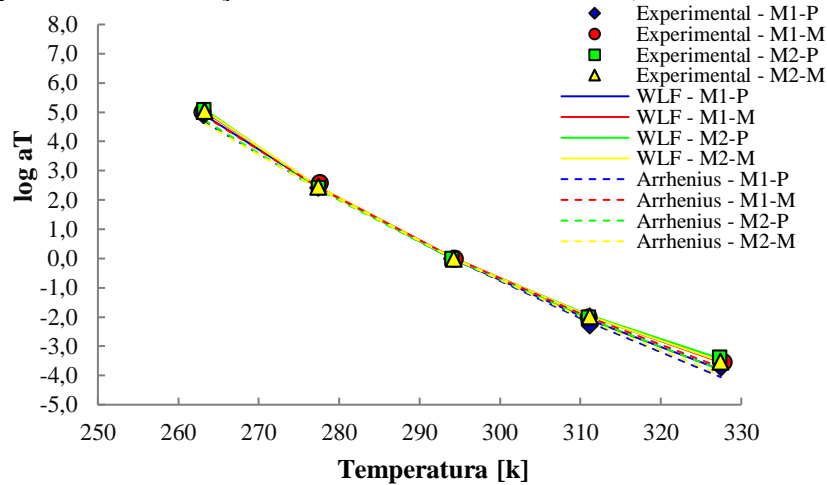
		M1-P	M1-M	M2-P	M2-M
WLF	C <sub>1</sub>	22,59	21,39	22,37	23,12
	C <sub>2</sub>	161,34	161,67	158,05	161,09
	SQD	3,95E-5	2,61E-5	3,68E-5	5,08E-3
Arrhenius	C	12136,00	11708,78	11889,16	11548,27
	SQD	0,319	0,181	0,477	0,447

Legenda: SQD = soma do quadrado dos desvios.

Analisando a Tabela 12 e a Figura 51 é possível notar que a equação WLF tem um melhor ajuste aos dados experimentais se comparada a equação de Arrhenius. As maiores influências na soma dos desvios quadrados ocorreram nas temperaturas de 54,4 °C seguidas pela temperatura de -10 °C, sempre na equação de Arrhenius.

A tendência de dispersão dos resultados da equação de Arrhenius perante os resultados experimentais nas temperaturas extremas do ensaio foi reportada por Babadopulos (2014) e descrita por esse autor como fatores geradores de ondulações nas curvas mestras de módulo dinâmico. Cheung (1995) também relata que caso a diferença entre a temperatura a ser deslocada e a temperatura de referência seja maior que 20 °C a equação de WLF torna-se mais indicada do que a de Arrhenius. Por tudo isso decidiu-se ajustar a lei de evolução dos coeficientes de transladação pela equação WLF. As constantes C de Arrhenius e C<sub>1</sub> e C<sub>2</sub> de WLF foram determinadas com auxílio da ferramenta *solver* do Excel com precisão de restrição de 10<sup>-6</sup> e 100 iterações e são mostradas na Figura 51.

Figura 51 – Diferença nos fatores de deslocamento (WLF e Arrhenius)



### 3.15 Fadiga a Tração/Compressão (Deslocamento controlado no atuador)

Para a caracterização da fadiga das misturas asfálticas seguiu-se os procedimentos da proposição de norma norte-americana AASHTO TP 107 (2014) (*Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Concrete from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests*).

#### 3.15.1 Temperatura

A temperatura de ensaio pode ser determinada com base no Grau de Desempenho (PG) do ligante. A temperatura é determinada como a média das temperaturas máxima e mínima, menos três graus e não deve exceder 21 °C. Por exemplo, para um ligante com PG de temperatura máxima de 64 °C e de temperatura mínima de -22 °C, o cálculo seria  $\{[(64 + (-22))/2] - 3\} = 18$  °C.

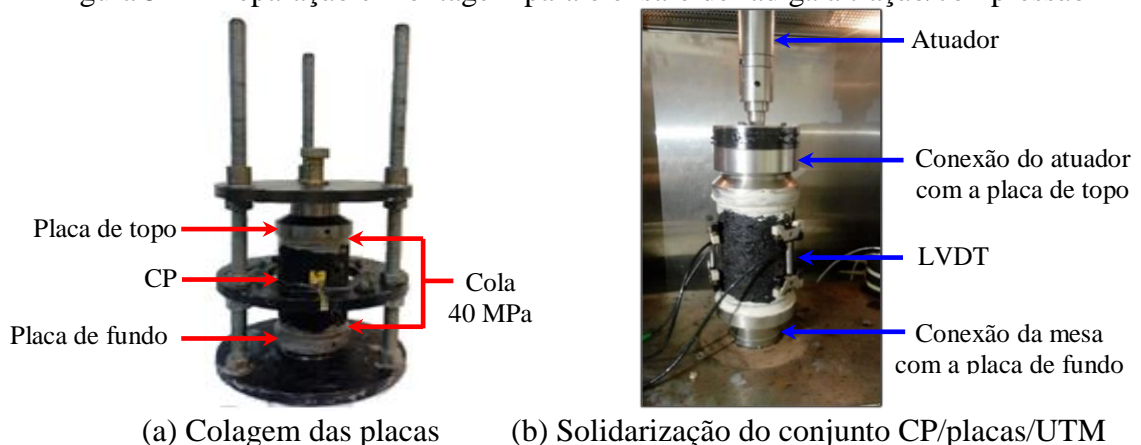
A temperatura é monitorada no interior e na superfície de um CP instrumentado localizado ao lado do CP ensaiado. Essas duas temperaturas devem atingir a temperatura de ensaio especificada  $\pm 0,5$  °C monitorando-se os dois termopares na amostra instrumentada. Quando as temperaturas são igualadas, essas duas medidas não devem diferir em mais de  $\pm 1$  °C. Se essas duas medidas diferirem mais do que este valor e se tiver a certeza de que o equilíbrio térmico foi alcançado deve-se registrar a temperatura interna da amostra e continuar ensaio, mas o termopar deve ser recalibrado ou substituído após o ensaio. Como não foi possível realizar os procedimentos para determinação do PG do ligante utilizado e diversos trabalhos indicam que o CAP utilizado no Ceará, varia de PG 64-22 (Babadopulos, 2014), PG 70-XX (Freire, 2015 e Bastos, 2016) decidiu-se utilizar a temperatura de ensaio de 19 °C.

### 3.15.2 Preparação das Amostras

A fabricação e o preparo dos CPs para a realização deste ensaio seguem os mesmos procedimentos descritos no item 3.14.1. Após colagem dos *targets*, os CPs são levados a um dispositivo que auxilia a colagem das placas de topo e de fundo. Ambas as placas são coladas ao CP para permitirem a fixação do mesmo na mesa da prensa hidráulica e no atuador da UTM, permitindo a aplicação de tração no CP. A cola usada tem resistência de 40 MPa e o processo de colagem leva aproximadamente 24 h.

O procedimento de colagem é realizado em um gabarito de montagem que é utilizado para alinhar o CP com as placas de topo e de fundo [Figura 52 (a)]. Ressalta-se que esse processo deve ser realizado com o melhor nivelamento possível do dispositivo, para que o conjunto CP/placas se mantenha alinhado em um único eixo vertical. Se alguma das placas se movimentar e ficar levemente deslocada do eixo do CP, o conjunto não conseguirá ser conectado à prensa e o CP será perdido. Após a secagem, o conjunto CP/placas é levado a UTM e sua parte inferior é rosqueada à mesa da prensa até seu limite. Como o ensaio é realizado a tração e compressão, e a amplitude de deslocamento do atuador varia entre -25 mm e +25 mm, o atuador é ajustado até a posição mais próxima de 0 mm. Após esse ajuste, a mesa da prensa é elevada até que a placa de topo se aproxime o mais próximo possível da conexão rosqueada do atuador e essas duas partes são rosqueadas [Figura 52 (b)]. Todas as conexões do conjunto precisam ser solidarizadas (sem folgas), por isso são apertadas até o limite para evitar folgas no conjunto o que poderia interferir no ensaio. Deve-se aplicar aproximadamente 0,09 kN de carga de compressão no atuador para retirar as folgas, e após a solidarização, deve-se reduzir para 0 kN  $\pm$  0,01 kN.

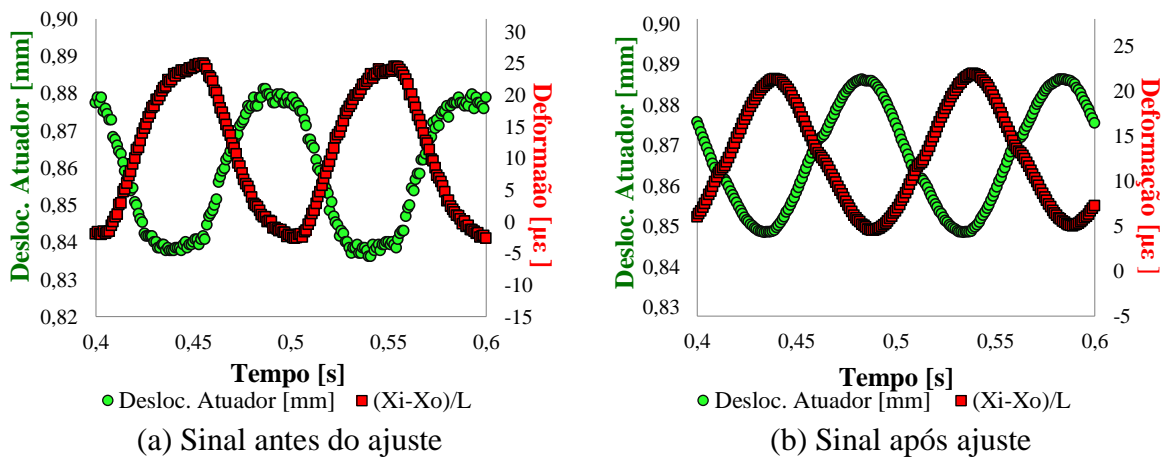
Figura 52 – Preparação e montagem para o ensaio de fadiga a tração/compressão



Fonte: Elaborada pelo autor.

Para garantir que o ensaio seja realizado com todo o conjunto solidarizado, faz-se necessário um teste de sinal. Nesse teste são aplicados 15 ciclos de carregamento a 10 Hz de frequência e baixa amplitude de deslocamento (-0,1 e +0,1 mm medido no atuador), para analisar se o sinal das deformações está seguindo uma função senoidal. Havendo folgas na montagem a função apresentará desvios em sua forma, principalmente em suas extremidades [Figura 53 (a)]. Nesse caso, duas alternativas são propostas: (i) desmontar todo o conjunto e remontar novamente apertando mais firmemente possível todas as conexões e proceder um novo teste de sinal para analisar a forma da função senoidal, e/ou (ii) modificar os valores dos controladores Proporcional-Integral-Derivativo (PID) e realizar um novo teste para verificar o sinal [Figura 53 (b)]. Resumidamente, quanto o sinal da carga apresenta um desvio, o controlador Proporcional corrige a carga aplicada proporcionalmente ao desvio, porém o ganho poderá ser maior que o necessário, então o controlador Integral reduz a carga aplicada de forma mais suave. Por sua vez, o controlador Derivativo age diminuindo a oscilação em torno do *Setpoint* (carga ideal para ser aplicada no ensaio).

Figura 53 – Ajuste de sinal e/ou PID para melhoria do sinal



Fonte: Elaborada pelo autor.

O resultado do teste de sinal também é utilizado para estimar qual deve ser o deslocamento aplicado no atuador para que o CP atinja a amplitude de deformação desejada no ensaio de fadiga e de *fingerprint*. Após a realização desse teste, é realizado um *fingerprint* (módulo dinâmico a tração/compressão) do CP, que será utilizado no cálculo da DMR.

### 3.15.3 Fingerprint (Módulo dinâmico a tração/compressão)

Deve-se realizar um teste de amplitude para o *fingerprint* de forma que o CP atinja amplitude de deformações de 50 a 75 $\mu\epsilon$ . A frequência deve ser 10 Hz e o tempo de ensaio deve ser 5 s, totalizando 50 ciclos. Todavia decidiu-se realizar o ensaio em todas as frequências descritas na norma AASTHO T 342 (2011). Se a tensão aplicada ocasionar amplitudes de deformação no CP superiores a 150 $\mu\epsilon$  a amostra deve ser descartada. Esse procedimento deverá ser realizado com um intervalo de 5 min entre o teste de amplitude e o *fingerprint*. As deformações são calculadas usando a Equação (37).

$$\epsilon_{act} = \frac{\delta_{act}}{L} \quad (37)$$

Em que:  $\epsilon_{act}$ : amplitude de deformação calculada a partir do deslocamento do atuador;  
 $\delta_{act}$ : amplitude de deslocamento do atuador;  
 $L$ : altura do CP [mm];

O CP deve ser deixado a descansar por um período de 20 a 45 minutos entre o ensaio de módulo dinâmico e o ensaio de fadiga, para que o histórico de carregamento volte à sua condição inicial.

### 3.15.4 Realização do Ensaio de Fadiga a Tração/Compressão

O ensaio de fadiga é realizado com carregamento senoidal de 10 Hz de frequência, com amplitude constante no deslocamento do atuador. Diferentes ensaios são realizados, com diferentes amplitudes de deformação. O primeiro teste deve ter uma amplitude de deformação no CP de 300 $\mu\epsilon$  ( $\epsilon_{OS1}$ ). A carga e o deslocamento devem ser registrados a cada 1000 ms (milissegundos). O teste é interrompido quando as microtrincas se propagarem de tal forma que seja visível a formação de macrotrincas, que podem ser vistas na superfície da amostra enquanto o ensaio é realizado. O ensaio dos outros dois CPs é repetido seguindo o mesmo procedimento, contudo as amplitudes de deformações são modificadas, conforme Tabela 13.

Tabela 13 – Condições para determinar as amplitudes de deformação

Caso	CP 2	CP 3
	$\epsilon_{OS2}$	$\epsilon_{OS3}$
$500 < N_{f1} < 1,000$	$\epsilon_{OS1} - 100$	$\epsilon_{OS1} - 150$
$1,000 < N_{f1} < 5,000$	$\epsilon_{OS1} - 50$	$\epsilon_{OS1} - 100$
$5,000 < N_{f1} < 20,000$	$\epsilon_{OS1} + 50$	$\epsilon_{OS1} - 50$
$20,000 < N_{f1} < 100,000$	$\epsilon_{OS1} + 100$	$\epsilon_{OS1} + 50$
$100,000 < N_{f1}$	$\epsilon_{OS1} + 150$	$\epsilon_{OS1} + 100$

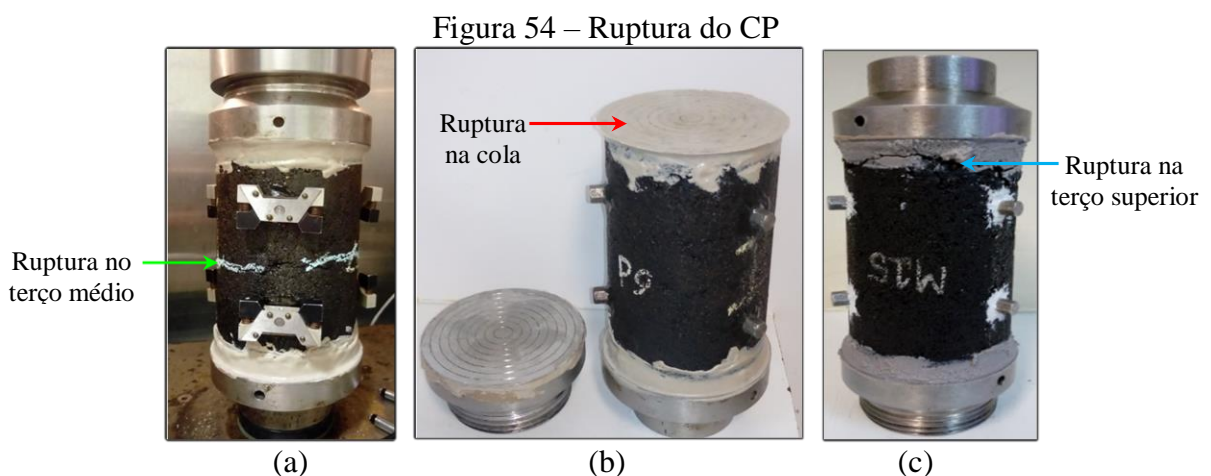
Se o número resultante de ciclos até a falha do primeiro teste ( $N_{f1}$ ) for inferior a 500, o primeiro teste deve ser descartado e refeito com a amplitude de deformação no CP de  $250\mu\epsilon$ . Para obter um espectro mais amplo das amplitudes de deformações do que as contidas na norma decidiu-se trabalhar com 3 amplitudes de deformação:  $200\mu\epsilon$ ,  $300\mu\epsilon$  e  $400\mu\epsilon$ .

### 3.15.5 Peculiaridades e Dificuldades na Realização do Ensaio

Como o processo de colagem de 1 CP leva 24 h e só se dispunha de 1 dispositivo de colagem, 3 placas superiores e 3 placas inferiores, só é possível ensaiar 1 CP por dia. No decorrer dessa campanha experimental, notou-se que 6 h após a colagem das placas no CP a cola já apresentava uma boa resistência e o CP poderia ser retirado do dispositivo e ficar repousando por mais 18 h, para que outro CP pudesse ser colado. Isso possibilitou que em um dia, por volta das 9:00 da manhã, 1 CP fosse colado e retirado do dispositivo às 15:00 da tarde e outro CP fosse colado no mesmo dia às 15:00.

No dia subsequente, o CP colado às 15:00 é retirado às 8:00 da manhã e o terceiro CP é colado. Por volta das 9:00 da manhã, o primeiro CP colado é ensaiado e às 15:00 o segundo CP é ensaiado. No terceiro dia, o terceiro CP é ensaiado às 9:00 da manhã. Assim, todos os CPs ensaiados tenham período de colagem de 24 h e consegue-se ensaiar 3 CPs a cada 2 dias.

Para que o ensaio seja considerado válido, é necessário que após  $N_{f1}$  (ciclos) o CP tenha ruptura em seu terço médio (de 37,50 a 112,50 mm), conforme Figura 54 (a). Para CPs de 150 mm de altura, e considerando que os mesmos são homogêneos, a probabilidade de o CP romper no terço médio é de 50%. Quando o CP tem ruptura na cola (entre a placa e a face do CP) [Figura 54 (b)] ou fora de seu terço médio [Figura 54 (c)] o resultado deve ser descartado.



Fonte: Elaborada pelo autor.

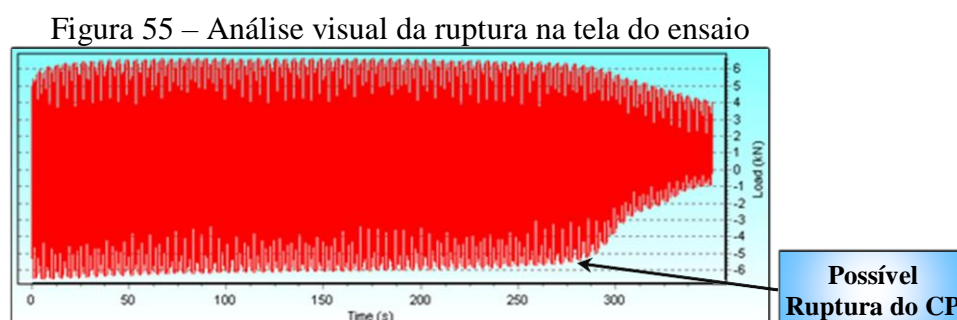
Inicialmente, foram perdidos 7 CPs na realização desse ensaio, por diferentes motivos: 2 CPs com ruptura na cola, 2 CPs com ruptura no terço inferior, 3 CPs com ruptura no terço superior. Com isso, 60% dos CPs ensaiados foram perdidos por problemas de ruptura propriamente dita. Decidiu-se investigar as causas dessas rupturas indesejadas e chegou-se à conclusão que dois procedimentos são fundamentais para minimizar essas rupturas indesejadas: (i) o ajuste dos controladores PID e (ii) a serragem dos CPs.

Notou-se que ao utilizar um ajuste de  $P=6500$ ,  $I=15$  e  $D=1200$  (para a UTM-25) o tempo de resposta de correção dos controladores produzia deslocamentos maiores no atuador se comparados a  $P=4000$ ,  $I=10$ ,  $D=1000$ , produzindo rupturas fora da região desejada.

Os CPs com altura de 150 mm também produziram essas rupturas indesejadas. Uma das causas pode ser atribuída ao processo de compactação que pode ocasionar maior volume de vazios nas extremidades do CP (Babadopulos, 2014). Notou-se também que os CPs produzidos, em sua maioria, sempre apresentam em uma de suas faces mais agregados grãos e em outra face mais finos, tornando a face com mais grãos mais suscetível à ruptura nesse local.

Por tudo isso já citado, decidiu-se trabalhar com controladores PID fixos para todos os CPs ensaiados ( $P=4000$ ,  $I=10$ ,  $D=1000$ ), utilizando-se o teste de sinal apenas para estimar o deslocamento do atuador necessário para atingir a amplitude de deformação no CP desejada. As faces dos CPs também foram serradas até que estes atingissem uma altura de 130 mm e isso produziu melhorias no processo de colagem. Após essas modificações, todos os CPs ensaiados tiveram sua ruptura no local desejado (terço médio).

Quando ocorre a ruptura do CP, o carregamento imposto pelo atuador tem seu sinal modificado na tela do computador [Figura 55], o que indica que as macrotrincas podem ser observadas no CP, nesse instante o local de ruptura é riscado com giz e uma imagem de sua ruptura é tomada. Esse procedimento deve ser realizado com o ensaio ainda em andamento, pois após cessado o carregamento o mesmo tende a retornar a seu estado original e a ruptura não pode mais ser visualizada.

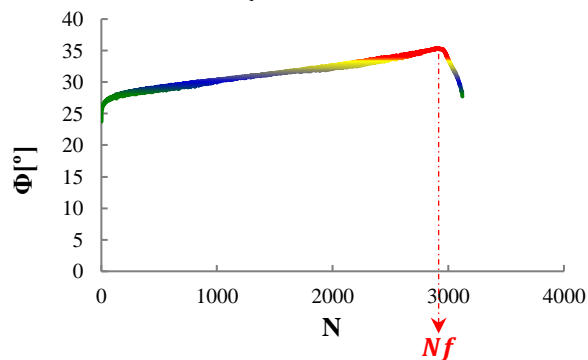


Fonte: Elaborada pelo autor.

### 3.15.6 Tratamento dos Dados

Os dados obtidos do ensaio de fadiga a tração/compressão foram tratados com auxílio de um código Matlab desenvolvido no LMP. Três entradas são necessárias para o tratamento dos dados: (i) módulo dinâmico a tração/compressão de cada CP ensaiado na temperatura e frequência do ensaio, (ii) série de Prony da mistura e (iii) planilhas de dados brutos obtidas no ensaio de fadiga. Na primeira parte ocorre o processamento dos sinais e através da análise do ângulo de fase no decorrer do ensaio é possível determinar  $N_f$ , conforme apresentado na Figura 56.

Figura 56 – Determinação de  $N_f$  em função do ângulo de fase (LVDT)

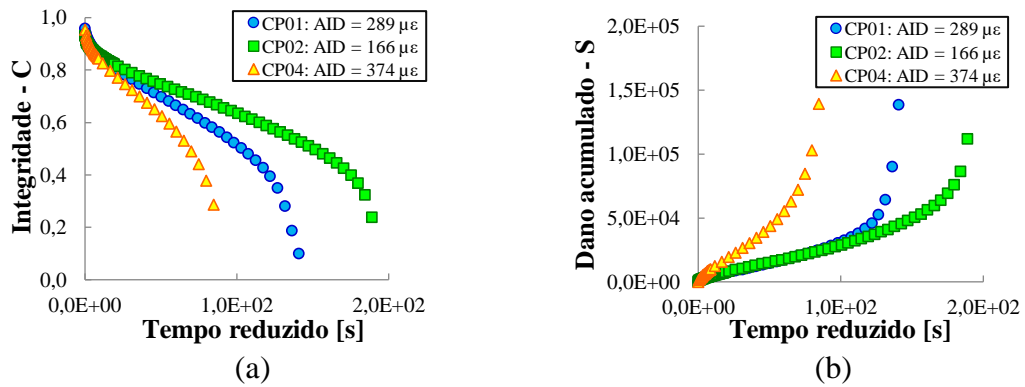


Fonte: Elaborada pelo autor

Após obter os resultados do processamento do sinal, são executados os cálculos de dano com a finalidade de determinar a evolução da integridade do material e da acumulação de dano em função do tempo, conforme mostra a Figura 57 (a) e (b), respectivamente. A sigla AID representa a amplitude inicial de deformação do CP durante o ensaio, como no início do ensaio o CP não tem histórico de carregamento, ele recebe a carga e responde se deformando em regime transiente, só após um tempo de solicitação o CP entra no regime permanente. Devido à dificuldade de estabelecer o exato momento de mudança de regime frente a solicitação, decidiu-se, como hipótese simplificadora, escolher sempre a segunda planilha de dados gerada no ensaio de fadiga, que representa o intervalo de 32 s a 64 s de ensaio (contendo 32000 medições de deformação), sendo considerado que de 0 s a 32 s o CP está no regime transiente.



Figura 57 – Integridade e dano em função do tempo



Fonte: Elaborada pelo autor

A curva característica de dano ( $C$  vs  $S$ ) é obtida nessa etapa do processamento. Todos os dados processados são exportados para planilhas com extensão .XLS, para posterior análise.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentados os resultados das dosagens, dos ensaios de adesividade e suas respectivas análises por PDI de área recoberta por ligante, do dano por umidade induzida, do módulo dinâmico e da fadiga a tração/compressão das misturas analisadas. São discutidas as possíveis relações entre as propriedades físico-químicas dos agregados e os resultados desses ensaios, bem como as relações desses ensaios entre si.

### 4.2 Dosagem das Misturas Asfálticas

Após os procedimentos descritos no item 3.8 foi possível obter os resultados das dosagens das misturas asfálticas. Por meio da  $G_{mb}$  e da  $G_{mm}$  foi possível determinar o  $Vv$  das misturas asfálticas dosadas, conforme Tabela 14.

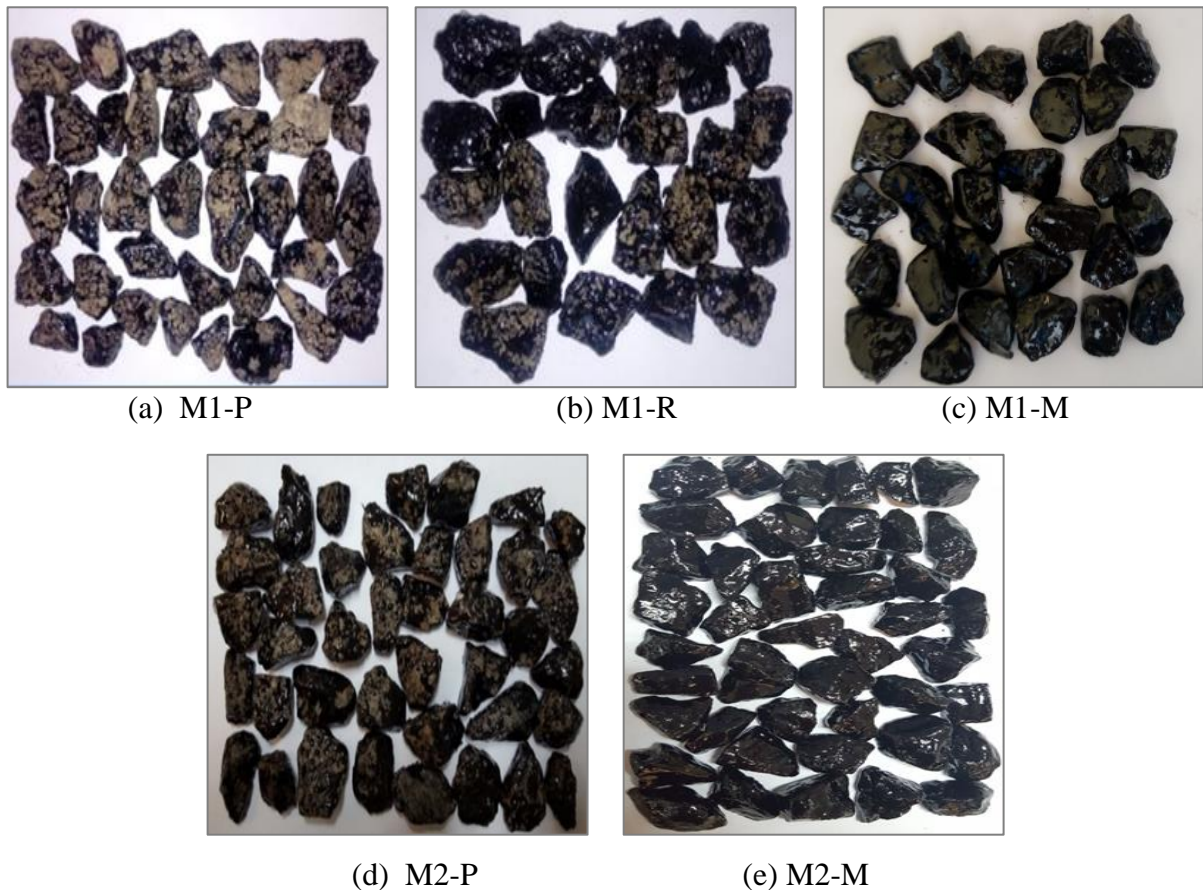
Tabela 14 – Resultados médios dos parâmetros volumétricos das dosagens

Origem	Misturas	% CAP	Nº de giros	$G_{mb}$	$G_{mm}$	$Vv$ [%]
Agregado 1	M1-P	5,0	100	2,253	2,341	3,73
	M1-R	5,0	100	2,186	2,281	4,14
	M1-M	5,0	70	2,214	2,302	3,80
Agregado 2	M2-P	5,0	70	2,401	2,492	3,66
	M2-M	5,0	50	2,385	2,481	3,76

### 4.3 Adesividade ao Ligante Asfáltico: Agregado Graúdo - ABNT 12583 (2017)

Foram testados os teores de 0,1%, 0,15% e 0,2% de AMO em relação à massa de ligante asfáltico. O teor que resultou em uma adesividade satisfatória foi 0,2%, e este foi então o teor de AMO escolhido para as misturas M1-M e M2-M. A Figura 58 mostra o resultado da adesividade ao agregado graúdo em diferentes combinações de agregados e ligantes asfálticos. A análise qualitativa indica que somente as misturas M1-M e M2-M, respectivamente, Figura 58 (c) e (e), atingiram uma adesividade satisfatória, enquanto as demais misturas tiveram adesividade insatisfatória.

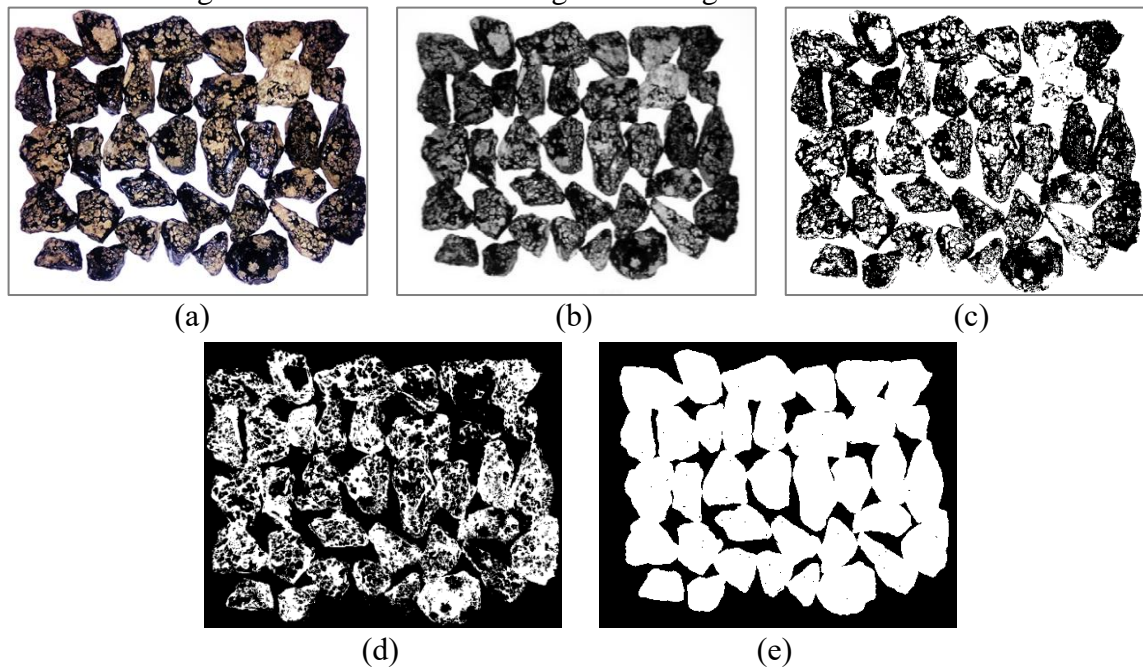
Figura 58 – Resultado qualitativo do ensaio de adesividade



#### 4.3.1 Percentual de Área de Agregado Recoberto pelo Ligante por PDI

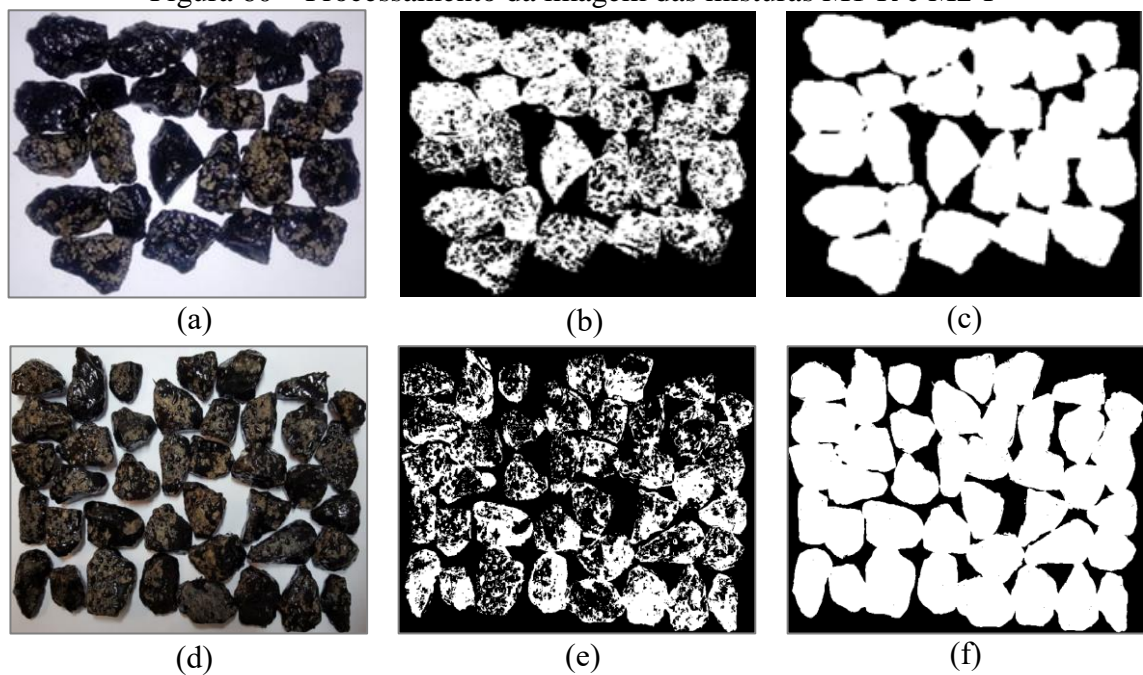
A Figura 59 apresenta o processamento e a análise da imagem. A Figura 59 (a) mostra a imagem original retirada após o ensaio de adesividade da mistura M1-P. A imagem foi então binarizada, conforme mostrado na Figura 59 (b). Posteriormente, aplicou-se uma limiarização e o ligante foi separado do restante da imagem, conforme mostrado na Figura 59 (c). Como os *pixels* pretos correspondem ao fundo da imagem, foi necessário inverter a imagem, como visto na Figura 59 (d), pois o *software* só reconhece os *pixels* brancos da imagem. Dessa forma, foi possível determinar o número de *pixels* do ligante. O mesmo procedimento foi realizado modificando-se o limiar (cf. Seção 3.10) e foi possível determinar o número de *pixels* do agregado, conforme mostrado na Figura 59 (e).

Figura 59 – Processamento digital da imagem da mistura M1-P



As Figuras 60 (a), (b) e (c) mostra o processamento digital da imagem referente à mistura M2-R, enquanto que as Figuras (d), (e) e (f) se refere à mistura M2-P.

Figura 60 – Processamento da imagem das misturas M1-R e M2-P



Os  $A_{PDI}$  das misturas analisadas estão dispostos na Tabela 15. Em relação as misturas M1-M e M2-M não foi necessário realizar o processamento digital das imagens, pois o recobrimento foi total (satisfatório de acordo com a ABNT 12583), ou seja, 100%.



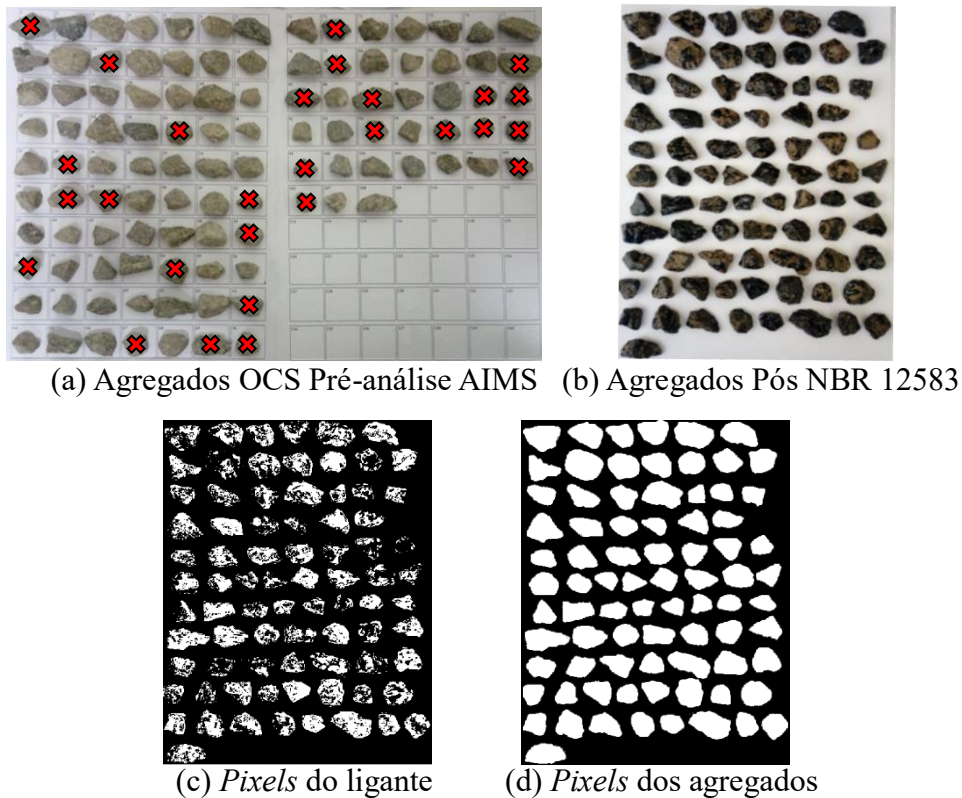
Tabela 15 – Percentuais de áreas em PDI

Agregado	Misturas	Limiar	$\overline{P}_L$	$\overline{P}_A$	$A_{PDI}$ [%]
Agregado 1	M1-P	0,200   0,785	137650	274130	50,21
	M1-R	0,200   0,645	215060	309540	69,48
	M1-M	–	–	–	100
Agregado 2	M2-P	0,150   0,465	153150	253790	60,35
	M2-M	–	–	–	100

#### 4.3.2 Influência da Angularidade e da Textura na Adesividade

A Figura 61 (a) mostra os 500 g do agregado 1 (M1-P) utilizados na análise da angularidade e da textura no AIMS. Após o ensaio de adesividade, os agregados foram identificados por inspeção visual, sendo que nem todos puderam ser identificados (marcados em vermelho), pois após o recobrimento alguns não apresentavam suficientemente semelhança visual com a imagem pré-AIMS. Na Figura 61 (b), encontram-se os agregados que se pôde identificar após o ensaio de adesividade. Nas Figuras 61 (c) e (d) são mostradas as imagens processadas dos *pixels* do ligante e dos *pixels* dos agregados.

Figura 61 – Agregado 1 antes e após o PDI



Para efeito de comparação, determinou-se o percentual de área de agregado recoberto pelo ligante da mistura M1-P, conforme apresentado na Tabela 16. O valor obtido de

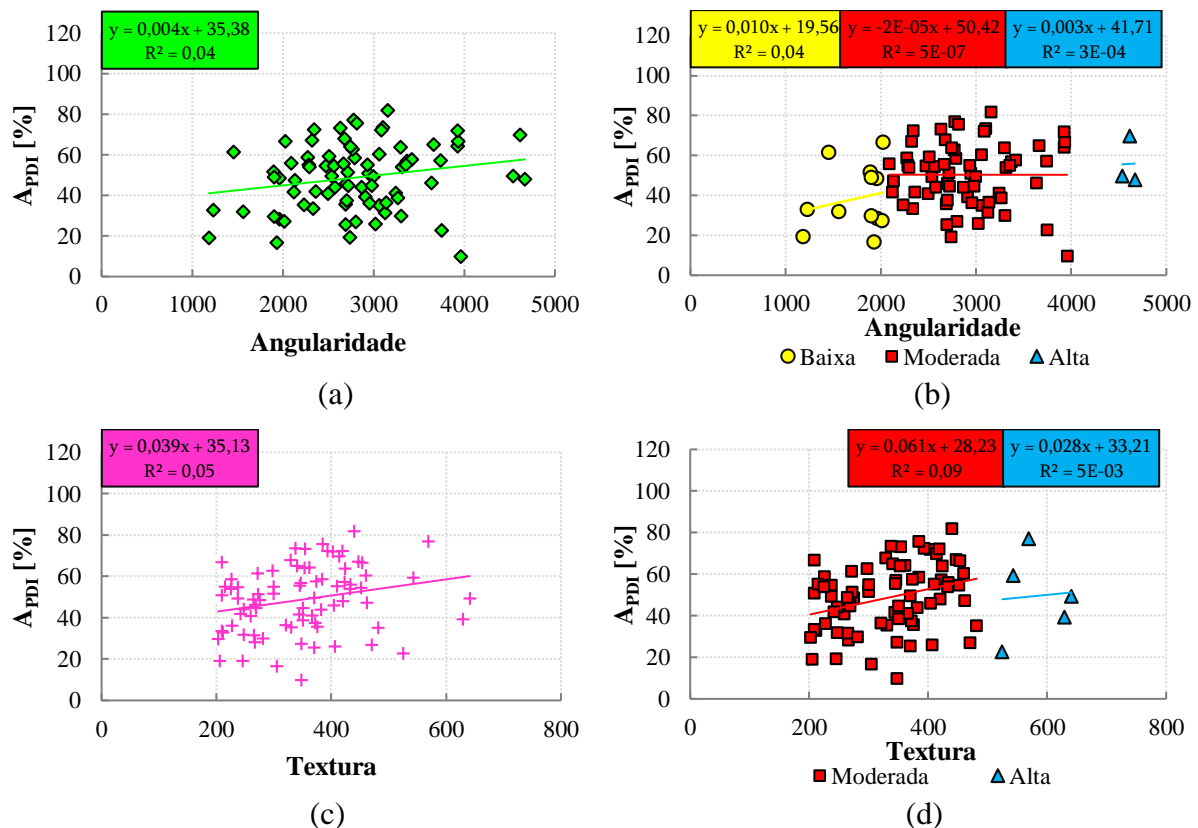
50,42% é próximo ao valor encontrado em um ensaio realizado anteriormente com os mesmos agregados e ligante [Tabela 15], de 50,21%. Destaque-se que este nível de precisão de duas casas decimais é desnecessário na prática para o ensaio em questão, mas foi usado aqui para melhor apreciação dos resultados.

Tabela 16 – Percentual de área de agregado recoberto pelo ligante em PDI da mistura M1-P

Agregado	Misturas	Limiar	$\bar{P}_L$	$\bar{P}_A$	$A_{PDI}$ [%]
Agregado 1	M1-P	0,100   0,625	41158	81625	50,42

Após a análise da angularidade, da textura e da adesividade de cada agregado, foi possível buscar uma correlação as duas primeiras propriedades físicas com a adesividade. A Figura 62 (a) mostra a relação da angularidade de cada agregado com sua respectiva  $A_{PDI}$ . Já na Figura 62 (b) a angularidade foi dividida em faixas predefinidas por Al-Roussain (2004), e a correlação dos agregados de cada faixa foi analisada com relação à  $A_{PDI}$  correspondente. As Figuras 62 (c) e (d) seguiram o mesmo procedimento, sendo que desta vez a relação se dá entre textura e  $A_{PDI}$ . Não se encontrou uma tendência de comportamento de  $A_{PDI}$  em função da angularidade e da textura, sendo que no primeiro caso obteve-se um  $R^2$  de 4%, enquanto que no segundo caso obteve-se um  $R^2$  de 5%.

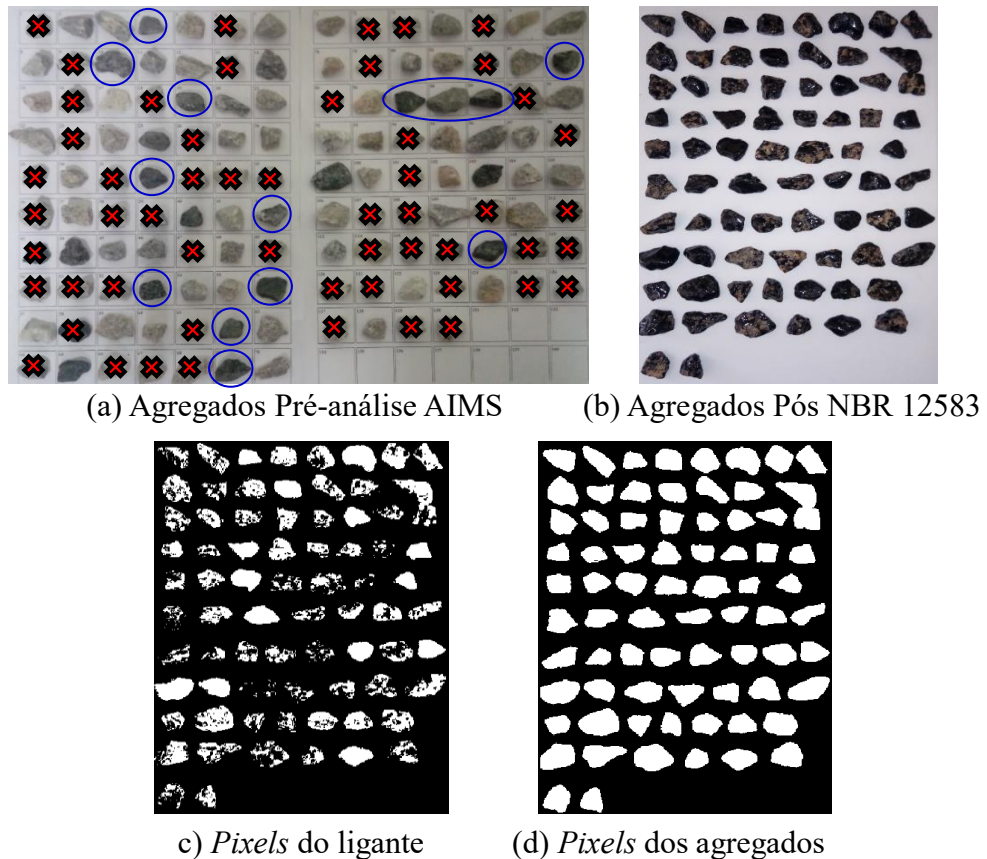
Figura 62 – Correlação angularidade e textura com a adesividade do agregado 1



A máxima variação de  $A_{PDI}$  em relação a uma mesma angularidade ocorreu próximo a angularidade de 3950, com  $A_{PDI}$  mínima de 9,7% e  $A_{PDI}$  máxima de 66%, como visto na Figura 62 (a). A textura próxima a 350 teve um de uma variação de  $A_{PDI}$  de 9,7% a 73%. Tendo em vista o exposto, nessa mistura, o recobrimento dos agregados pelo ligante não se relacionaram bem com as propriedades físicas dos agregados.

A Figura 63 (a) mostra os 500g do agregado 2 (M2-P) utilizados na análise da angularidade e da textura no AIMS. Os agregados marcados em vermelho não foram identificados após o ensaio de adesividade. Na Figura 63 (b) encontram-se os agregados que foi possível identificar após o ensaio de adesividade. Nas Figuras 63 (c) e (d) são mostradas as imagens processadas dos *pixels* do ligante e dos *pixels* dos agregados.

Figura 63 – Agregado 2 antes e após PDI



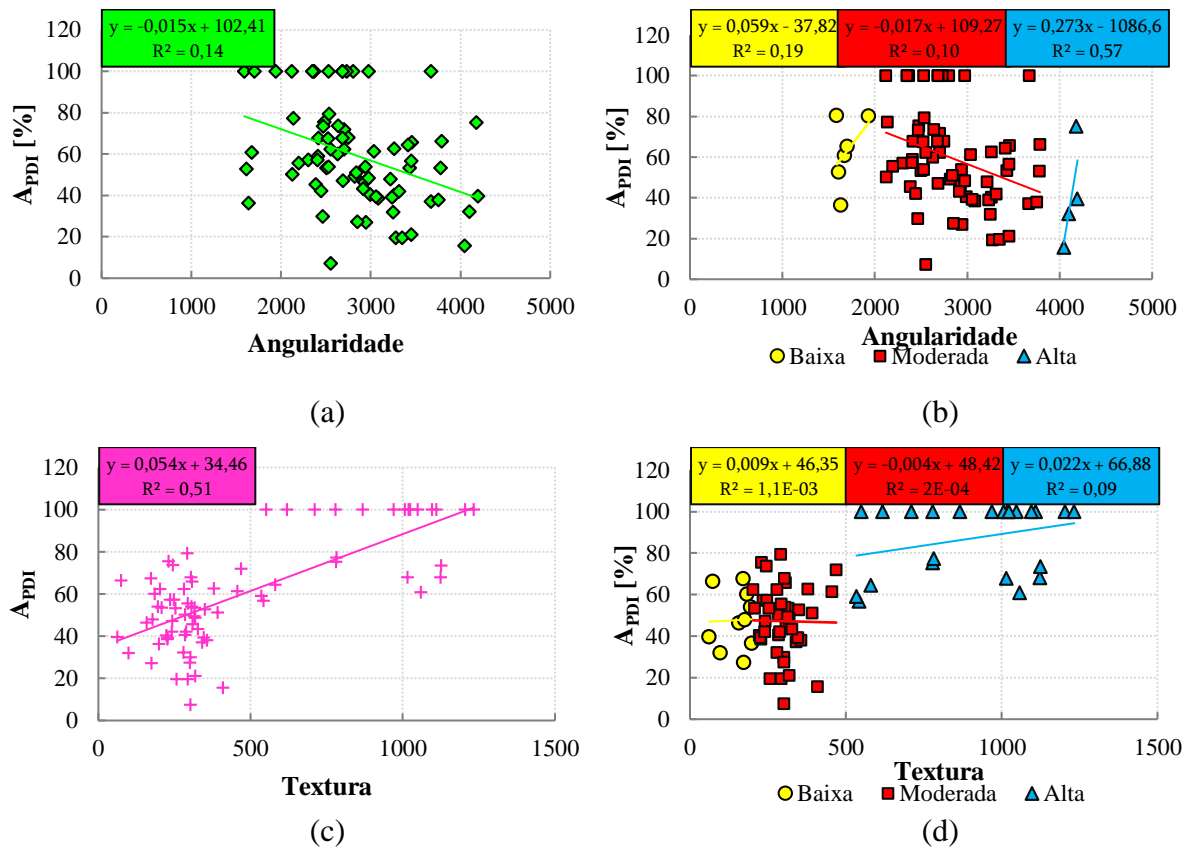
Comparando o  $A_{PDI}$  da Tabela 17 com o da Tabela 15 é possível notar que os resultados são bem próximos, i.e.,  $A_{PDI} = 60,04\%$  e  $A_{PDI} = 60,35\%$ , respectivamente.

Tabela 17 – Percentual de área de agregado recoberto pelo ligante em PDI da mistura M2-P

Agregado	Misturas	Limiar	$\overline{P_L}$	$\overline{P_A}$	$A_{PDI}$ [%]
Agregado 1	M1-P	0,150   0,465	28977	48263	60,04

A Figura 64 apresenta a relação entre angularidade e textura com a adesividade do agregado da pedra 2. Em ambos os casos [Figuras 64 (a) e (c)] não se obteve uma forte correlação entre as propriedades dos agregados com  $A_{PDI}$ , todavia a relação da textura com a adesividade com um  $R^2$  de 51% foi bem mais elevada que a relação da angularidade com a adesividade (que teve um  $R^2$  de 14%).

Figura 64 – Correlação angularidade e textura com a adesividade do agregado 2



Analisando a Figura 63 (c), pode-se determinar que 14 agregados tiveram um recobrimento de 100%. Na Figura 64 (a) esses agregados têm uma variação de angularidade de 1589 a 3671. Na Figura 64 (c) a textura desses agregados varia de 550 a 1.203. Ainda em relação a Figura 64 (a), a maior variação de  $A_{PDI}$  se encontra em uma angularidade próxima a 2550, abrangendo de 7 a 100%. Já na Figura 64 (c) a maior variação de  $A_{PDI}$  se dá próximo a textura de 300, abrangendo de 7 a 79%. Esses valores mostram que, no caso dos agregados e do ligante analisados, agregados com angularidades e texturas muito distintas podem ter um recobrimento de 100% e que angularidades e texturas iguais podem gerar variações muito grandes de  $A_{PDI}$ . Conclui-se que as propriedades físicas analisadas não são indicadores confiáveis para se estimar o potencial de recobrimento dos agregados pelo ligante.



Os agregados da pedra 2 são bastante heterogêneos, com suas tonalidades variando de branco brilhante até o preto. Na Figura 63 (a), os agregados com um círculo azul são aqueles que tiveram um recobrimento de 100%, e todos os 14 agregados têm tonalidade preta. Esses agregados possuem uma variação de angularidade de 1.590 a 3.670 e uma variação de textura de 550 a 1.200, o que permite inferir que a composição química desses agregados seja mais predominante no resultado de  $A_{PDI}$  do que as propriedades físicas analisadas.

Pelo fato de se trabalhar com dois agregados distintos nessa pesquisa e pelo agregado 2 apresentar essa variação nas cores, decidiu-se investigar a absorção e a composição química desses agregados (principalmente  $SiO_2$  – sílica e  $CaO$  – óxido de cálcio) reportados na literatura como interferentes da adesividade. Para tal separou-se os agregados em quatro: (i) agregado 1, (ii) agregado 2, (iii) agregado 2 – branco (somente agregados brancos) e (iv) agregado 2 – preto (somente agregados pretos) e seus  $A_{PDI}$  encontram-se na Tabela 18.

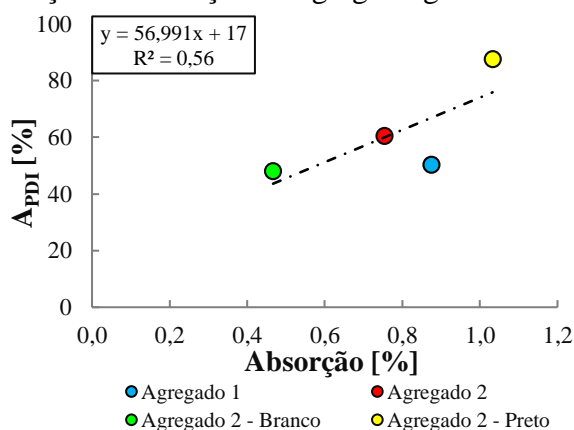
Tabela 18 –  $A_{PDI}$  dos quatro agregados recobertos pelo ligante puro

Mistura	Agregado	$A_{PDI}$ [%]
M1-P	Agregado 1	50,21
M2-P	Agregado 2	60,35
	Agregado 2 - Branco	48,06
	Agregado 2 - Preto	87,60

#### 4.3.3 Influência da Absorção do Agregado na Adesividade

A Figura 65 mostra a relação entre a absorção dos agregados e a adesividade com o ligante asfáltico puro medida pelo  $A_{PDI}$ . Não se notou uma forte correlação entre a absorção e a adesividade medida pelo PDI ( $R^2$  de 56%).

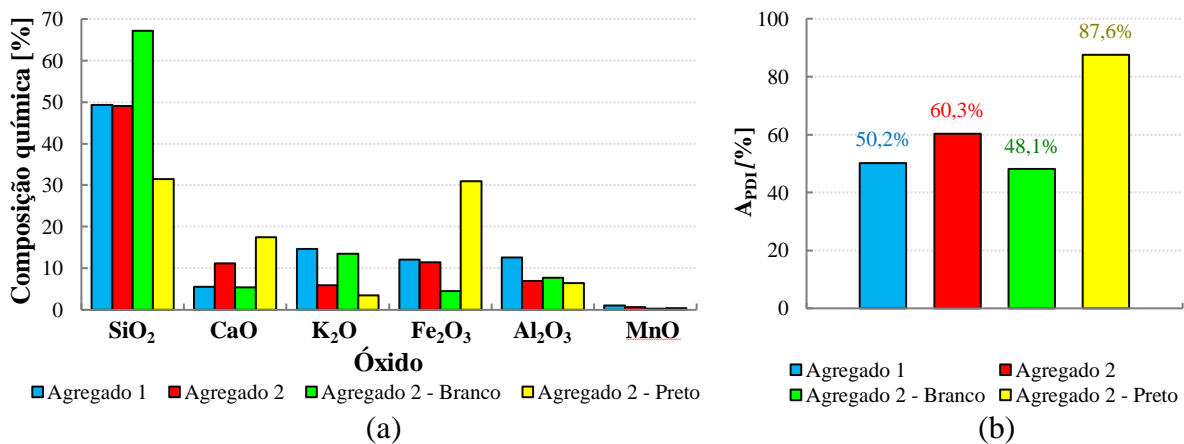
Figura 65 – Relação da absorção do agregado graúdo com a adesividade



#### 4.3.4 Influência da Composição de Óxidos do Agregado na Adesividade

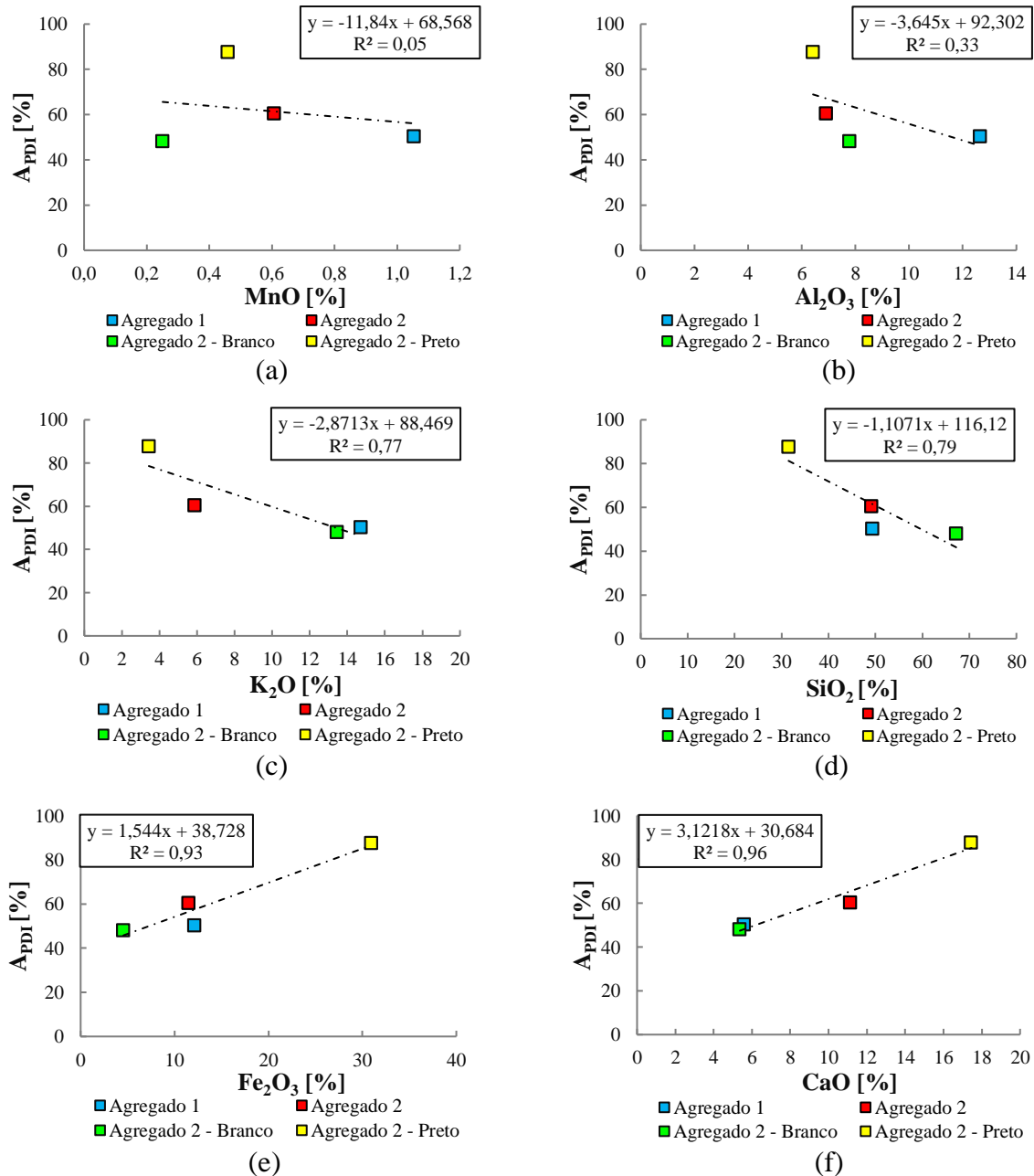
A Figura 66 (a) apresenta a composição de óxidos dos agregados analisados, enquanto que a Figura 66 (b) traz os percentuais de área de agregado recoberto pelo ligante. Importante notar que o agregado 1 e o agregado 2 possuem teores de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) praticamente iguais, com 49,4 e 49,1%, isso também ocorre quando se analisa o teor de óxido de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), com 12,1 e 11,5%, respectivamente. Por outro lado, os mesmos agregados possuem teores de óxido de cálcio ( $\text{CaO}$ ) de 5 e 11%.

Figura 66 – Composição química e  $A_{PDI}$  dos 4 agregados



Analisando as Figuras 67 (a) e (b) nota-se que o óxido de manganês ( $\text{MnO}$ ) e o óxido de alumínio ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) não possuem boa correlação com o  $A_{PDI}$  ( $R^2$  de 5% e 33%, respectivamente). Nas Figuras 67 (c) e (d) as correlações entre óxido de potássio ( $\text{K}_2\text{O}$ ) e sílica com o  $A_{PDI}$  são boas ( $R^2$  de 77% e 79%, respectivamente). As Figuras 67 (e) e (f) mostram que o  $A_{PDI}$  tem forte correlação com o  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e com o  $\text{CaO}$ , com  $R^2$  de 93% e 96%, respectivamente. Alguns destes resultados vão ao encontro do que Bagampadde *et al.* (2005) relataram, que agregados contendo elementos metálicos alcalinos como o potássio ( $\text{K}_2\text{O}$ ) apresentam sensibilidade à umidade relativamente alta e que o  $\text{Al}_2\text{O}_3$  não apresentou boas correlações com a  $RRT$  do ensaio de Dano por umidade induzida.

Figura 67 – Relações da adesividade com os óxidos presentes nos agregados

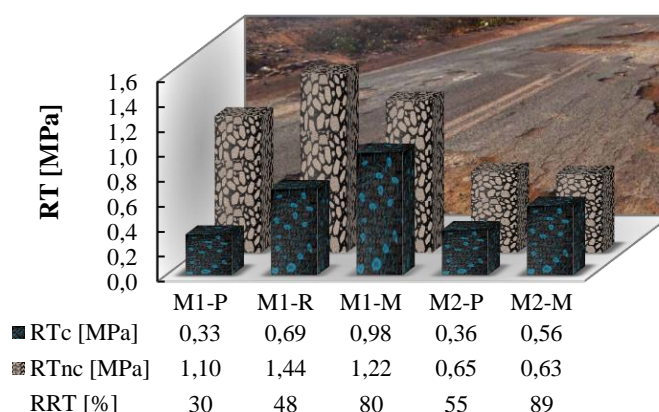


Notou-se que quanto maior o teor  $K_2O$  e a  $SiO_2$  nos agregados menor será o percentual de área de agregado recoberto pelo ligante ( $A_{PDI}$ ). Em oposição, quanto maior for os teores de  $Fe_2O_3$  e CaO maiores serão os valores de  $A_{PDI}$ . Masoud e Amir (2016) usaram nano material composto de  $Fe_2O_3$  em misturas asfálticas e esse material reduziu o dano por umidade medido pelo ensaio AASHTO T283. Outra importante conclusão desses autores que vão ao encontro dos resultados obtidos neste trabalho é que as amostras feitas a partir de agregados de calcário tiveram melhores resultados em relação ao dano por umidade. A forte correlação entre o teor de CaO e o  $A_{PDI}$  pode corroborar a utilização da Cal como aditivo melhorador de adesividade (atuando no combate ao dano por umidade).

#### 4.4 Dano por Umidade Induzida – ABNT 15617 (2015)

Em relação à resistência à tração das misturas não condicionadas à umidade ( $RT_{nc}$ ), as três misturas compactadas com os agregados da pedra 1 tiveram  $RT$ s maiores que as duas misturas compactadas com agregados da pedra 2, conforme indica a Figura 68. Essa tendência pode ser explicada pelo fato de os agregados 1 serem mais cúbicos e os agregados 2 serem mais lamelares, o que na literatura [Furlan *et. al* (2004) e Furlan (2006)] é reportado como sendo um fator de melhor intertravamento da mistura asfáltica.

Figura 68 – Dano por umidade induzida



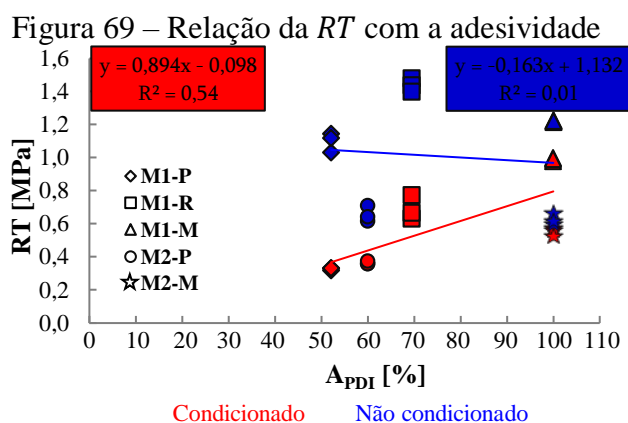
A mistura M2-P teve uma  $RRT$  igual a 55%, abaixo do limite desejado de 70%. Mesmo assim esse resultado foi melhor que o obtido na mistura M1-P que foi de  $RRT$  de 30%. Essa tendência de maior resistência à umidade dos agregados da pedra 2 em relação aos agregados da pedra 1 se manteve mesmo após a adição do AMO, com  $RRT$  de 89% e  $RRT$  de 80%, para as misturas M2-M e M1-M, respectivamente.

Os RSPs adicionados na mistura com os agregados da pedra 1 proporcionaram um aumento de 18% na  $RRT$  quando comparados à mistura M1-P, o que pode indicar um potencial destinação desse resíduo associado ao combate do dano por umidade de misturas asfálticas.

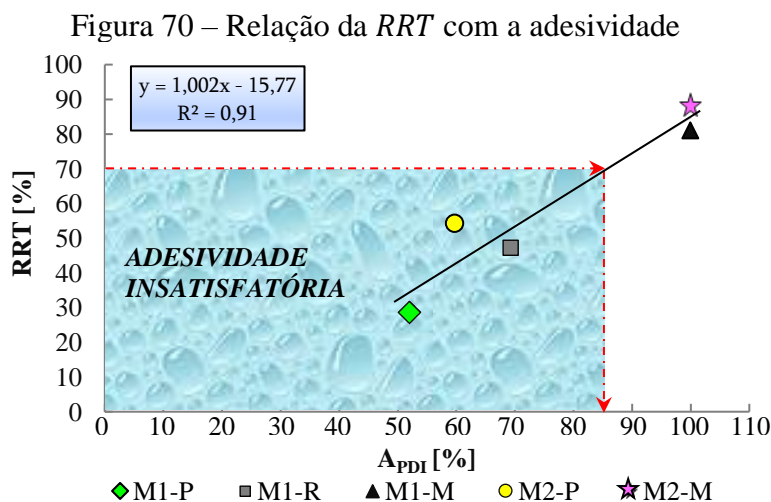
##### 4.4.1 Relação do Dano por Umidade com a Adesividade

Analisando a Figura 69 é possível notar que a  $RT$  das misturas não condicionadas à umidade não tem correlação com  $A_{PDI}$ , i.e.,  $R^2$  de 1%. Já nas misturas condicionadas à umidade à  $RT$  se correlacionam melhor com o  $A_{PDI}$ , com  $R^2$  de 54%. Essa tendência de aumento no

coeficiente de determinação das misturas condicionadas à umidade em relação as misturas não condicionadas é o esperado, pois o resultado de  $A_{PDI}$  é determinado após o condicionamento à umidade assim como a  $RT$  das misturas condicionadas à umidade.



A  $RRT$  das cinco misturas asfálticas investigadas possuem uma tendência de crescimento com o aumento de  $A_{PDI}$ . Levando em conta uma  $RRT$  mínima desejada de 70% e um coeficiente de determinação  $R^2$  de 91%, conforme mostrado na Figura 70, é possível inferir que, para as misturas asfálticas analisadas, aquela que proporcionar um resultado de  $A_{PDI}$  maior que 85% estaria agindo suficientemente no combate ao dano por umidade.

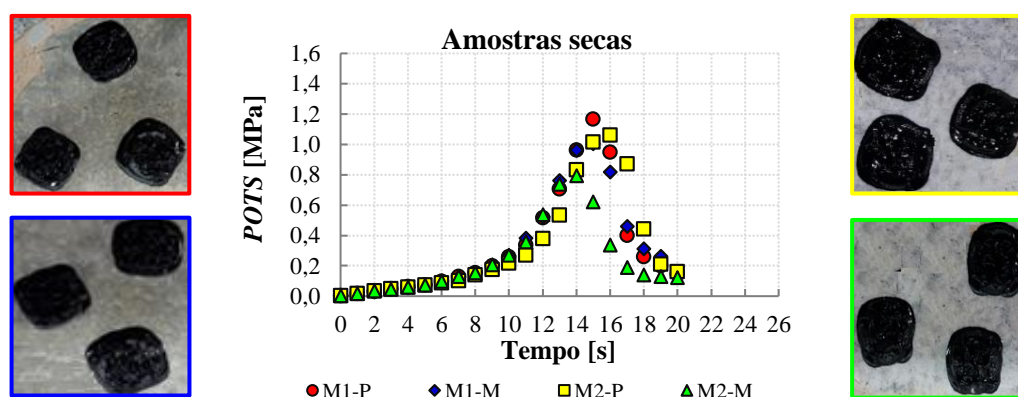


#### 4.5 Ensaio de Arrancamento – *Asphalt Bond Strength* (ABS)

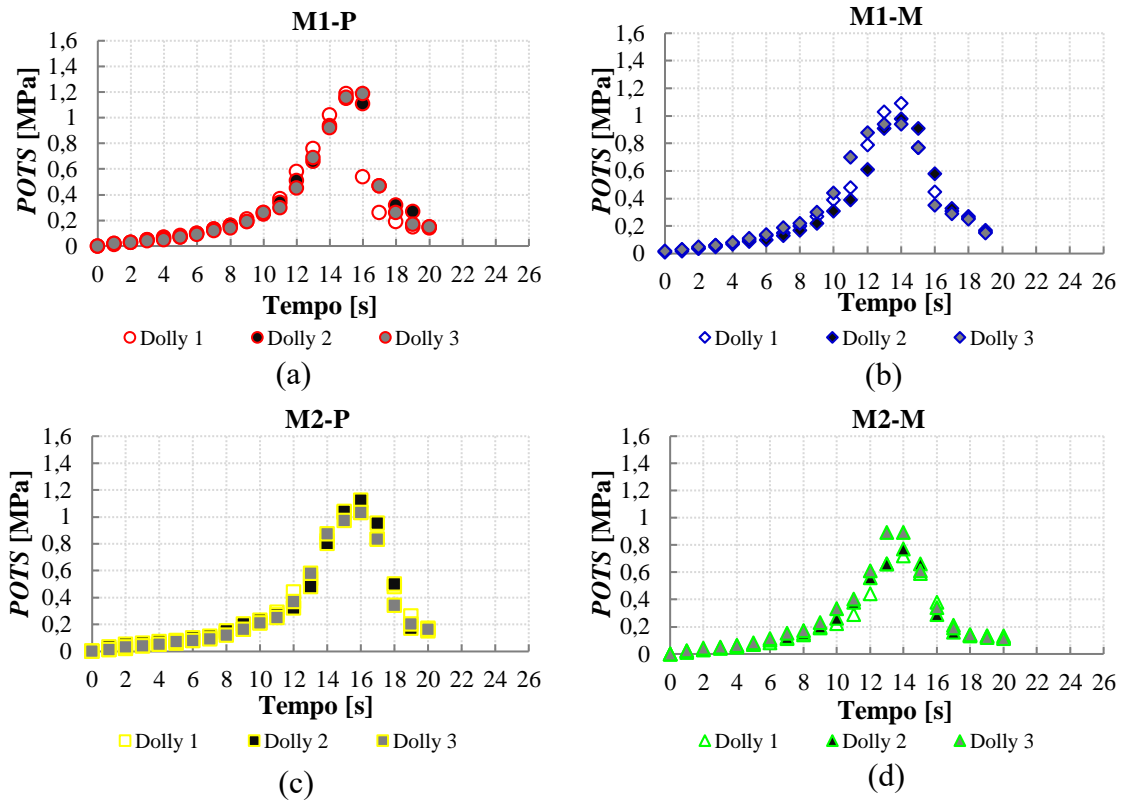
A Figura 71 mostra os valores médios de  $POTS$  em função do tempo para as quatro combinações testadas em condição seca, bem como a imagem de suas respectivas falhas que

foram todas coesivas. Comparando M1-P com M2-P, nota-se que o tempo final de arrancamento foi de 16 s para as duas amostras, com *POTS* respectivas de 1,16 e 1,04 MPa. Para as condições em que o CAP foi melhorado com AMO, as misturas M1-M e M2-M tiveram tempo de arrancamento de 14 s. Em relação a *POTS*, M1-M foi de 0,98 MPa e M2-M foi de 0,73 MPa. Comparando-se todas as combinações possíveis pode-se inferir que o CAP puro (M1-P e M2-P) produziu *POTS* maiores se comparado ao CAP modificado com AMO (M1-M e M2-M) e o agregado 1 (M1-P e M1-M) produziu maiores *POTS* em relação ao agregado 2 (M2-P e M2-M). O tempo de arrancamento mostrou ter uma tendência com a *POTS*, ou seja, menores tempos de arrancamento (M2-M < M1-M < M2-P e M1-P) tiveram menores *POTS* (M2-M < M1-M < M2-P < M1-P).

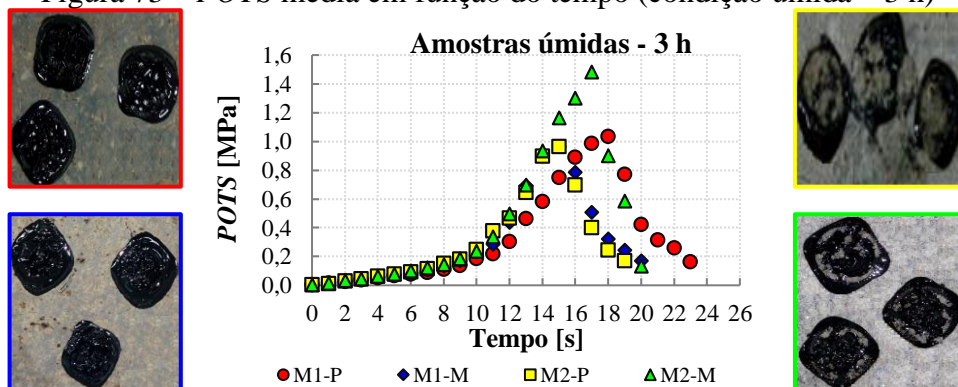
Figura 71 – *POTS* média em função do tempo (condição seca)



A Figura 72 traz os resultados individuais de *POTS* em função do tempo para as três amostras de cada mistura na condição seca. Analisando-a, nota-se que as misturas com CAP puro tiveram menos variações [Figura 72 (a) e (c)] que as misturas com AMO [Figura 72 (b) e (d)] tanto na *POTS* final quanto no tempo final de arrancamento. As misturas M1-P, M2-P começam a ter variações de *POTS* em t de 12 s, enquanto as misturas M1-M e M2-M exibem essa tendência de variação em t de 10 s.

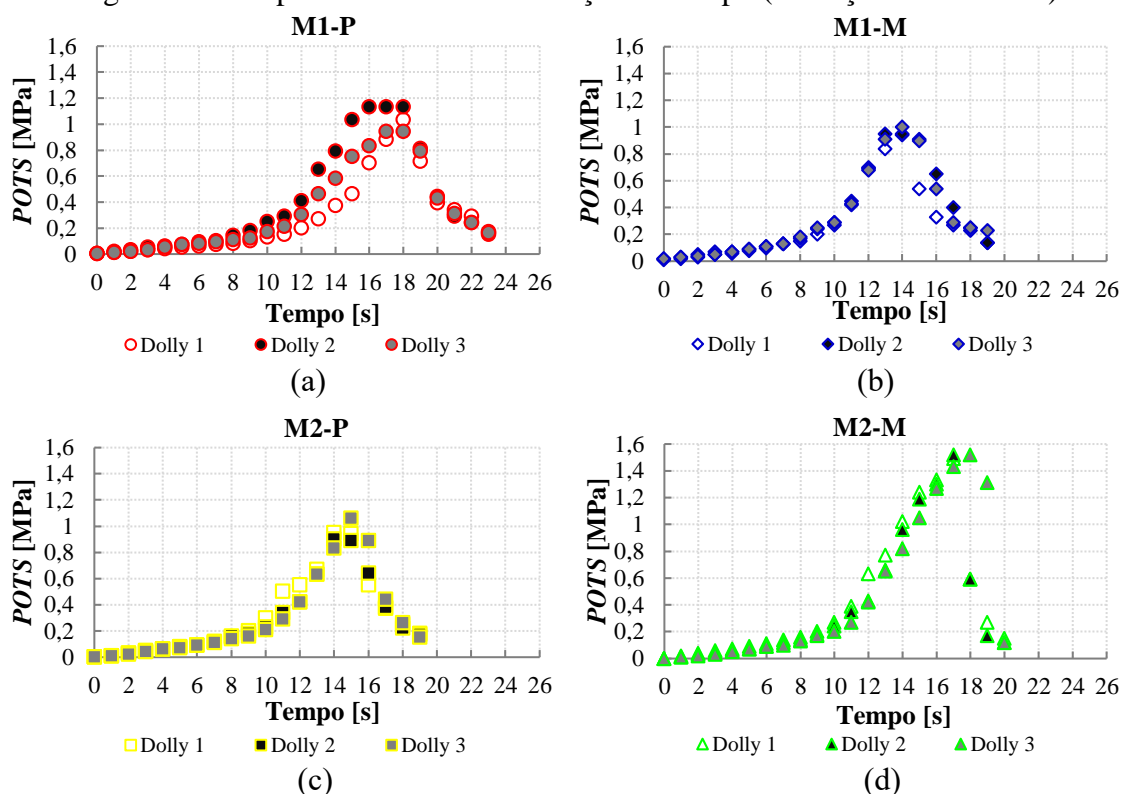
Figura 72 – Dispersão de *POTS* em função do tempo (Condição seca)

A Figura 73 mostra os valores médios de *POTS* em função do tempo para amostras condicionadas a umidade por 3 h. As amostras M1-P e M1-M (agregado 1) produziram falhas coesivas, enquanto a amostra M2-P teve falha adesiva e M2-M teve falha adesiva/coesiva. Em ordem decrescente a *POTS* foi M2-M = 1,51 MPa, M1-P = 1,03 MPa, M2-P = 0,97 e M1-M = 0,963 MPa. Para o agregado 2 houve um acréscimo de 56% no valor da *POTS* quando adicionou-se AMO. Outro fator importante é que no caso das misturas M2-P e M2-M, o AMO teve a capacidade de modificar o tipo de falha [Figura 73 (b) e (c)], passando de uma falha adesiva em M2-P para uma falha adesiva-coesiva em M2-M.

Figura 73 – *POTS* média em função do tempo (condição úmida – 3 h)

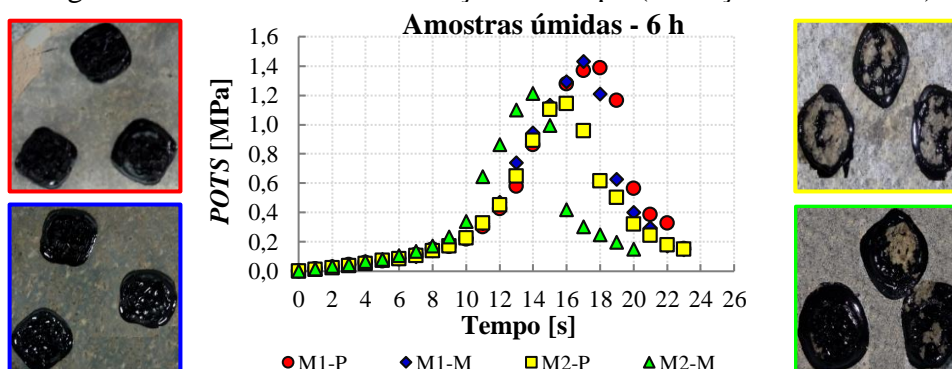
Analisando a Figura 74, nota-se que a mistura M1-P teve maiores dispersões nos resultados, enquanto a mistura M2-M teve valores de *POTS* maiores que a mistura M2-P.

Figura 74 – Dispersão de *POTS* em função do tempo (condição úmida – 3 h)



Os resultados apresentados na Figura 75 mostram que o AMO aumentou os valores de *POTS* médias em 4% (M1-M em relação a M1-P) e 6% (M2-M em relação a M2-P). As misturas M1-P e M1-M tiveram falhas coesivas, enquanto que em M1-P a falha em duas amostras foi considerada adesiva e em outra amostra a falha foi considerada adesiva-coesiva. A adição de AMO (M1-P para M2-M) teve a capacidade de modificar o tipo de falha, ficando uma amostra com falha coesiva e outras duas com falha adesiva-coesiva.

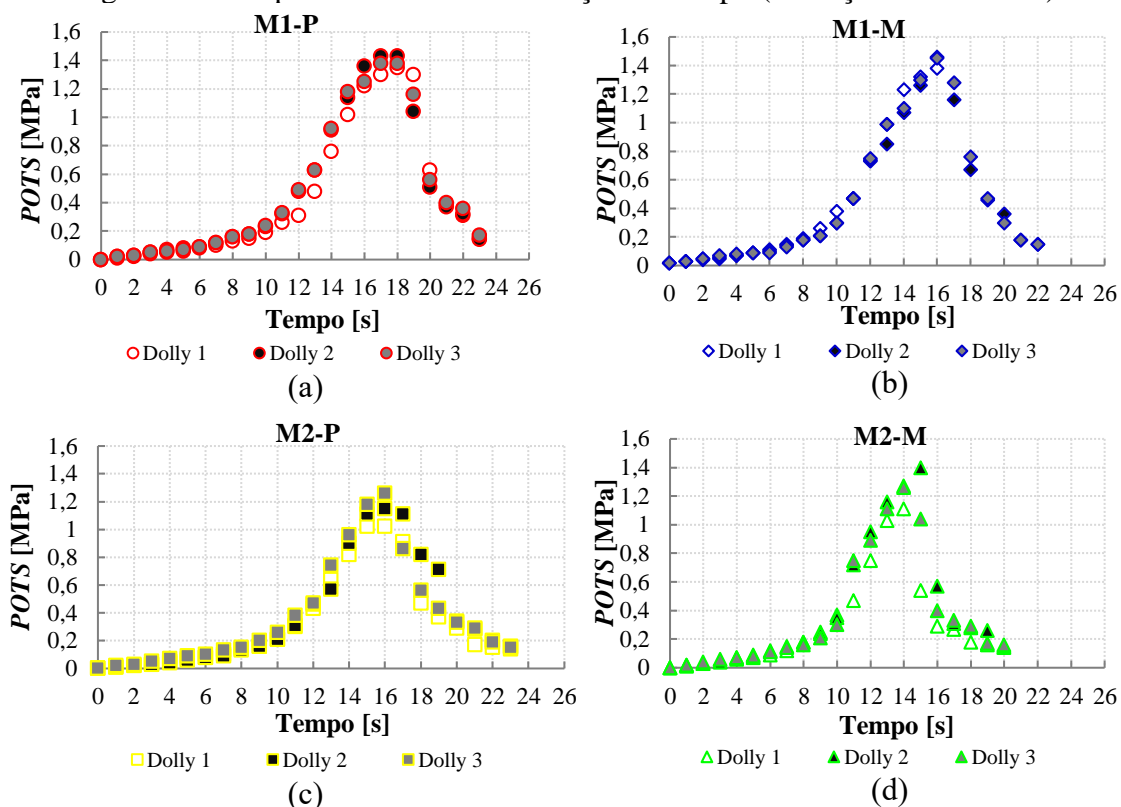
Figura 75 – *POTS* média em função do tempo (condição úmida – 6 h)





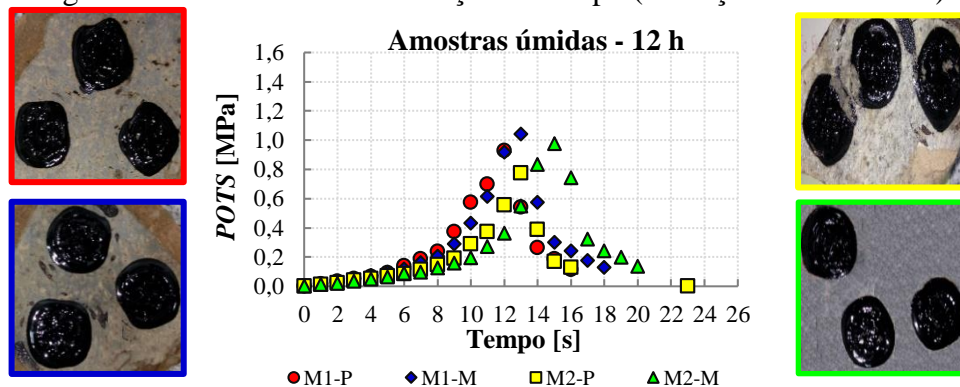
A dispersão dos resultados de *POTS* em função do tempo para um condicionamento de 6 h [Figura 76] mostram que as misturas com AMO tiveram maiores variações.

Figura 76 – Dispersão de *POTS* em função do tempo (condição úmida – 6 h)



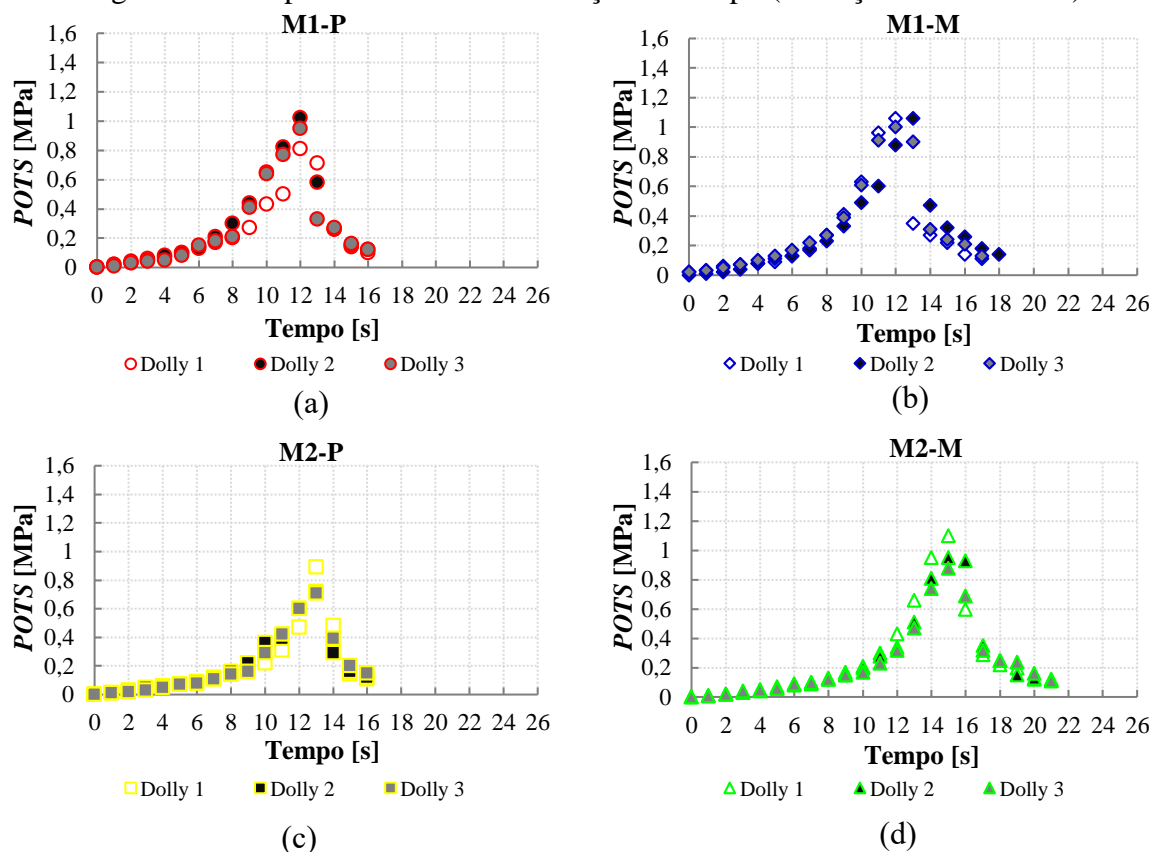
O condicionamento a 12 h [Figura 77] mostrou resultados melhores para as misturas com AMO se comparados às misturas com CAP puro. M1-M apresentou *POTS* média de 1,04 MPa, enquanto que M1-P teve 0,92 MPa, ou seja, um incremento de 12%. O mesmo comportamento se manteve para a mistura M2-M (0,97 MPa) frente à mistura M2-P (0,77 MPa), aumentando em 26% o valor de *POTS*.

Figura 77 – *POTS* média em função do tempo (condição úmida – 12 h)



Os resultados na Figura 78 mostram maiores dispersões que as demais condições analisadas.

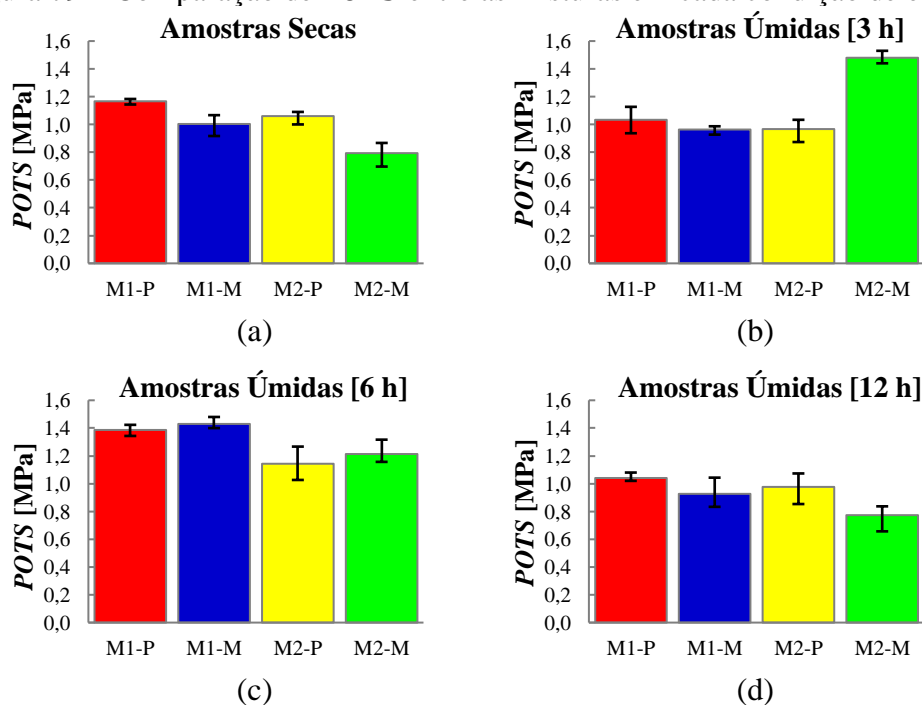
Figura 78 – Dispersão de *POTS* em função do tempo (condição úmida – 12 h)



A Figura 79 mostra os valores de *POTS* das quatro misturas analisadas para amostras secas (sem condicionamento a umidade) e para amostras úmidas (diferentes tempos de condicionamento à umidade). Para o caso das amostras secas, o CAP puro apresentou melhores resultados que o CAP com AMO (M1-P com M1-M) e (M2-P com M2-M), conforme Figura 79 (a). Essa tendência também se evidenciou em relação ao agregado 1 em relação ao agregado 2 (M1-P com M2-P e M1-M com M2-M). O fato de o AMO ter resultado em menores *POTS* na condição seca pode ser explicado devido ao fato que a adesividade é uma propriedade fortemente afetada pela umidade e, portanto, esse aditivo tende a agir retardando o deslocamento da película betuminosa nessa condição. Em relação as amostras condicionadas por 3 h à umidade [Figura 79 (b)], no caso do agregado 1, o CAP puro apresentou resultado melhor que o CAP com AMO, enquanto que para o agregado 2 o aditivo aumentou a *POTS* em 53%. As misturas M1-P, M2-M e M1-P tiveram valores de *POTS*, menores nas amostras condicionadas à umidade por 3 h frente as amostras secas, respectivamente, em 12%, 4% e

10%. Por outro lado, M2-M apresentou um aumento de 86% nessa mesma comparação [Figura 79 (a) e Figura 79 (b)]. As amostras com AMO condicionadas por 6 h tiveram valores maiores de *POTS* em relação às amostras com CAP puro (M1-M/M1-P=3%) e (M2-M/M2-P=6%), conforme mostrado na Figura 79 (c), sendo que todas as misturas apresentaram valores de *POTS* maiores que em condição seca. Quando condicionadas a 12 h de umidade, as misturas com CAP puro apresentaram *POTS* mais elevadas se comparadas ao AMO, com relações de M1-P/M1-M de 12% e M2-P/M2-M de 26%, vide Figura 79 (d). As misturas com CAP puro (M1-P e M2-P) apresentaram valores de *POTS* 25% e 37% menores, respectivamente, na condição de umidade por 12 h se comparadas à condição seca. Essa tendência se inverte nas misturas com AMO (M1-M e M2-M), com valores de *POTS* 4% e 23% maiores no condicionamento a 12 h em relação a condição seca.

Figura 79 – Comparação de *POTS* entre as misturas em cada condição de ensaio



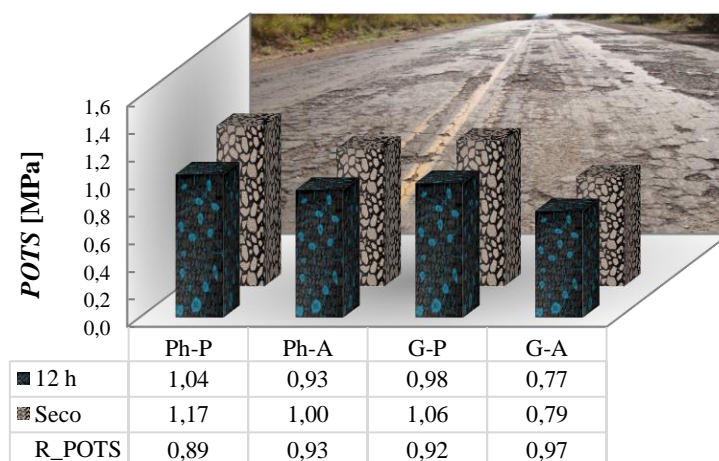
A literatura tem reportado que algumas combinações de agregados e ligantes modificados podem reduzir a *POTS* se comparados ao CAP puro (como foi o caso das amostras secas e 1 caso de amostra condicionada a umidade por 3 h, nessa pesquisa). Aguiar-Moya (2015) relatou que dois fatores podem estar associados a essa redução: (i) endurecimento do CAP durante a modificação e (ii) as propriedades químicas intrínsecas do aditivo, como sua polaridade. O mesmo autor indicou que, devido a isso, mesmo que as misturas com o polímero SBR apresentassem alta resistência à umidade, em alguns casos seus valores de *POTS* eram

mais baixos que os de CAP puro.

Conforme relatado por Aguiar-Moya (2015) e de acordo com os resultados obtidos neste trabalho, os CAPs aplicados podem enrijecer de maneira diferente, o que pode levar a resultados de arrancamento diferentes. Por isso, entende-se necessário incluir considerações sobre viscoelasticidade do CAP para melhor interpretação dos resultados deste ensaio.

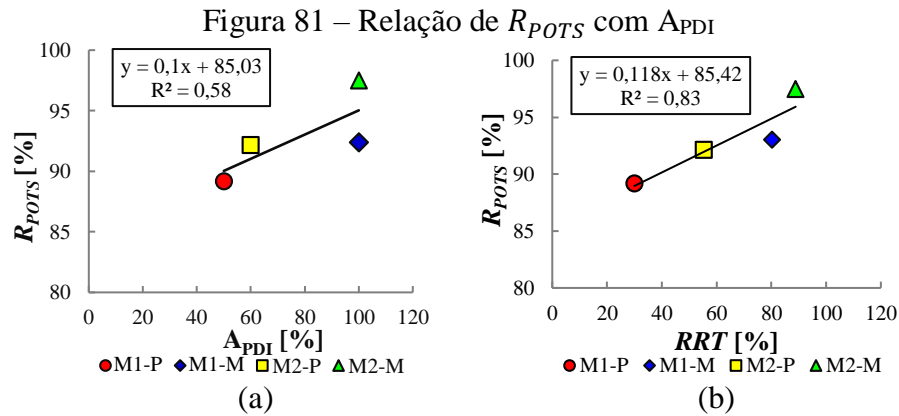
Após todas as análises supracitadas, notou-se que o único tempo de condicionamento que seguiu o mesmo comportamento e com valores coerentes às misturas secas foram as misturas com condicionamento de 12 h à umidade. Por isso, escolheu-se esse tempo para determinar a  $R_{POTS}$ , conforme descrito pela Equação (36). A Figura 80 apresenta os resultados dessa análise. A mistura M1-P apresentou  $R_{POTS}$  de 89%, valor menor que a mistura M1-M de 92%. O AMO também teve resultados melhores se comparado à mistura com CAP puro do agregado 2, com  $R_{POTS}$  de 97% para M2-M e  $R_{POTS}$  de 92% para M2-P.

Figura 80 –  $R_{POTS}$  das quatro misturas analisadas para 12 h de condicionamento



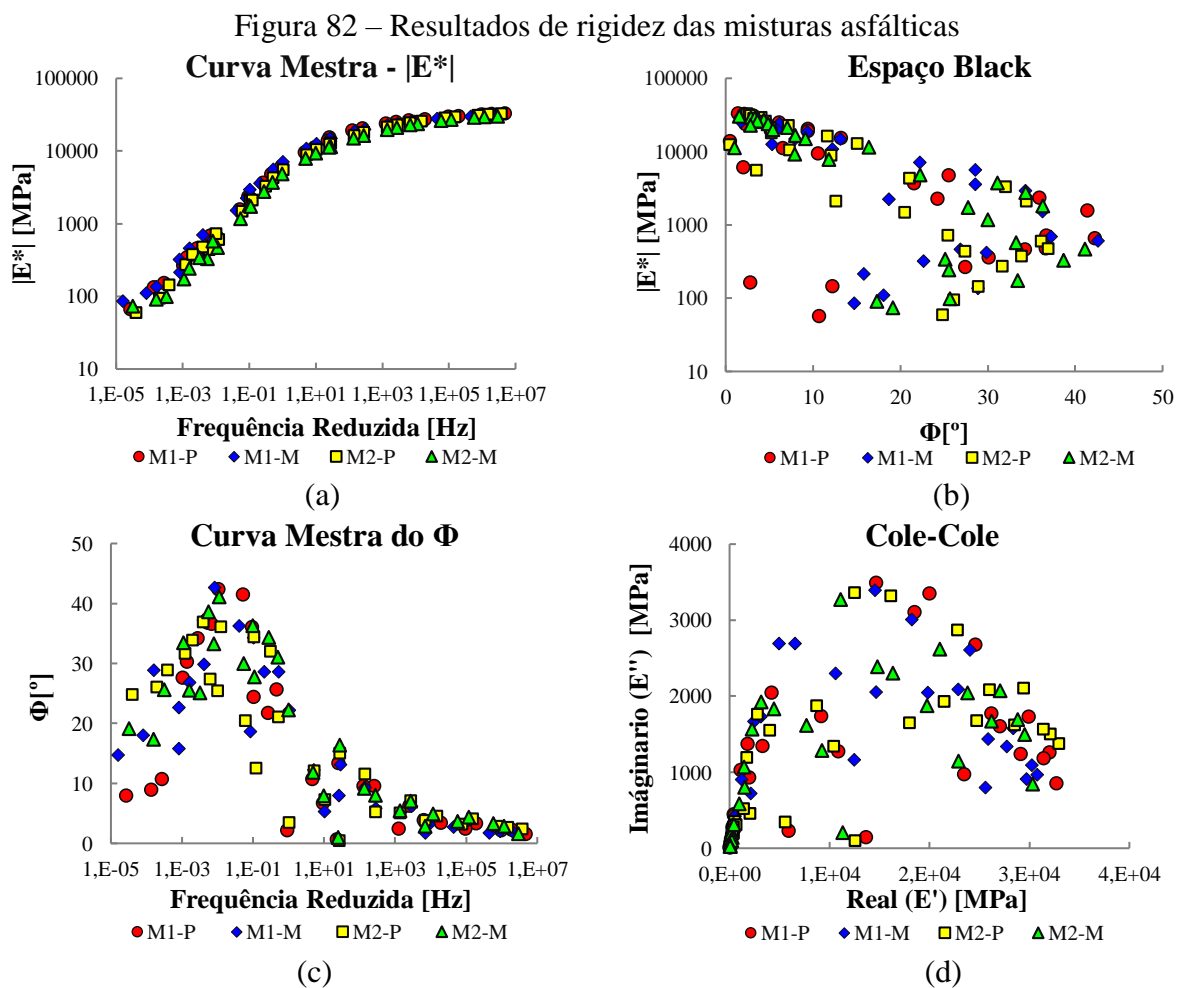
#### 4.5.1 Relação de $R_{POTS}$ com $A_{PDI}$ e de $R_{POTS}$ com $RRT$

A Figura 81 (a) mostra que, mesmo considerando a limitação na quantidade de dados da presente pesquisa, não há indicação de uma forte correlação entre os valores de  $R_{POTS}$  e os valores  $A_{PDI}$ , com  $R^2=58\%$ , para um tempo de condicionamento de 12 h. Ao observar a Figura 81 (b) nota-se que  $R_{POTS}$  a 12 h de condicionamento apresenta forte correlação com os resultados de  $RRT$  das 4 misturas asfálticas testadas nesse trabalho. Acredita-se que se o ensaio ABS for feito a 24 h a relação de  $R_{POTS}$  com  $A_{PDI}$  e com  $RRT$  seriam mais fortes.



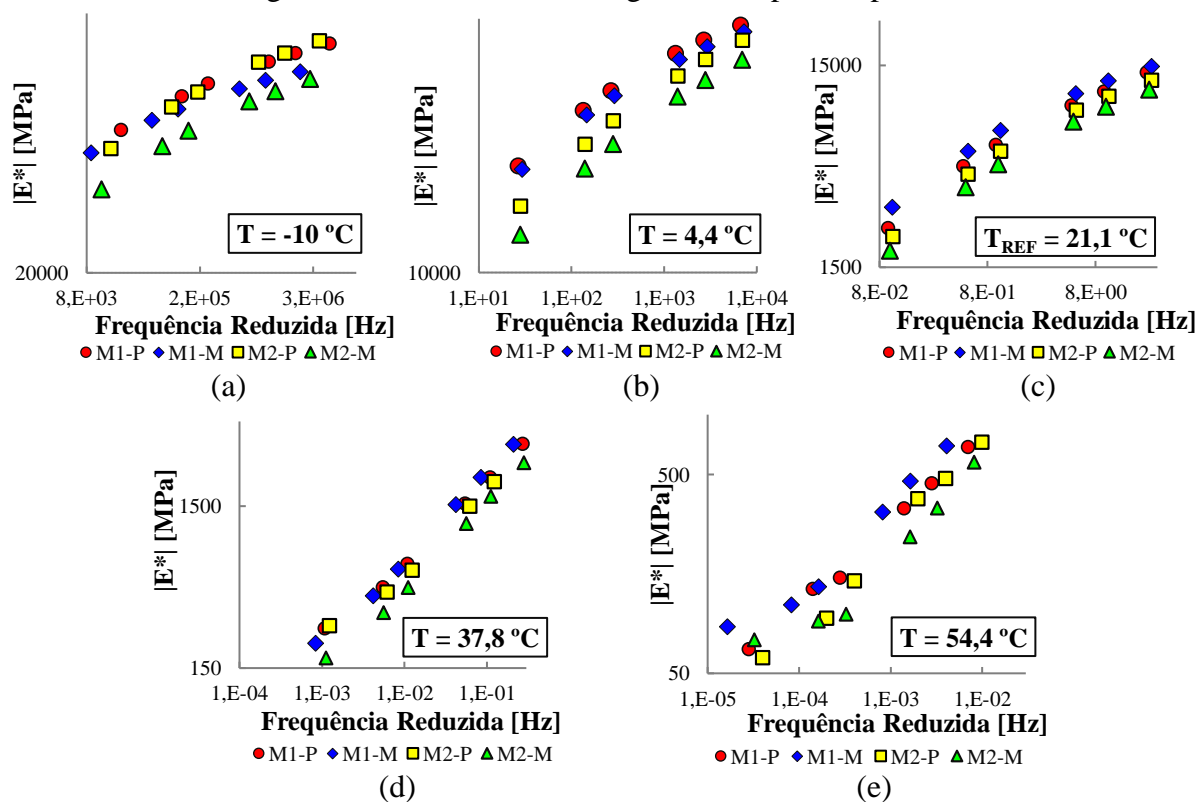
#### 4.6 Caracterização Viscoelástica Linear

As curvas mestras de  $|E^*|$  e de  $\Phi$  foram construídas com a equação WLF para determinar os fatores de deslocamento tempo-temperatura, à temperatura de referência de 21,1 °C, conforme apresentado nas Figuras 82 (a) e (c). As Figuras 82 (b) e (d) trazem a representação dos resultados no espaço *Black* e *Cole-Cole* das misturas asfálticas analisadas.



A mistura M2-M se mostrou menos rígida que as demais. A  $-10\text{ °C}$  [Figura 83 (a)] notou-se uma tendência de maior rigidez nas misturas M1-P e M2-P (com ligante puro). Já a  $4,4\text{ °C}$  as misturas M1-P e M1-M (com agregado 1) apresentaram maior rigidez [Figura 83 (b)]. A  $21,1\text{ °C}$  e  $54,4\text{ °C}$ , a mistura M1-M teve módulos mais elevados [Figura 83 (c)].

Figura 83 – Curvas mestras segmentadas por temperatura



A Tabela 19 mostra qual mistura teve maior rigidez a cada temperatura e suas variáveis (tipo de agregado e tipo de ligante). As misturas com os agregados da pedra 1 tiveram resultados de  $|E^*|$  maiores que as misturas com os agregados da pedra 2, porém a  $-10\text{ °C}$  a mistura M2-P teve módulos semelhantes às misturas com agregado da pedra 1. A  $-10\text{ °C}$  o ligante puro proporcionou maior rigidez às misturas que o ligante com AMO, enquanto a  $4,4\text{ °C}$  as misturas com agregados da pedra 1 tiveram módulos mais elevados.

Tabela 19 – Possíveis variáveis interferentes na rigidez

Temperatura [°C]	Misturas Asfálticas				Variável	
	M1-P	M1-M	M2-P	M2-M	$ E^* $ Maior	$ E^* $ Menor
-10	Maior	Menor	Maior	Menor	Ligante Puro	AMO
4,4	Maior	Maior	Menor	Menor	Agregado 1	Agregado 2
21,1	Menor	Maior	Menor	Menor	Agregado 1/AMO	-
37,8	-	-	-	-	-	-
54,4	-	Maior	-	-	Agregado 1/AMO	-

#### 4.6.1 Modelagem Viscoelástica Linear

De acordo com Babadopoulos (2013), o procedimento visual de ajuste do modelo 2S2P1D pode ser realizado a partir da avaliação dos diagramas de *Black* e de *Cole-Cole*, complementadas pelas curvas mestras para determinação do parâmetro de tempo característico do modelo. A aderência do modelo aos dados experimentais é verificada com o auxílio de outros gráficos, como as curvas mestras de  $|E^*|$  e de  $\Phi$ . Os sete coeficientes do modelo são modificados até que sejam capazes de se representar os resultados experimentais. A Figura 84 apresenta a previsão do modelo 2S2P1D para o  $|E^*|$  com os respectivos dados experimentais, enquanto que os parâmetros do modelo se encontram na Tabela 20.

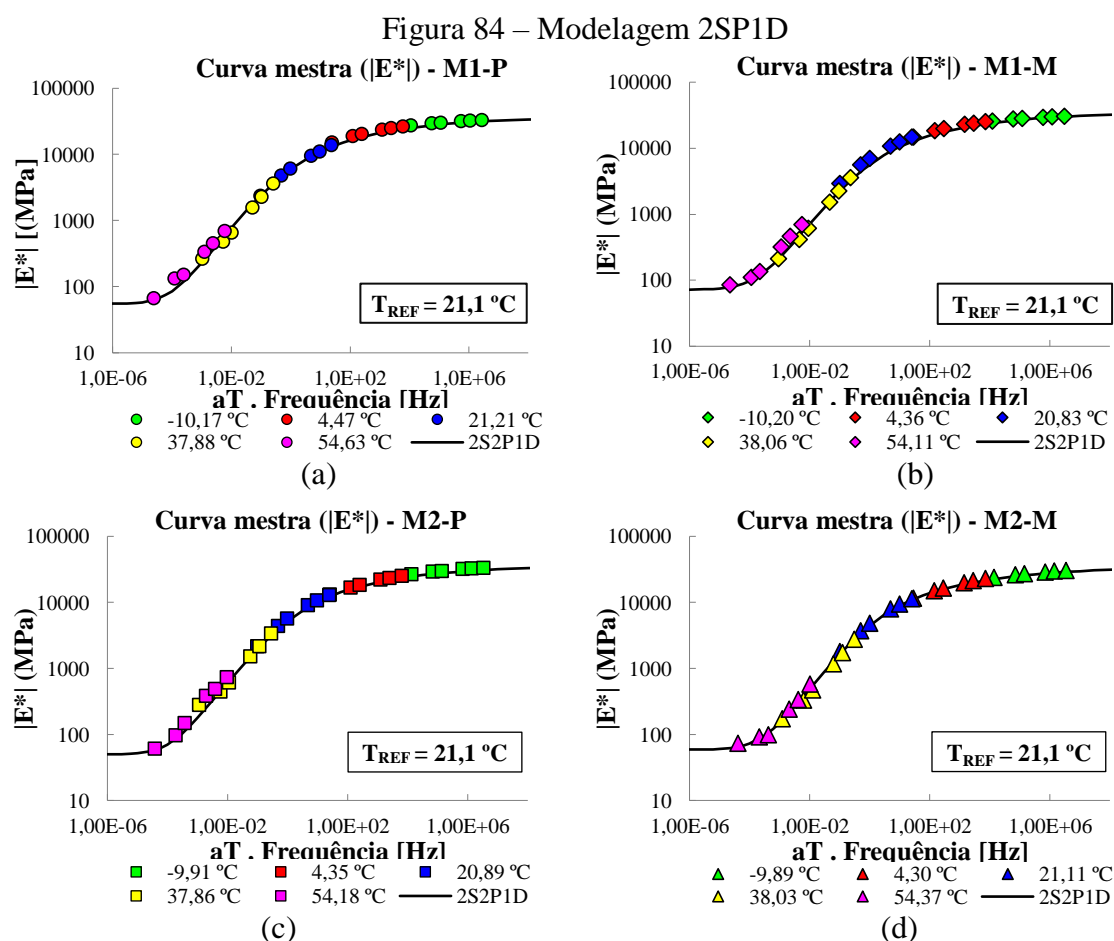
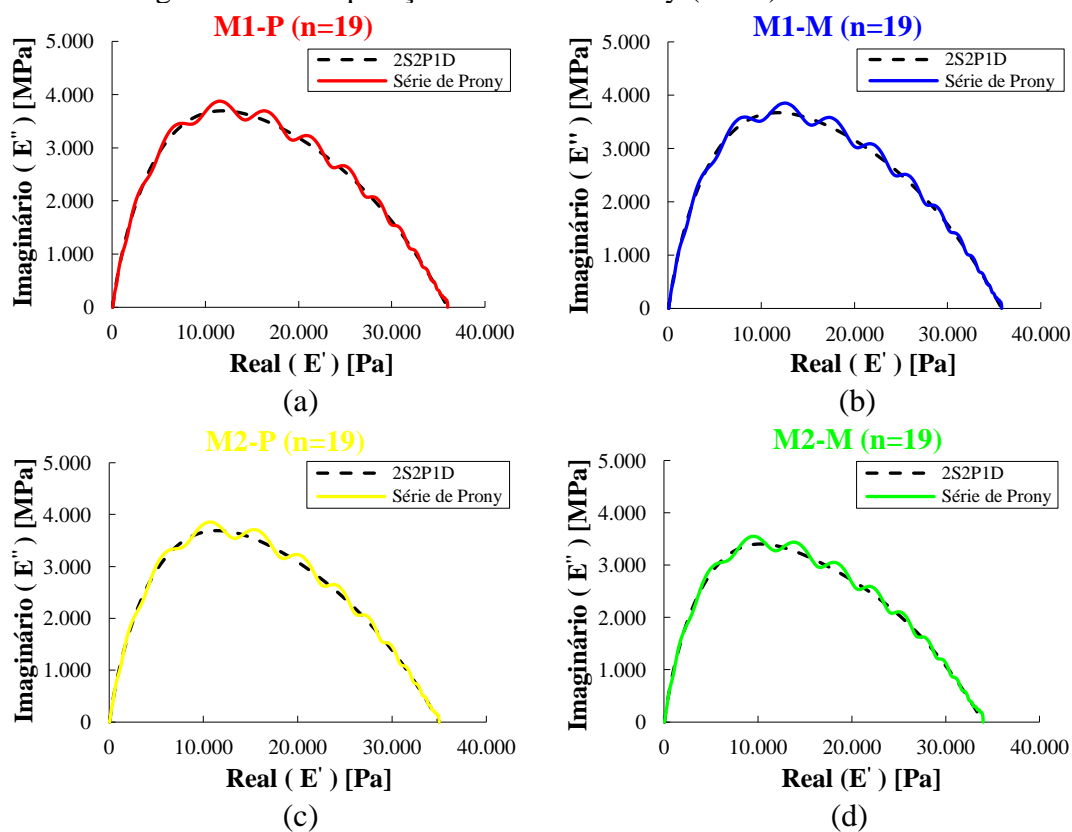


Tabela 20 – Parâmetros do modelo 2S2P1D, a  $T_{REF} = 21,1 \text{ }^\circ\text{C}$

Misturas	Coeficientes do Modelo 2S2P1D						
	$E_{00}$ [MPa]	$E_0$ [MPa]	$k$	$H$	$\delta$	$\tau_E$ [s]	$\beta$
M1-P	5,5 E+01	3,6 E+04	0,20	0,59	2,0	0,030	240
M1-M	7,2 E+01	3,4 E+04	0,20	0,60	2,0	0,030	240
M2-P	5,0 E+01	3,5 E+04	0,20	0,59	1,9	0,020	220
M2-M	5,9 E+01	3,4 E+04	0,19	0,60	2,0	0,015	220

Os dados experimentais das quatro misturas asfálticas analisadas foram utilizados para a previsão de propriedades por meio de um modelo de espectro discreto (Série de Prony-KVG) e por um modelo de espectro contínuo (2S2P1D) [Figura 85]. Foram utilizados 19 elementos na previsão com a Série de Prony, sendo possível notar que com esse número elementos o modelo discreto se aproxima consideravelmente do modelo contínuo.

Figura 85 – Comparação da Série de Prony (KVG) com 2S2P1D



A Tabela 21 apresenta o espectro de relaxação e o espectro de retardação das misturas asfálticas analisadas.

Tabela 21 – Espectro de relaxação e espectro de retardação

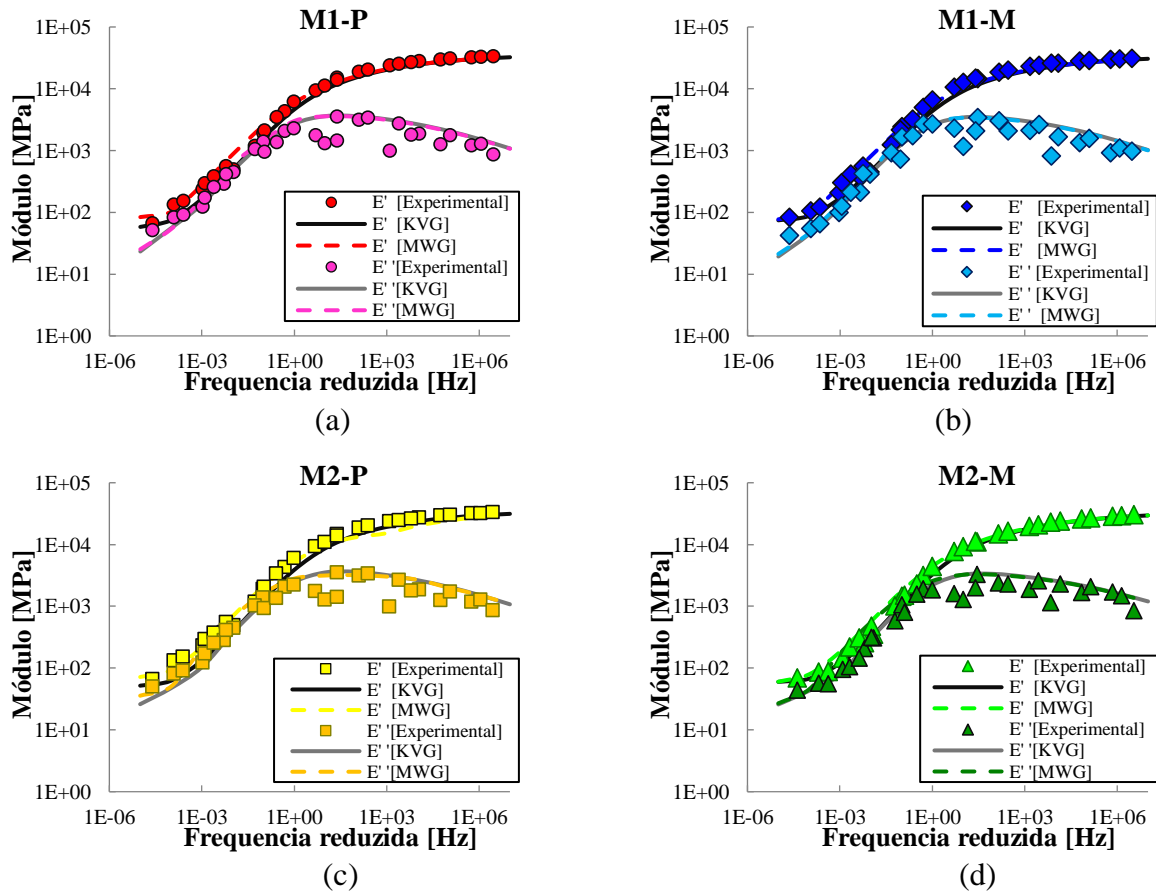
N <sub>0</sub>	Série de Prony de Maxwell					Série de Prony de Kelvin-Voigt				
	$\rho_i$ [s]	M1-P	M1-M	M2-P	M2-M	$\tau_j$	M1-P	M1-M	M2-P	M2-M
		$E_i$	$E_i$	$E_i$	$E_i$		$D_j$	$D_j$	$D_j$	$D_j$
$\infty$	-	5,50E+01	7,22E+01	5,01E+01	5,91E+01	-	2,78E-05	2,94E-05	2,86E-05	2,94E-05
1	1,56E-14	2,08E+02	1,96E+02	2,08E+02	2,84E+02	1,56E-14	1,61E-07	1,70E-07	1,71E-07	2,47E-07
2	1,53E-13	2,42E+02	2,28E+02	2,42E+02	3,24E+02	1,53E-13	1,90E-07	2,01E-07	2,01E-07	2,88E-07
3	1,49E-12	2,96E+02	2,79E+02	2,96E+02	3,96E+02	1,49E-12	2,36E-07	2,50E-07	2,50E-07	3,59E-07
4	1,46E-11	4,05E+02	3,82E+02	4,05E+02	5,02E+02	1,46E-11	3,29E-07	3,48E-07	3,48E-07	4,67E-07
5	1,43E-10	6,44E+02	6,08E+02	6,40E+02	7,80E+02	1,43E-10	5,38E-07	5,69E-07	5,70E-07	7,53E-07
6	1,40E-09	9,57E+02	9,03E+02	1,51E+03	1,11E+03	1,40E-09	8,36E-07	8,84E-07	8,86E-07	1,14E-06
7	1,37E-08	1,42E+03	1,34E+03	2,13E+03	1,60E+03	1,37E-08	1,33E-06	1,41E-06	1,41E-06	1,77E-06
8	1,34E-07	2,03E+03	1,91E+03	2,90E+03	2,17E+03	1,34E-07	2,10E-06	2,22E-06	2,23E-06	2,74E-06
9	1,31E-06	2,77E+03	2,61E+03	3,72E+03	2,84E+03	1,31E-06	3,36E-06	3,55E-06	3,58E-06	4,29E-06



10	1.29E-05	3.58E+03	3.37E+03	4.50E+03	3.50E+03	1.29E-05	5.44E-06	5.74E-06	5.83E-06	6.83E-06
11	1.26E-04	4.34E+03	4.09E+03	5.26E+03	4.09E+03	1.26E-04	9.14E-06	9.61E-06	9.91E-06	1.14E-05
12	1.23E-03	4.96E+03	4.67E+03	2.10E+01	4.59E+03	1.23E-03	1.65E-05	1.73E-05	1.83E-05	2.09E-05
13	1.21E-02	5.23E+03	4.96E+03	5.18E+03	4.78E+03	1.21E-02	3.39E-05	3.56E-05	3.92E-05	4.50E-05
14	1.18E-01	4.58E+03	4.37E+03	4.34E+03	3.94E+03	1.18E-01	8.35E-05	8.87E-05	1.01E-04	1.19E-04
15	1.16E+00	2.75E+03	2.61E+03	2.39E+03	2.06E+03	1.16E+00	2.48E-04	2.69E-04	3.12E-04	3.84E-04
16	1.13E+01	1.09E+03	1.00E+03	8.78E+02	7.14E+02	1.13E+01	8.49E-04	9.48E-04	1.10E-03	1.42E-03
17	1.11E+02	3.34E+02	3.02E+02	2.59E+02	2.04E+02	1.11E+02	3.21E-03	3.54E-03	4.24E-03	5.36E-03
18	1.08E+03	1.42E+01	8.56E+00	7.70E+00	5.13E+01	1.08E+03	9.30E-03	7.21E-03	1.10E-02	8.59E-03
19	1.06E+04	9.31E+01	8.14E+01	7.06E+01	2.97E+00	1.06E+04	4.39E-03	1.72E-03	3.13E-03	9.51E-04

A interconversão entre os parâmetros de rigidez do modelo MWG (série de Prony do módulo de relaxação) e do modelo KVG (Série de Prony da função fluência) foi realizada com base no estudo de Tiouajni *et al.* (2011), utilizando código do Matlab desenvolvido por Babadopulos (2014). O bom ajuste tanto dos módulos estocagem ( $E'$ ) quanto dos módulos de perda ( $E''$ ) [Figura 86] são indicativos de que os ensaios laboratoriais obedeceram aos limites de linearidade.

Figura 86 – Interconversão dos parâmetros de rigidez



### 4.7 Fadiga das Misturas Asfálticas

O protocolo de ensaio S-VECD, baseado em ensaios uniaxiais cíclicos de tração/compressão sob deformação controlada, foi usado para caracterização de fadiga desse estudo. As curvas características de dano são ajustadas usando a Lei de Potência [Equação (9)] e juntamente com as curvas  $G_R$  vs  $N_f$  de cada mistura, conforme Figuras 87, 88, 89, e 90.

Figura 87 – Curva característica de dano e curva  $G_R$  vs  $N_f$  da mistura M1-P

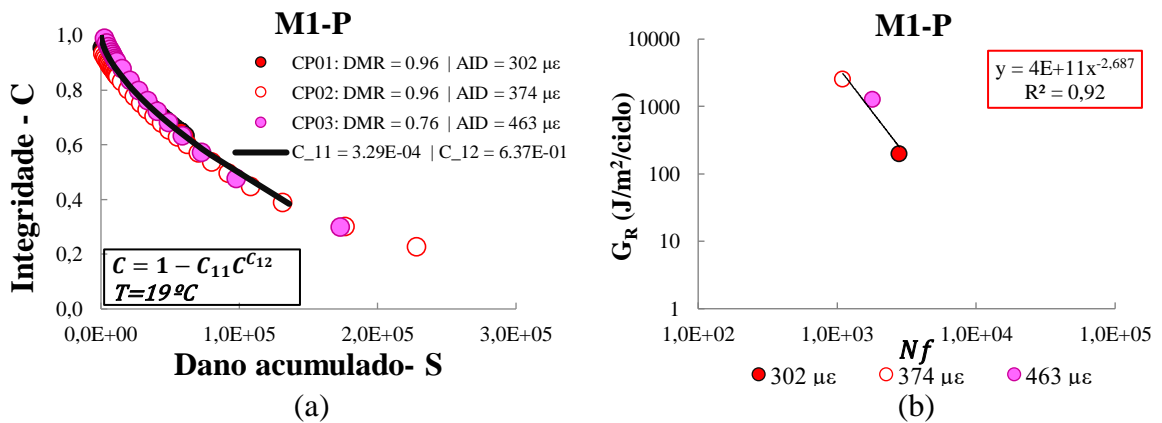


Figura 88 – Curva característica de dano e curva  $G_R$  vs  $N_f$  da mistura M1-M

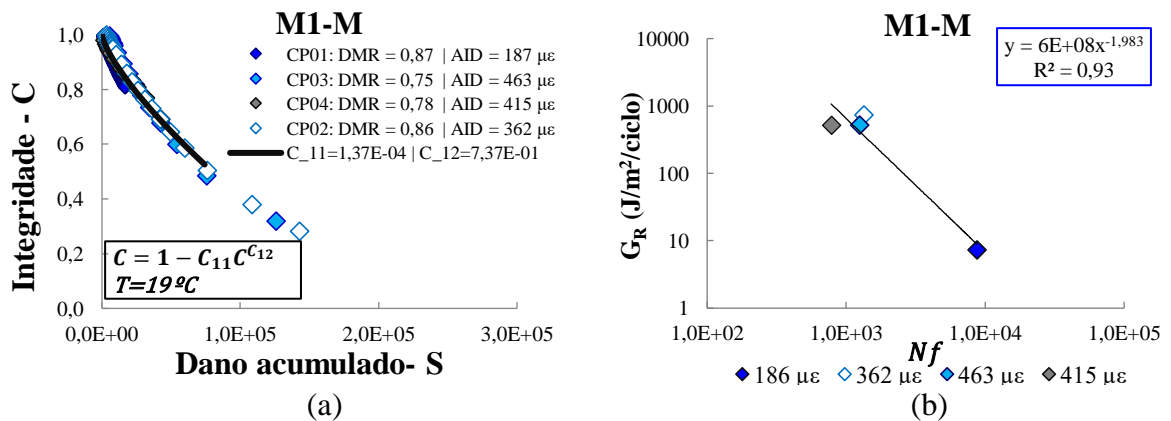


Figura 89 – Curva característica de dano e curva  $G_R$  vs  $N_f$  da mistura M2-P

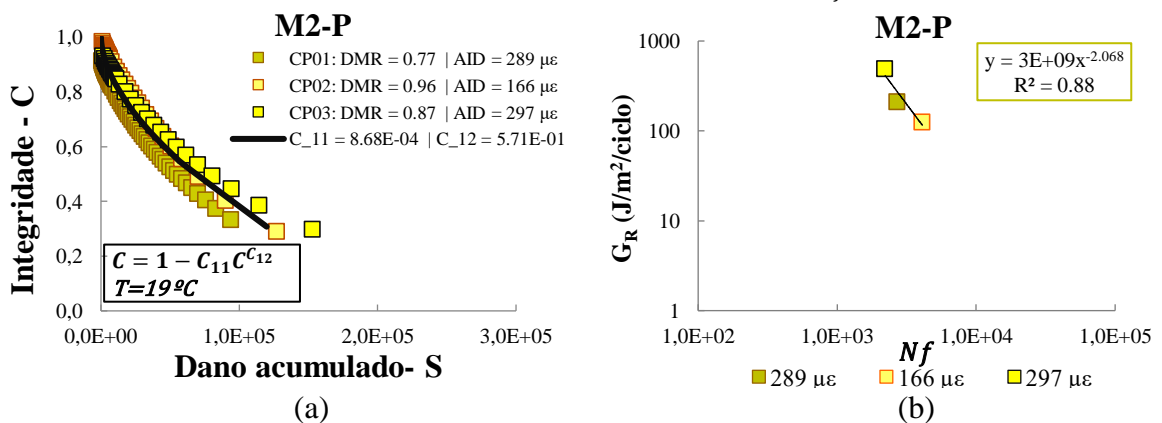
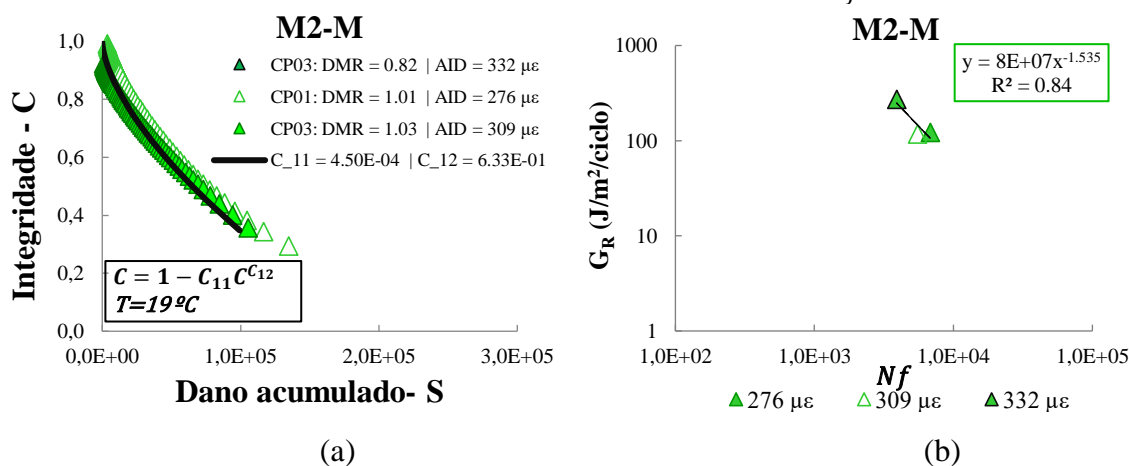


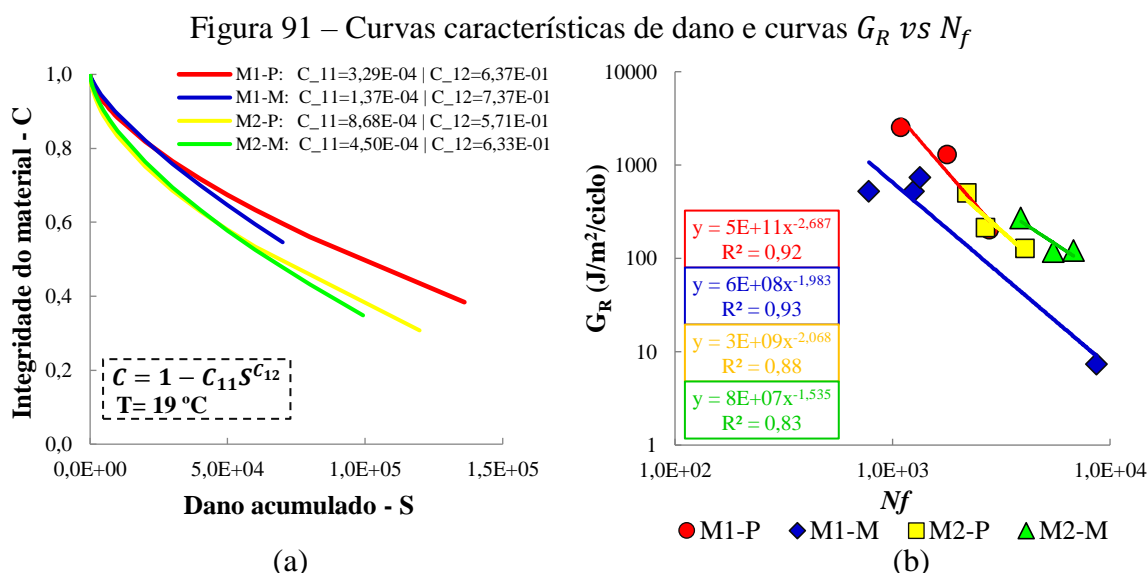
Figura 90 – Curva característica de dano e curva  $G_R$  vs  $N_f$  da mistura M2-M

Os valores médios e coeficiente de variação (CV) de integridade ( $C_f$ ) e de dano acumulado ( $S_f$ ) na falha dos materiais usados nessa pesquisa são mostrados na Tabela 22.

Tabela 22 –  $C_f$  e  $S_f$  das misturas testadas

	$C_f$		$S_f$	
	Média	CV [%]	Média	CV [%]
M1-P	0.38	56,3	144013	50,6
M1-M	0.53	52,5	75306	71,5
M2-P	0,31	7,6	124809	23,7
M2-M	0,35	14,8	101565	34,8

A Figura 91 (a) apresenta as curvas características de dano ajustadas pela Lei de Potência e a Figura 91 (b) traz as curvas  $G_R$  vs  $N_f$  das quatro misturas testadas. Analisando as curvas é possível notar que para os mesmos valores de dano acumulado percebe-se que, as misturas com ligante puro apresentam maiores valores de integridade se comparadas as misturas com ligante com AMO. Essa tendência também ocorre com as misturas produzidas com o agregado 1 em comparação às misturas produzidas com o agregado 2. Devido à diferença de rigidez das misturas testadas não é possível inferir diretamente que as misturas com maior integridade têm melhor comportamento quanto à fadiga, só sendo possível corroborar essa afirmação após as simulações de fadiga a amplitudes de deformações constantes. É igualmente importante considerar que, no pavimento, as variações de rigidez entre as camadas provocam variações nas amplitudes de deformação na camada de revestimento. Isso provoca efeito na vida de fadiga do revestimento utilizado no pavimento.



Os valores de correlação da dissipação de energia de pseudo-deformação com a vida de fadiga proposta por Sabouri e Kim (2014) mostrou elevados valores  $R^2$  para as quatro misturas analisadas [Figura 91 (b)]. O parâmetro de dano  $\alpha$ , obtido a partir da série Prony ajustada aos valores de módulo de armazenamento experimentais, bem como os coeficientes de ajuste das curvas de dano e a  $DMR_{MÉDIA}$  das quatro misturas asfálticas analisadas encontram-se na Tabela 23.

Tabela 23 – Parâmetros de fadiga

Parâmetros	M1-P	M1-M	M2-P	M2-M
$C_{11}$	3,29E-04	1,37E-04	8,68E-04	4,50E-04
$C_{12}$	6,37E-01	7,37E-01	5,71E-01	6,33E-01
$\alpha$	3,191	3,197	3,088	2,971
$DMR_{MÉDIA}$	0,892	0,805	0,874	0,950

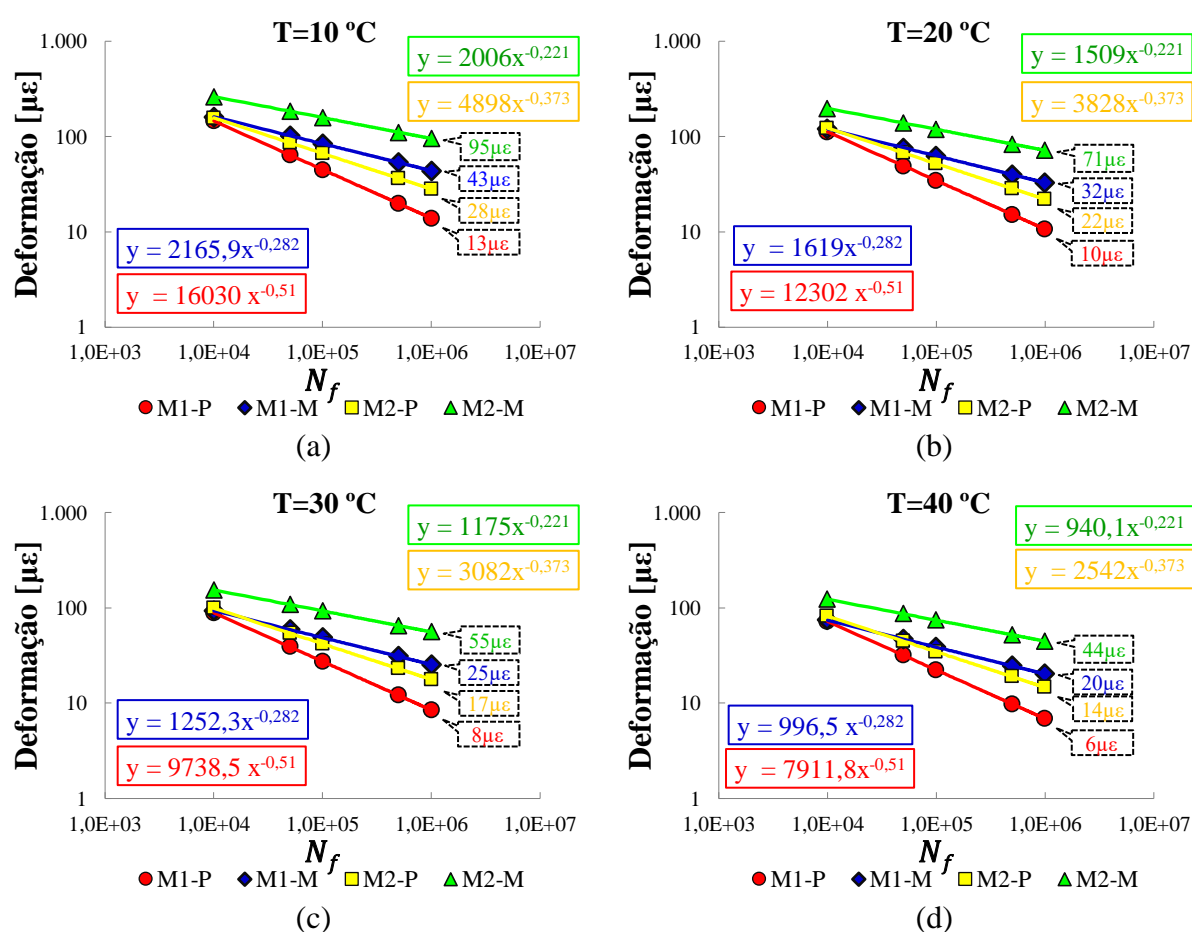
#### 4.7.1 Simulação do Comportamento quanto à Fadiga

Para simular o comportamento das quatro misturas asfálticas, após a calibração dos modelos de dano, utilizou-se as Equações descritas na seção 2.14 da Revisão da Literatura, apresentadas por Nascimento (2016).

A Figura 92 apresenta a simulação da resposta das deformações suportadas pelas misturas frente a  $N_f$  constantes. Escolheu-se fixar cinco diferentes  $N_f$  para obter as respectivas deformações. Os  $N_f$  escolhidos foram  $1 \cdot 10^6$ ,  $5 \cdot 10^5$ ,  $1 \cdot 10^5$ ,  $5 \cdot 10^4$  e  $1 \cdot 10^4$ , esses valores foram simulados às temperaturas de  $T_1=10$  °C [Figura 92 (a)],  $T_2=20$  °C [Figura 92 (b)],  $T_3=30$  °C [Figura 92 (c)] e  $T_4=40$  °C [Figura 92 (d)]. Analisando as Figuras 92 (a), (b), (c) e (d) nota-se

que, as misturas com AMO podem resistir a maiores deformações que as misturas com ligante puro (M1-M > M1-P e M2-M > M2-P). As misturas com o agregado 2 também apresentaram melhor resistência a deformações que as misturas com o agregado 1 (M2-P > M1-P e M2-M > M1-M). A norma Europeia EN 12697-24 (2012) especifica o parâmetro  $\varepsilon_6$  como o nível de deformação associado a uma vida de fadiga de 1 milhão de ciclos, i.e.,  $1 \cdot 10^6$  ciclos. Utilizando o parâmetro  $\varepsilon_6$  é possível visualizar que o AMO proporcionou, em média, deformações suportadas 3 vezes maiores que as misturas com ligante puro. Em média, as 4 misturas testadas apresentaram capacidade de resistir a deformações 20% menores a cada aumento de 10 °C na temperatura. Os melhores resultados na vida de fadiga das misturas asfálticas testadas foram M2-M > M1-M > M2-P > M1-P.

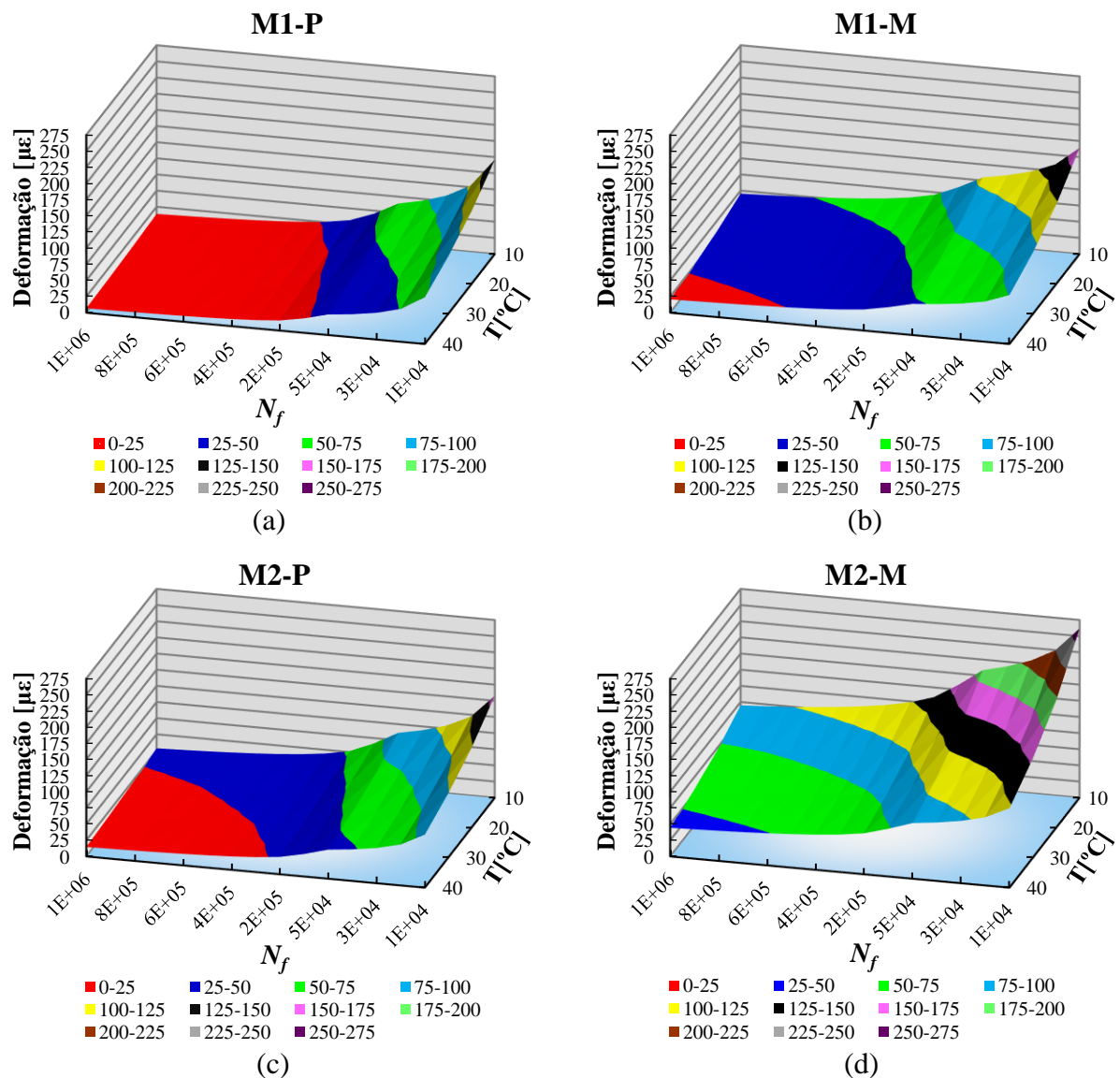
Figura 92 – Simulação da fadiga a  $N_f$  constante



Para uma compreensão mais abrangente dos resultados da simulação, decidiu-se pela representação tridimensional (deformação no eixo y, número de ciclos no eixo x e a temperatura no eixo z) da simulação das quatro misturas asfálticas. Analisando a Figura 93, é

possível notar que o aumento da temperatura reduziu a vida de fadiga simulada das 4 misturas asfálticas testadas. Fixando-se uma faixa de deformação admitida de 0 a  $25\mu\epsilon$ , nota-se que, a mistura M1-P resistiria a  $N_f$  iniciais de  $2E+05$  até  $1E+06$  [Figura 93 (a)], em comparação, a mistura M1-M nessa mesma condição de  $N_f$  resistiria de 25 a  $50\mu\epsilon$ , na maior parte do espectro de temperatura analisado [Figura 93 (b)]. A mistura M2-P em  $N_f$  iniciais de  $2E+05$  até  $1E+06$  resiste de 0 a  $25\mu\epsilon$  nas temperaturas de 30 e  $40^\circ\text{C}$ , enquanto que a 10 e a  $20^\circ\text{C}$  a deformação suportada atinge valores de 25 a  $50\mu\epsilon$  [Figura 93 (c)]. Na mesma condição de  $N_f$  a mistura M2-M inicia em uma pequena faixa de 25 a  $50\mu\epsilon$  a temperatura de  $40^\circ\text{C}$  e os valores de deformações suportadas crescem com a diminuição da temperatura até que para  $N_f$  de  $2E+05$  a  $10^\circ\text{C}$  a mistura suporta de 125 a  $150\mu\epsilon$  [Figura 93 (d)].

Figura 93 – Representação tridimensional da simulação de fadiga



Essa tendência de maior vida de fadiga das misturas com AMO frente as misturas com ligante puro e das misturas com o agregado 2 frente ao agregado 1 pode ser observada em todo o espectro de temperatura analisado. Fixando-se  $N_f$  de  $1E+04$  as máximas deformações suportadas pelas 4 misturas ficaram restritas a temperatura de  $10\text{ }^\circ\text{C}$ , com valores em ordem crescente de  $145\mu\epsilon$  para M1-P, de  $157\mu\epsilon$  para M2-P, de  $161\mu\epsilon$  para M1-M e de  $263\mu\epsilon$  para M2-M.

## 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

### 5.1 Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas nesse trabalho, que teve por finalidade investigar a influência da adesividade agregado-ligante no trincamento por fadiga de misturas asfálticas. Os temas adesividade e fadiga tratam de questões distintas que afligem o revestimento asfáltico, e até por isso os ensaios laboratoriais são bastante distintos. Por isso, este capítulo foi dividido em conclusões gerais, conclusões específicas e recomendações para trabalhos futuros. Nas conclusões gerais foram sintetizadas as principais informações a respeito dos materiais utilizados e suas consequências na adesividade e consequentemente sua influência na vida de fadiga das misturas asfálticas investigadas. As conclusões específicas foram subdivididas em três tópicos: (i) adesividade, (ii) viscoelasticidade linear e (iii) fadiga. As recomendações para trabalhos futuros abordam as perspectivas de ensaios e análises futuras. As conclusões a seguir devem ser consideradas à luz da metodologia empregada e dos materiais estudados.

### 5.2 Conclusões Gerais

Tanto o agregado granítico quanto o agregado fonolítico apresentaram má compatibilidade (adesividade insatisfatória) com o CAP Puro, todavia quando o AMO foi adicionado a este CAP a sua compatibilidade com ambos agregados foi boa (adesividade satisfatória). O RSP melhorou a adesividade agregado-ligante e atuou no combate ao dano por umidade, o que pode indicar o potencial uso desse resíduo como melhorador de adesividade.

O Processamento Digital de Imagens se mostrou uma ferramenta capaz de determinar o percentual de área de agregado recoberto pelo ligante asfáltico após o ensaio de adesividade ( $A_{PDI}$ ). Essa análise permitiu inferir que a angularidade, a textura e a porosidade dos agregados não foram capazes de prever a adesividade, medida pelo PDI. Por outro lado, o teor de  $Fe_2O_3$  e  $CaO$  dos agregados se mostraram boas variáveis para previsão da adesividade e quanto maior for seus respectivos teores, melhor será a adesividade. O agregado granítico apresentou melhores resultados nos ensaios de adesividade que o agregado fonolítico, acredita-se que o maior teor de  $CaO$  do primeiro frente ao segundo foi preponderante para esse resultado.

O resultado do ensaio de adesividade analisado por PDI mostrou forte correlação



com o resultado de Dano por Umidade induzida, o que leva a concluir que, apesar de o primeiro analisar a mistura solta e o segundo a mistura compactada, ambos avaliam defeitos causados pela umidade. O ensaio *Asphalt Bond Strength* mostrou ser uma ferramenta promissora para análise da adesividade, porém se faz necessário utilizar conceitos de viscoelasticidade para tratar os dados, já que a rigidez do ligante asfáltico pode influenciar nos resultados.

Em relação à vida de fadiga, a simulação mostrou que as misturas que resistiriam maiores deformações seriam  $M2-M > M1-M > M2-P > M1-P$ . Isso leva a concluir que, a adesividade influenciou a vida fadiga das misturas asfálticas testadas, já que a ordem de melhores misturas quanto à vida de fadiga seguiu a mesma quando analisada a ordem do ensaio tradicional de adesividade analisado por PDI e do ensaio de Dano por Umidade Induzida; i.e., o agregado granítico apresentou melhor vida de fadiga que o agregado fonolítico, o mesmo ocorreu com o aditivo melhor de adesividade frente ao CAP puro.

### 5.3 Conclusões Específicas

As conclusões individuais de cada ensaio e de cada tema abordado neste trabalho estão ilustradas na Figura 94, analisando a mesma é possível notar que o agregado 2 teve melhores resultados que o agregado 1, tanto para a adesividade quanto para a fadiga; o mesmo pode ser observado em relação ao AMO frente ao CAP Puro.

Figura 94 – Conclusões específicas dos temas abordados

Adesividade	Viscoelasticidade Linear	Fadiga
<ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>ABNT 12583</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Insatisfatória: CAP Puro e RSP;</li> <li>▪ Satisfatória: AMO;</li> </ul> </li> <li>- <b>PDI</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Melhor: Agregado 2 e AMO;</li> <li>▪ Pior: Agregado 1 e CAP Puro;</li> <li>▪ O RSP aumentou em 19% <math>A_{PDI}</math>;</li> <li>▪ O AMO teve <math>A_{PDI}</math> de 100%;</li> </ul> </li> <li>- <b>ABNT 15617</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Melhor: Agregado 2 e AMO;</li> <li>▪ Pior: Agregado 1 e CAP Puro;</li> <li>▪ O RSP elevou em 18% a RRT;</li> </ul> </li> <li>- <b>AASHTO TP 91</b> Para um <math>R_{POTS}</math> [12 h] obteve-se: <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Melhor: Agregado 2 e AMO;</li> <li>▪ Pior: Agregado 1 e CAP Puro;</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>Caracterização</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Menor rigidez: Agregado 2 e AMO em todas temperaturas ;</li> <li>▪ Maior rigidez: <ul style="list-style-type: none"> <li>a) -10 °C: CAP Puro &gt; AMO;</li> <li>b) 4,4 °C: Agregado 1 &gt; Agreg. 2;</li> <li>c) 21,1 °C e 54,4 °C: Agregado 1 e AMO;</li> </ul> </li> </ul> </li> <li>- <b>Modelagem</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Modelo 2S2PID: Bom ajuste aos dados experimentais de <math> E^* </math>;</li> <li>▪ Linearidade: Interconversão dos modelos KVG e MWG indicam bom ajuste aos dados experimentais de <math>E'</math> e <math>E''</math>.</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <b>Ensaio</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Geometria: CPs com <math>h=130</math> mm e <math>D = 100</math> mm tiveram rupturas no local desejado;</li> <li>▪ Valores fixos dos controladores PID geraram rupturas desejadas;</li> </ul> </li> <li>- <b>Caracterização</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <math>C_f</math> e <math>S_f</math> foram maiores para as misturas com CAP Puro;</li> <li>▪ Boas correlações de <math>G_R</math> vs <math>N_f</math>;</li> </ul> </li> <li>- <b>Simulação</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Maior vida de fadiga: AMO &gt; CAP PURO; Agregado 2 &gt; Agregado 1;</li> <li>▪ Parâmetro <math>\epsilon_6</math> AMO &gt; CAP Puro; Agregado 2 &gt; Agregado 1;</li> </ul> </li> </ul>

#### 5.4 Recomendações para Trabalhos Futuros

As seguintes recomendações para trabalhos futuros são sugeridas:

- (i) Desenvolvimento de um ensaio de adesividade com duas faces serradas de agregados ligadas por uma fina película de ligante, sob carregamento cíclico de tração/compressão.
- (ii) Formar uma base de dados robusta dos ensaios de adesividade utilizados nessa pesquisa, utilizando diferentes tipos de agregados e de ligantes asfálticos puros e modificados.
- (iii) Avaliar outros melhoradores de adesividade como a Cal, quanto à adesividade e ao trincamento por fadiga.
- (iv) Analisar a fadiga dos ligantes asfálticos e correlacionar com a fadiga das misturas asfálticas.
- (v) Desenvolver uma metodologia de condicionamento de corpos de prova para realização do ensaio dos ensaios de módulo dinâmico e de fadiga a tração/compressão.
- (vi) Avaliar a fadiga de misturas asfálticas condicionadas à umidade.

## REFERÊNCIAS

AAPT. Asphalt paving technology 2013. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**. v. 82, Destech Publications, Denver – Colorado, 2013.

AASHTO TP 91. American Association of State and Highway Transportation Officials. **Determining Asphalt Binder Bond Strength by Means of the Asphalt Bond Strength (ABS) Test**, 2013.

AASHTO TP 107. American Association of State Highway and Transportation Officials. **Determining the damage characteristic curve of asphalt concrete from direct tension cyclic fatigue tests**. Provisional standard, Washington, 2014.

AASHTO T 283. American Association of State and Highway Transportation Officials - **Standard Method of Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage**, 2014.

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

ABEDA. **Aditivos orgânicos melhoradores de adesividade – AMO. Usos e benefícios**. Informativo Técnico n. 1 - Junho 2010, Comissão Técnica da ABEDA. Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos, 2010.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12583. **Agregado Graúdo – Determinação da adesividade ao ligante betuminoso**, 2017.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 12584. **Agregado Miúdo – Verificação da adesividade ao ligante betuminoso**, 2017.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 15087. **Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral**, 2012.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15617. **Misturas asfálticas – Determinação do dano por umidade induzida**, 2015.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 15528. **Aditivos orgânicos melhoradores de adesividade para cimento asfáltico de petróleo**, 2007.

ANP. AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCMBUSTÍVEIS. **Seminário de Avaliação do Mercado de Combustíveis 2016: (Ano-Base 2015)**. Superintendência de Abastecimento, 2016.

ANP. AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCMBUSTÍVEIS. **Resolução ANP n. 2**, de 14/01/2005.

AGUIAR-MOYA, J. P.; SALAZAR-DELGADO, J., BALDI-SEVILLA, A.; LEIVA VILLACORTA, F.; LORIA-SALAZAR, L. **Effect of Aging on Adhesion Properties of Asphalt Mixtures with the Use of Bitumen Bond Strength and Surface Energy**

**Measurement Tests.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, n. 2505, p. 57-65, 2015.

AIREY, G. D.; RAHIMZADEH, B.; COLLOP, A. C. **Viscoelastic linearity limits for bituminous materials.** Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials, 6th RILEM Symposium PTEBM'03, Zurich, 2003.

AKMAL N; USMANI AM. Application of asphalt-containing materials. **Polymer News.** p. 136-40, 1999.

AKZONOBEL. **Adhesion Promoters: Technical Bulletin,** 2015.

AL ROUSAN, T. M. **Characterization of Aggregate Shape Properties Using a Computer Automated System.** Tese de Doutorado. Texas A&M University, College Station, Texas, 2004.

AMINOCAP. Acessado em 09/10/2017 em: [www.aminocap.com.br/\\_adm/assets/uploads/produtos/81fdb-DOPE-CONCENTRADO-D.08-\(LIQUIDO\)-laminaAMINOCAP.pdf](http://www.aminocap.com.br/_adm/assets/uploads/produtos/81fdb-DOPE-CONCENTRADO-D.08-(LIQUIDO)-laminaAMINOCAP.pdf) +&cd=1&hl=pt-BR&ct=clnk&gl=br.

ASCHENBRENER, T. **“Survey on Moisture Damage of Hot Mix Asphalt Pavements”.** Colorado DOT, Denver, CO, 2002.

ASTM D907-06, **Standard Terminology of Adhesives.** American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 2006.

ASTM D2041-11. **Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures.** American Society for Testing and Materials, 2011.

AWAJA F.; GILBERT M.; KELLY G.; FOX B.; PIGRAM P. J. Adhesion of polymers. **Progress in Polymer Science,** n. 34, p. 948-968, 2009.

BABADOPULOS, L. F. A. L. **Avaliação do modelo viscoelástico linear aplicado a misturas asfálticas utilizadas em revestimentos de pavimentos no Brasil.** Projeto de Graduação. Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

BABADOPULOS, L. F. A. L. **A Contribution to couple aging to hot mix asphalt (HMA) mechanical characterization under load-induced damage.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, 2014.

BABADOPULOS, L. F. A. L. **Phenomena occurring during cyclic loading and fatigue tests on bituminous materials: Identification and quantification.** Tese de Doutorado, Universidade de Lyon: l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, 2017.

BABADOPULOS, L. F. A. L. **Conversa informal e disponibilização das planilhas usadas na caracterização de rigidez e modelagem 2S2P1D.** 2018.

BAGAMPADDE U., ISACSSON U., KIGGUNDU B.M. Influence of aggregate chemical and mineralogical composition on stripping in bituminous mixtures. **International Journal of Pavement Engineering,** v. 6, n. 4, p. 229-239, 2005.

BARBOSA, L.C. de. **Introdução à Química Orgânica**. São Paulo: Prentice Hall, 2004.

BASTOS, J. B. S. **Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016

BAYLER G. **Handbook of Fire Protection Engineering**. Society of Fire Protection Engineers (National Fire Protection Association, Eds.), Quincy, MA, p. 165-187, 1988.

BERNUCCI, L.B.; CERATTI, J.A.P.; CHAVES, J.M.; CARVALHO, A. D. **Estudo da adesividade no comportamento de misturas asfálticas**. 10º Congresso Ibero latinoamericano del Asfalto. Asociación Española de la Carretera, Sevilla, 1999.

BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobras/ABEDA, 2010.

BESSA, I. S. **Avaliação do processamento digital de imagens como ferramenta para caracterização de agregados e misturas asfálticas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, 2012.

BRINGEL, R. M.; VELASQUEZ, R.; BAHIA, H. U. Measuring the Effect of Moisture on Asphalt–Aggregate Bond with the Bitumen Bond Strength Test. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, n. 2209, p. 70-81, 2011.

CANESTRARI F.; CARDONE F.; GRAZIANI A.; SANTAGATA F.A.; BAHIA H.U. Adhesive and Cohesive Properties of Asphalt-Aggregate Systems Subjected to Moisture Damage. **Road Materials and Pavement Design**. EATA, p. 11-32, 2010.

CARPENTER, S.; GHUZLAN, K.; SHEN, S. Fatigue endurance limit for highway and airport pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, n. 1832, p. 131-138, 2003.

CAVALCANTI, V. M. M.; PARAHYBA, R. E. R. **A indústria de agregados para construção civil na região metropolitana de fortaleza**. Departamento nacional de produção mineral, Fortaleza, 2012.

CERATTI, J.A.P.; BERNUCCI, L.B.; SOARES, J.B. **Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação**. Rio de Janeiro: ABEDA, 2015.

CHANG, M.B.; HUANG, T.F. **The effects of temperature and oxygen content on the PCDD/PCDFs formation in MSW fly ash**. Chemosphere, v.40, n. 2, p. 159-164, 2000.

CHEN, J. S.; LIN, K. Y.; YOUNG, S. Y. Effects of Crack Width and Permeability on Moisture-Induced Damage of Pavements. **Journal of Material in Civil Engineering**, ASCE, 2004.

CHEUNG, C.Y. **Mechanical Behavior of Bitumens and Bituminous Mixtures**. Tese de Doutorado, University of Cambridge. Cambridge, UK, 1995.

CHO D. W.; KIM K. The Mechanisms of Moisture Damage in Asphalt Pavement by

Applying Chemistry Aspects. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 14, n. 3, p. 333-342, 2010.

CHRISTENSEN, R.M. **Theory of Viscoelasticity**. Academic, 2<sup>a</sup> ed. New York, 1982.

CHRISTENSEN JR, D. W.; PELLINEN, T.; BONAQUIST, R. F. Hirsch model for estimating the modulus of asphalt concrete. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, v. 72, 2003.

CNT (Confederação Nacional do Transporte). **Relatório Gerencial: Pesquisa CNT de Rodovias 2017**. Brasília: CNT, SEST, SENAT, 2017.

COUTINHO, R. P. **Utilização da Parte Fina de Misturas Asfálticas para Avaliação do Dano por Fadiga**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2012.

CURTIS, C. W.; ENSLEY, K.; EPPS, J. **Fundamental Properties of Asphalt Aggregate Interactions Including Adhesion and Adsorption**. SHRP-A-341, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, USA, 1993.

DANIEL, J.S., KIM, Y.R. **Development of a Simplified Fatigue Test and Analysis Procedure Using a Viscoelastic Continuum Damage Model**. J. Assn. Asphalt Paving Technologists, v. 71, p. 619-650, 2002.

D'ANGELO, J.; ANDERSON, R.M.; **Material Production, Mix Design, and Pavement Design Effects on Moisture Damage**. Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements – A National Seminar; Transportation Research Board, 2003.

DIAS, D. M.. **Estimativa de propriedades viscoelásticas lineares de misturas asfálticas completas a partir da caracterização da matriz de agregados finos**. Projeto de Graduação. Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

DIBALSKI, J. N. **Cationic surfactants in asphalt adhesion**. Symposium: Antistripping Additives in Paving Mixtures, Transportation Research Board, v. 51, p. 293-297, 1982.

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C. **State of the Art on Stiffness Modulus and Fatigue of Bituminous Mixtures**. RILEM Report 17. Bituminous Binders and Mixes. Belgium, 1998.

DNER 035. **Agregados – Determinação da Abrasão Los Angeles, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens – Método de Ensaio**, Rio de Janeiro, 1998.

DNER-ME 081 (1998) **Agregados – Determinação da Absorção e da Densidade de Agregado Graúdo**. Departamento Nacional de Estradas e Rodagens – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, 1998.

DNER 083. **Agregados – Análise Granulométrica**. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, 1998.

DNER 084. **Agregado Miúdo – Determinação da Densidade Real**. Departamento

**Nacional de Estradas de Rodagem** – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, 1994.

DNIT. **Manual de Pavimentação**. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, 3ª ed., IPR p. 719, 2006.

DNIT 031. **Pavimentos Flexíveis: Concreto Asfáltico** – Especificação de Serviço, Rio de Janeiro, IPR, 2006.

DNIT 095. **Cimentos asfálticos de petróleo** – Especificação de Material, Rio de Janeiro, IPR, 2006.

EBNESAJJAD, S. **Adhesives Technology Handbook**. William Andrew, Norwich, NY, USA, 2008.

EN 12697-24:2012. **Bituminous mixtures – test methods for hot mix asphalt – part 24: resistance to fatigue**, 2012.

EPSS, J.; BERGER, E.; ANAGNOS, J.N. **Treatments - Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements** – A National Seminar; Transportation Research Board, 2003.

FERREIRA, W. L. G. **Análise do fluxo d'água em revestimentos asfálticos com diferentes permeabilidades**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

FREIRE, R.A. **Evaluation of the coarse aggregate influence in the fatigue damage using fine aggregate matrices with different maximum nominal sizes**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

FUNCEME. **Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos**, 2017.  
Acessado dia 09/03/2017 em: <http://www.hidro.ce.gov.br/municipios/chuvas-diarias>.

FURLAN, A. P. **Considerações acerca da Adesão e da Suscetibilidade à Umidade de Misturas Asfálticas Densas à Luz de Algumas Propriedades Mecânicas**. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

FURLAN, A. P.; GOUVEIA, L. T.; FABRRI, G. T. P.; FERNANDES JR., J. L. **Influência de Características dos Agregados na Susceptibilidade a Dano por Umidade de Misturas Asfálticas**. 17º Encontro de Asfalto – IBP (Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás), Rio de Janeiro, 2004.

GOUVEIA, B. C. S. **Métodos de previsão e determinação de módulo dinâmico de misturas asfálticas aplicadas em rodovias brasileiras**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

HARNISH, I. C. **Liquid Anti-Strip Technology & Best Practices**. Technical Manager-Asphalt Additives. rrMaz Custom Chemicals, Overland Park, USA, 2010.

HEFER, A.W.; LITTLE, D.N.; LYTTON, R.L. A synthesis of theories and mechanisms of bitumen–aggregate adhesion including recent advances in quantifying the effects of water.

**Journal of the association of asphalt paving technologists**, p. 139-196, 2005.

HICKS, R.G. **Moisture damage in asphalt concrete**. National Cooperative Highway Research Program. Synthesis of Highway Practice 175, Transportation Research Board, Washington, 1991.

HUANG, Y. H. **Pavement Analysis and Design**. 2<sup>a</sup> ed. University of Kentucky. PEARSON, Prentice Hall, 2004.

HUANG, W.; QUAN, L. **Investigation of using binder bond strength test to evaluate adhesion and self-healing properties of modified asphalt binders**, in: Transportation Research Board 95<sup>th</sup> Annual Meeting, 2016.

IBGE (**Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística**). [http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/cartografia/default\\_territ\\_area.shtm](http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/cartografia/default_territ_area.shtm). Acessado em 31/01/2018.

JAKARNI, F. M. **Adhesion of asphalt mixtures**. Tese de Doutorado, University of Nottingham, 2012.

JOHNSON, D. R.; FREEMAN, R. B. **Rehabilitation Techniques for Stripped Asphalt Pavements. FHWA/MT-002-003/8123**. Western Transportation Institute, Bozeman, Montana, USA, 2002.

KANDHAL, P. S. **Field and Laboratory Evaluation of Stripping in Asphalt Pavements: State of the Art Report**. Transportation Research Record 1454, Washington, D.C., p. 36-47, 1994.

KANDAL, P. S. **Moisture Suscetibility of HMA Mixes: Identification of Problem and Recommended Solutions**. In NCAT Report 92-1, National Center for Asphalt Technology, Auburn University, p. 1-57, 1992.

KANDHAL, P.S.; RICKARDS, I.J. **Premature failure of asphalt overlays from stripping: Case Histories: NCAT Report 01-01**, National Center for Asphalt Technology (NCAT): Auburn University, Auburn, 2001.

KANITPONG, K.; BAHIA, H. Role of Adhesion and Thin Film Tackiness of Asphalt Binders in Moisture Damage of HMA. **Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologist**, v. 72, 2003.

KANITPONG, K.; BAHIA, H. Relating Adhesion and Cohesion of Asphalts to the Effect of Moisture on Laboratory Performance of Asphalt Mixtures. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, n. 1901, p. 33-43, 2005.

KENNEDY, T.W.; MCGENNIS, R.B.; ROBERTS, F.L. **Investigation of moistures damage to asphalt concrete and affect on field performance – A case study**. Transportation Research Record, Washington, 1983.

KENNEDY, T.W.; ANAGNOS, J. N. **Techniques for reducing moisture damage in asphalt mixtures**. Moisture Effects on Asphalt Mixtures, Research Project 3-9, p. 79-253, 1984.



KIGGUNDU, B. M.; ROBERTS, F. L. **Stripping in HMA Mixtures: State-of-the-Art and Critical Review of Test Methods**. Auburn University: National Center for Asphalt Technology, 1988.

KIM, S.; COREE B.J. **Hot Mix Asphalt Moisture Sensitivity Testing Revisited**. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologist, v. 75, 2006.

KIM, Y. R.; KHOSLA, N. P.; KIM, N. **Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance**. Special Technical Publication STP 1147, American Society and Materials (ASTM), p. 310-328, Philadelphia, 1992.

LIANG, R. Y.; Refine AASHTO T283. **Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage for Superpave**. FHWA, 2008.

LITTLE D. N.; JONES IV D. R. **Chemical and Mechanical Processes of Moisture Damage in Hot-Mix Asphalt Pavements**. Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements – A National Seminar; Transportation Research Board, 2003.

LOLLY R. **Evaluation of Short Term Aging Effect of Hot Mix Asphalt Due to Elevated Temperatures and Extended Aging Time**. Thesis of Master of Science, ARIZONA STATE UNIVERSITY, 2013.

LOTTMAN, R. P. **NCHRP Report 192: Predicting Moisture-Induced Damage to Asphaltic Concrete**, Transportation Research Board, National Research Council, p. 24, 1978.

LUSCOMBE, D. **Dioxinas e Furanos: Formação**. Greenpeace, 1999.

MAHONEY, S. Z. J. **Reviewing the Testing Protocol for Density Cores Collected from CTDOT during the 2012 and 2013 Construction Seasons**. Research Project: SPR-2281, Connecticut Department of Transportation Bureau of Policy and Planning Roadway Information Systems Unit Research Section, 2016.

MAJIDZADEH, K.; BROVOLD, F. N. **State of the art: Effect of water on bitumen aggregate mixtures**, Highway Research Board, Special Report n. 98, p. 77, 1968.

MASAD, E.; ARAMBULA, E.; KETCHAM, R.A.; ABBAS, A.R.; Martin, A.E. **Non-destructive measurement of moisture transport in asphalt mixtures**. Journal of the association of asphalt paving technologists, 2007.

MASOUD, R.; AMIR, I. Investigation of the effect of iron and aluminum nano-oxides on reduction of moisture sensitivity in hot-mix Asphalt. **Journal of transportation infrastructure engineering**, v. 1, n. 4, p. 93-102, 2016.

MEHTA, Y. A; CHRISTENSEN, D. W. Determination of the linear viscoelastic limits of asphalt concrete at low and intermediate temperatures. **Journal of the Transportation Research Board**, v. 69, 2000.

MELLO, L. G. R. **A teoria do dano em meio contínuo no estudo da fadiga em misturas asfálticas**. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, 2008.

MENARIA, Y.; SANKHLA, R. Use of Waste Plastic in Flexible Pavements-Green Roads. **Open Journal of Civil Engineering**, n. 5, p. 299-311, 2015.

MENSCH, N. G. **Análise viscoelástica de misturas asfálticas quentes e mornas**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

MONTEIRO, A. E. C. **Uma introdução à viscoelasticidade**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos. 1984.

MORALES, M. G.; PARTAL, P.; NAVARRO, F. J. Viscous Properties and Microstructure of Recycled EVA Modified Bitumen. **Fuel**, v. 83, p. 31-38, 2004.

NASCIMENTO, L. A. H. **Apresentação realizada no Departamento de Engenharia de Transportes na Universidade Federal do Ceará**. Data: 21 de dezembro de 2016, Fortaleza.

NASCIMENTO, L. A. H. **Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil**. Graduate Faculty of North Carolina State University. Raleigh, North Carolina, 2015.

NEVES FILHO, A. S. **Avaliação da Adição de Dopes no Comportamento de Misturas Asfálticas a Quente**. Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2006.

PAZOS, A. G. **Efeito de propriedades morfológicas de agregados no comportamento mecânico de misturas asfálticas**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2015.

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

PETERSEN, J. C.; PLANCHER, H.; ENSLEY, E. K.; VENABLE, R. L.; MIYAKE, G. **Chemistry of asphalt-aggregate interaction: relationship with pavement moisture-damage prediction test**. Transportation Research Record, p. 95-104, 1982.

PETRIE E.M. **Plastic and elastomer adhesives**. Handbook of Plastics and Elastomers. McGraw-Hill, New York, 1996.

PETRIE E.M. **Handbook of Adhesives and Sealants**. McGraw-Hill, New York, 1999.

PORTELA, E. L. **Análise viscoelástica de materiais asfálticos considerando os efeitos da temperatura e do dano**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, 2011.

RICE, J. M. **Relationship of aggregate characteristics to the effect of water on bituminous paving mixtures**. Symposium on Effect of Water on Bituminous Paving Mixtures - ASTM, Boston, USA, 1958.

ROYLANCE, D. **Engineering viscoelasticity**. Department of Materials Science and Engineering Massachusetts, Institute of Technology Cambridge, 2001.

ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R.; LEE, D.; KENNEDY, T. **Hot mix asphalt materials, mixture design and construction**, NAPA Education Foundation, 1996.

SABOURI, M.; KIM, Y. R. **Development of a failure criterion for asphalt mixtures under different modes of fatigue loading**. TRB Annual Meeting. Washington, D.C., United States, 2014.

SANTAGATA F. A.; CARDONE F.; CANESTRARI F.; BAHIA H.U. **Modified PATTI test for the characterization of adhesion and cohesion properties of asphalt binders**. Proceedings of the Sixth International Conference on Maintenance and Rehabilitation of Pavements and Technological Control, v. 1, p. 124-133, 2009.

SCHAPERLY, R. A. **Simplifications in the behavior of viscoelastic composites with growing damage**. Symposium on Inelastic Deformation of Composite Materials. Troy, New York. Springer, New York-Wien, p. 193-214, 1990.

SEBAALY, P. E.; LITTLE, D. N.; EPPS, J. A. **The benefits of hydrated lime in hot mix asphalt**. National Lime Association, The versatile chemical, Virginia, EUA, 2006.

SEINFRA-CE. Secretaria da Infraestrutura do Ceará. **Tabela de Custos 024/17**. <http://www.seinfra.ce.gov.br/index.php>. Acessado em, 10 de novembro de 2017.

SEINFRA-CE. Secretaria da Infraestrutura do Ceará. **Tabela de Preços para Materiais Betuminosos 2017/07**. <http://www.seinfra.ce.gov.br/index.php>. Acessado em, 10 de novembro de 2017.

SILVA, H. N. **Caracterização viscoelástica linear de misturas asfálticas: Operacionalização Computacional e Análise pelo Método dos Elementos Finitos**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

SOLAIMANIAN, M.; HARVEY, J.; TAHMORESSI, M.; TANDON, V.; **Test Methods to Predict Moisture Sensitivity of Hot-Mix Asphalt Pavements**. Moisture Sensitivity of Asphalt Pavements – A National Seminar; Transportation Research Board, 2003.

STRUILLOU, R. **Theoretical study of the kind of stripping called "Phenome de soupe" – In French**. Transportation Research Board, n. 42, p. 102-113, 1969.

TARRER, A.R.; WAGH, V. **The Effect of the Physical and Chemical Characteristics of the Aggregate on Bonding**. Strategic Highway Research Program National Research Council Washington, D.C. 1991.

TERREL, R. L.; AL-SWAILMI, S. **Water sensitivity of asphalt-aggregate mixes: Test selection** - Strategic Highway Research Program Report A-403, Oregon State University: Corvallis, Oregon, 1994.

TERREL, R. L.; SHUTE J. W. **SHRP-A/IR-89-003: Summary Report on Water Sensitivity**. National Research Council, Washington, D.C., 1989.

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

TIOUAJNI, S.; DI BENEDETTO, H.; SAUZÉAT, C.; POUGET, S. Approximation of linear viscoelastic model by generalized Kelvin Voigt or generalized Maxwell Models: Application to bituminous materials in the 3-dimensional case. **Road Materials and Pavement Design**, v.4, n. 12, p. 897-930, 2011.

TORQUATO E SILVA, S. A.; SOARES, J. B.; HOLANDA, A. S.; OLIVEIRA, J. A. **Utilização do Método dos Elementos Finitos em Retroanálise de Pavimentos Flexíveis**. XXVIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – Anpet, Curitiba, 2014.

UNDERWOOD, S.; ASHOURI, M.; KIM, Y. R. **Effect on dynamic modulus measurement protocol on predicted pavement performance**. Asphalt Paving Technology: Association of Asphalt Paving Technologists-Proceedings of the Technical Sessions. p. 65-98, 2011.

UNDERWOOD, B. S.; BAEK, C.; KIM, Y. R. Simplified viscoelastic continuum damage model as platform for asphalt concrete fatigue analysis. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, n. 2296, p. 36-45, 2012.

WANG, D.; YI, J.; FENG, D. **Modelling and Laboratory Studies on the Adhesion Fatigue Performance for Thin-Film Asphalt and Aggregate System**. Hindawi Publishing Corporation, The Scientific World Journal, 2014.

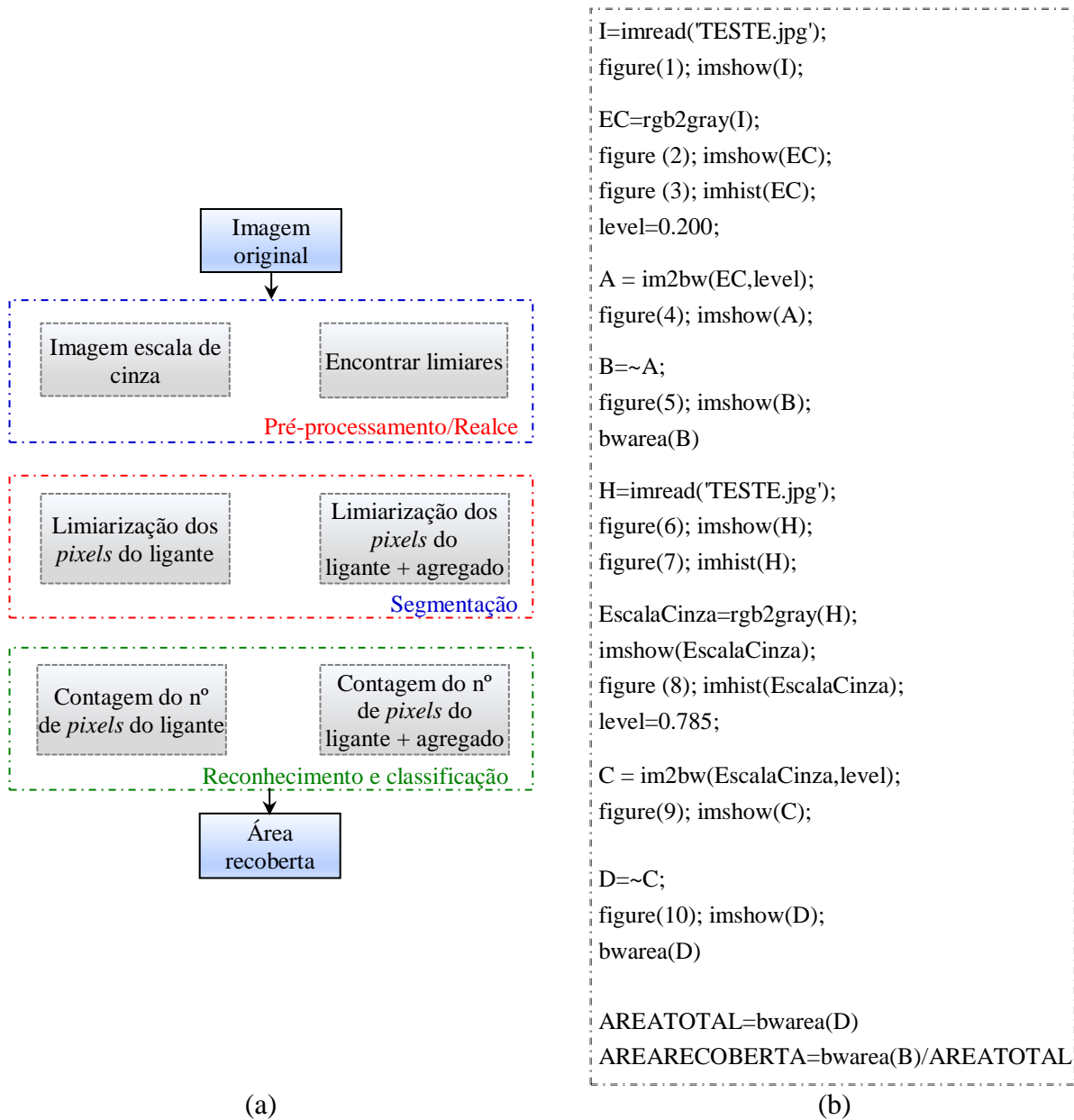
WHITEOAK D. **The Shell bitumen handbook**. Second edition September 1991, Shell Bitumen, Chertsey, UK, 1990.

XU, M.; YI, J.; FENG, D.; HUANG, Y.; WANG, D. **Analysis of Adhesive Characteristics of Asphalt Based on Atomic Force Microscopy and Molecular Dynamics Simulation**. ACS Applied Materials & Interfaces: XXXX American Chemical Society, A-K, 2016.

YU, X.; BURNHAM, N. A.; MALLICK, R. B.; TAO, M. A. **Systematic AFM-based Method to Measure Adhesion Differences between Micron-sized Domains in Asphalt Binders**. Fuel 2013, v.9, n. 113, p. 443-447, 1993.

## APÊNDICE A

Figura 95 – Etapas e código implementado do PDI



## APÊNDICE B

Figura 96 – Ruptura de alguns CPs usados no ensaio de fadiga



M1-P



M1-M



M2-P



M2-M

