



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE - UFCG
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS - CTRN
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL - PPGECA

ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS
ASFÁLTICAS A PARTIR DOS CRITÉRIOS DE MOHR COULOMB

DANIEL BESERRA COSTA

CAMPINA GRANDE – PB

2018

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE – UFC
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS – CTRN
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL – PPGECA
PLANO DE DISSERTAÇÃO DO MESTRADO

DANIEL BESERRA COSTA

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dsc. John Kennedy
Guedes Rodrigues

Co-Orientador: Dr. Fabiano Pereira
Cavalcante

CAMPINA GRANDE – PB

2018

FICHA CATALOGRÁFICA

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCG

C837a Costa, Daniel Beserra.
Análise da deformação permanente de misturas asfálticas a partir dos critérios de Mohr Coulomb / Daniel Beserra Costa. – Campina Grande, 2018.
f. 107: il. color

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2018.
"Orientação: Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues e Prof. Dr. Fabiano Pereira Cavalcante".
Referências.

1. Deformação Permanente - Asfalto. 2. Flow Number. 3. Ângulo de Atrito Interno. 4. Mohr-Coulomb. I. Rodrigues, John Kennedy Guedes. II. Cavalcante, Fabiano Pereira. III. Título.

CDU 625.8:504(043)

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor: **Daniel Beserra Costa**

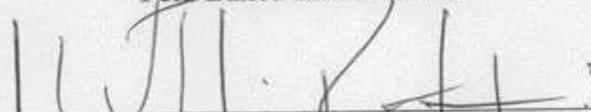
Título: **ANÁLISE DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS A PARTIR DOS CRITÉRIOS DE MOHR COULOMB**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

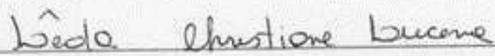
Área de Concentração – Geotécnica

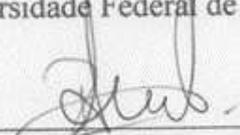
Dissertação Defendida e Aprovada em: 21/ 02/ 2018

Pela Banca Examinadora:


Orientador: Prof. Dsc. John Kennedy Guedes Rodrigues
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG


Co - Orientador: Dsc. Fabiano Pereira Cavalcante
UNINASSAU / Recife - PE


Avaliador Interno: Prof. Dsc. Lêda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG


Avaliador Externo: Prof. Dsc. Ricardo Almeida de Melo
Universidade Federal da Paraíba – UFPB

DEDICATÓRIA

À DEUS, que até aqui me guiou.

À razão do meu viver: meus pais, Francisco de Assis da Costa e Claudezir Beserra Costa, e minhas irmãs, Dayse Beserra Costa e Dayane Beserra Costa, pelo amor gratuito, verdadeiro e eterno.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador professor Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues que acreditou e confiou em mim, sempre me orientando na minha vida acadêmica, ajudando e incentivando nos estudos.

Ao meu co-orientador Dr. Fabiano Pereira Cavalcante pela atenção, amizade, orientação e compreensão durante todo esse tempo.

Aos meus pais, Francisco de Assis da Costa e Claudezir Beserra Costa, por todo esforço que fazem, pelo apoio, confiança e incentivo em cada etapa da minha vida. Vocês são tudo na minha vida e nunca teria chegado aqui sem vocês ao meu lado, amo muito vocês. As minhas irmãs, Dayse e Dayane, por nossas arengas, pelo companheirismo e pelo amor que sempre me deram.

A meu tio, Claudeilson e família, por sempre me apoiarem e me incentivarem nos meus sonhos e por todo o carinho que sempre me deram durante minha vida.

Aos professores Dra. Ana Maria, Dr. Adriano Elísio e Dra. Lêda Christiane por toda ajuda, apoio e conhecimento que me proporcionaram. Às vezes me chamando atenção, mas sempre contribuindo com minha evolução pessoal.

A todos os amigos e colegas da pós-graduação, sempre apoiando e dividindo dificuldades. Um agradecimento especial aos amigos Lidiane, Solomon, Laiana, Christian, Hicaro, Ablenya, Rebecca, Leticia, Conrado e Jonny, que sempre que possível estiveram ao meu lado, ajudando e apoiando. Aos meus companheiros de laboratório Jadilson, Joseildo, Ladijane e todos os demais, com quem compartilhei alegrias e conhecimento.

A JBR Engenharia LTDA e ATECEL por toda a colaboração durante toda a minha vida acadêmica.

A UFCG, prezada instituição que me promoveu a formação de Engenharia Civil e de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental;

A CAPES, pela bolsa de estudo concedida;

E, finalmente, a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para conclusão deste trabalho. Muito obrigada!

RESUMO

A deformação permanente é definida como o acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperáveis resultante da aplicação das cargas dos veículos. A deformação permanente na camada de revestimento asfáltico pode ser oriunda por três mecanismos: deformação permanente por densificação, por uso e por fluência da mistura. Dado que as temperaturas de serviço da camada de revestimento estão em torno de 40 a 60 °C, a mistura asfáltica nesse intervalo de temperatura se comporta como um material sólido. Sendo assim, é razoável supor que os mecanismos de falha aplicáveis aos materiais sólidos sejam válidos para as misturas de asfálticas. Sendo o critério Mohr-Coulomb amplamente utilizado para descrever as características de cisalhamento de materiais sólidos, poderá ser utilizado para obtenção do ângulo de atrito interno da mistura, bem como o seu intercepto coesivo. Este trabalho teve como objetivo a determinação de ângulos de atrito internos de diferentes misturas asfálticas e sua influência no comportamento mecânico, em específico, na resistência à deformação permanente destas misturas. Como forma de atingir o objetivo da pesquisa foi desenvolvido um programa experimental visando à avaliação das propriedades mecânicas relacionadas ao ângulo de atrito interno das misturas asfálticas com CAP 50/70 e E – 55/75. Foi possível executar análises em laboratório a partir da determinação de parâmetros de ruptura por cisalhamento, com o auxílio da teoria de Mohr-Coulomb, tendo como inferência o desempenho de misturas estudadas em campo. Verificou-se que, a cada acréscimo de 5% de partículas graúdas em uma faixa granulométrica, as misturas estudadas apresentaram, em geral, um ganho de 1° (Grau) no ângulo de atrito interno para cada faixa estudada. Entretanto, deve ser observado o limite de 30 a 35% de partículas graúdas para cada mistura. Pode-se concluir que: os parâmetros de ruptura por cisalhamento, ângulo de atrito interno e intercepto coesivo são fatores determinantes no desempenho a deformação permanente de misturas asfálticas. Para os ligantes utilizados os resultados indicaram que o acréscimo do ângulo de atrito interno resulta numa maior resistência a deformação permanente.

Palavras-chaves: Deformação Permanente; Flow Number; Ângulo de Atrito Interno; Mohr-Coulomb.

ABSTRACT

Permanent deformation is defined as the accumulation of small amounts of non-recoverable deformation resulting from the application of vehicle loads. The permanent deformation in the surface layer of asphalt pavements can come from three mechanisms: permanent deformation by densification, by use and by creep of the mixture. Since the service temperatures of the pavement surface layer are around 40 and 60 °C, the asphalt mixture, in this temperature range, behaves as a solid material. Therefore, it is reasonable to assume that failure mechanisms applicable to solid materials are valid for asphalt mixtures. As the Mohr-Coulomb criterion is widely used to describe the shear characteristics of solid materials, it can be used to obtain the internal friction angle of the asphalt mixture as well as to estimate its cohesive intercept. This work had as objective to determine the internal angles of friction of different asphalt mixtures and their influence on the mechanical behavior, in particular, on the resistance to permanent deformation of these mixtures. In order to achieve the objective of this research, an experimental program was developed to evaluate the mechanical properties related to the internal angle of friction of asphalt mixtures with the 50/70 asphalt binder and the E 55/75 asphalt binder. It was possible to perform laboratory analyses from the determination of shear rupture parameters, supported by the Mohr-Coulomb's theory, inferred by the performance of mixtures studied in the field. It was verified that, at each increment of 5% of coarse particles in a particle size range, the studied mixtures presented, in general, a gain of 1° (degree) in the internal angle of friction for each size range studied. However, the limit of 30 to 35% of coarse particles should be observed for each mixture. It can be concluded that: the parameters of shear rupture, internal angle of friction and cohesive intercept are determining factors in the permanent deformation performance of asphalt mixtures. For the asphalt binders used, the results indicated that the increment of the internal angle of friction results in a greater resistance to permanent deformation.

Key words: Permanent deformation; Flow Number; Internal Angle of Friction; Mohr-Coulomb.

LISTA DE FIGURA

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Tensões induzidas em um pavimento devido a uma carga móvel.. | 26 |
| Figura 2 – Faixas granulométricas do DNIT. | 29 |
| Figura 3 – Afundamento de trilha de roda. | 32 |
| Figura 4 – Variações de deformação durante o ciclo de carregamento. | 33 |
| Figura 5 – Corte esquemático de deformação permanente. | 34 |
| Figura 6 – Deformação estrutural (a) e Deformação não estrutural (b). | 35 |
| Figura 7 – Mecanismos de Deformação Permanente. | 36 |
| Figura 8 – Distribuição da tensão cisalhante em um plano transversal (Um pneu). | 39 |
| Figura 9 – Distribuição de tensões cisalhantes em relação a área de contato. | 40 |
| Figura 10 – Estados de tensões multiaxial do pavimento na superfície. | 41 |
| Figura 11 – Envoltória de ruptura Morh-Coulomb. | 43 |
| Figura 12 – Círculos de Mohr para tensão de compressão não confinada e tensão indireta. | 44 |
| Figura 13 – Estado de tensões em uma camada típica de concreto asfáltico submetida. | 51 |
| Figura 14 – Esquema do ensaio de resistência a tração por compressão diametral. | 51 |
| Figura 15 – Fases do ensaio de Flow Number. | 52 |
| Figura 16 – Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT). | 53 |
| Figura 17 – Deslocamentos resilientes instantâneo e total. | 54 |
| Figura 18 – Esquema do ensaio de Módulo Dinâmico. | 57 |
| Figura 19 – Etapas do ensaio de Lottman modificado. | 58 |
| Figura 20 – Fluxograma de atividades. | 59 |

| | |
|---|----|
| Figura 21 – Distribuição granulométrica dos agregados..... | 64 |
| Figura 22 – Divisão das faixas granulométricas por zonas propostas. | 65 |
| Figura 23 – Representação gráfica das faixas granulométricas utilizadas na pesquisa. | 67 |
| Figura 24 – Composição granulométrica FC. | 69 |
| Figura 25 – Composição granulométrica FCI. | 69 |
| Figura 26 – Composição granulométrica FB. | 70 |
| Figura 27 – Composição granulométrica FBI. | 70 |
| Figura 28 – Composição granulométrica FBII. | 71 |
| Figura 29 – Composição granulométrica FF. | 71 |
| Figura 30 – Equipamento para RICE TEST. | 72 |
| Figura 31 – Ensaio de compressão axial..... | 74 |
| Figura 32 – Ensaio de resistência a tração por compressão diametral..... | 75 |
| Figura 33 – Equipamento UTM-25. | 77 |
| Figura 34 – Resultados de resistência à compressão axial. | 80 |
| Figura 35 – Resultados de resistência à tração por compressão diametral. | 81 |
| Figura 36 – Resultados de ângulo de atrito interno das faixas ensaiadas. | 83 |
| Figura 37 – relação entre proporção de partículas graúdas em função do ângulo de atrito interno. | 84 |
| Figura 38 – Resultado do intercepto coesivo das faixas ensaiadas..... | 85 |
| Figura 39 – Resultados de Flow Number | 86 |
| Figura 40 – Resultados de módulo de resiliência instantâneo a 25 °C. | 87 |
| Figura 41 – Resultados de módulo de resiliência total a 25 °C..... | 88 |
| Figura 42 – Curva mestre das faixas analisadas para o CAP 50/70..... | 89 |
| Figura 43 – Curva mestre das faixas analisadas para o E – 55/75..... | 92 |
| Figura 44 – Resultados de resistência retida a tração, RRt..... | 94 |

LISTA DE QUADRO

| | |
|--|----|
| Quadro 1 – Evolução tecnológica da pavimentação..... | 25 |
| Quadro 2 – Fatores que afetam a deformação permanente de misturas asfálticas. | 37 |

LISTA DE TABELA

| | |
|--|----|
| Tabela 1 - Resultados de ângulo de atrito interno e coesão para Kaloush et al. (2010). | 45 |
| Tabela 2 – Resultados de Flow Number para Kaloush et al. (2010). | 46 |
| Tabela 3 - Resultados de ângulo de atrito interno e coesão para Wang et al. (2010). | 47 |
| Tabela 4 - Resultados de ângulo de atrito interno e coesão para Bindu e Beena (2013). | 48 |
| Tabela 5 - Resultados de ângulo de atrito interno e coesão para Pacheco (2014). | 49 |
| Tabela 6 - Resultados de ângulo de atrito interno e coesão para Mattos et al. (2016). | 50 |
| Tabela 7 – Diferenças entre os ensaios de Módulo Dinâmico e Módulo de Resiliência. | 57 |
| Tabela 8 – Características reológicas dos ligantes asfálticos utilizados na pesquisa. | 61 |
| Tabela 9 – Características dos agregados graúdos utilizados na pesquisa. | 62 |
| Tabela 10 – Características dos agregados miúdos utilizados na pesquisa. ... | 62 |
| Tabela 11 – Adesividade ao ligante. | 63 |
| Tabela 12 – Análise granulométrica dos agregados. | 63 |
| Tabela 13 – Porcentagem de agregado retido na peneira n° 3/8” (9,5 mm). ... | 68 |
| Tabela 14 – Composições granulométricas. | 68 |
| Tabela 15 – Características volumétricas CAP 50/70. | 72 |
| Tabela 16 – Características volumétricas E – 55/75. | 73 |
| Tabela 17 – Nível de tensão referente a cada temperatura. | 78 |
| Tabela 18 – Equações da tensão para CAP 50/70. | 82 |

| | |
|--|----|
| Tabela 19 – Equações da tensão para E - 55/75. | 82 |
| Tabela 20 – Flow Number mínimo requerido pela NCHRP 09-33. | 86 |
| Tabela 21 - Razão modular dos módulos dinâmicos para o CAP 50/70. | 91 |
| Tabela 22 - Razão modular dos módulos dinâmicos para o E – 55/75. | 93 |

LISTA DE ABREVIATURAS

AASHTO - American Association of State Highway Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ANP - Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis

ASTM – American Society for Testing and Materials

ATR – Afundamento de Trilha de Roda

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

CBR – California Bearing Ratio

CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente

CPs – Corpos de Prova

CNT – Confederação Nacional de Transporte

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes

EUA – Estados Unidos da América

ESAL – Equivalent Single Axle Load

FB – Faixa B intermediária

FBI – Faixa B inferior I

FBII – Faixa B inferior II

FF – Faixa granulométrica fora da faixa B preconizada pelo DNIT

FC – Faixa C intermediária

FCI – Faixa C inferior

FHWA – Federal Highway Administration

FN – Flow Number

Gmm – Densidade Máxima Medida

LEP – Laboratório de Engenharia de Pavimentos

LTPP – Long Term Pavement Performance

LVDT – Linear Variable Differential Transformer

MSCR – Multiple Stress Creep Recovery

MR – Módulo de Resiliência

N - Newton

NMAS - Nominal Maximum Particle Size

PG – Performance Grade

PIB – Produto Interno Bruto

RBV – Relação Betume Vazios

RTFO – Rolling Thin Film Oven

RT – Resistencia a Tração por Compressão Diametral

RTc – RT em CPs condicionados

RTnc – RT em CPs não condicionados

RRT – Resistencia a Tração Retida por Umidade Induzida

SBS – Estireno Butadieno Estireno

SHRP – Strategic Highway Research Program

SMA – Stone Matrix Asphalt

SUPERPAVE – Superior Performing Asphalt Pavement System

TDC – Top-Down Cracking

UFCG – Universidade Federal de Campina Grande

USACE - United States Army Corps of Engineers

VAM – Volume de Agregado Mineral

Vv – Volume de vazios

WES – Waterways Experiment Station

LISTA DE SIMBOLOS

Δ Deformação – Variação de Deformação

Θ – Ângulo de Atrito Interno

C – Intercepto Coesivo

KN – KiloNewton

Cm – Centímetro

σ_1 – Tensão de Carregamento Axial

σ_3 – Tensão de Confinamento

KPa – KiloPascal

MPa – MegaPascal

τ – Tensão de cisalhamento na ruptura

σ – Tensão normal na ruptura

σ_c – Tensão de compressão sem confinamento

σ_t – Tensão indireta sem confinamento

Cos – Cosseno

Sin – Seno

Tan – Tangente

cP – Centipoise

$J_{nr\ 0,1}$ – Compliância Não-Recuperável para 0,1 KPa

$J_{nr\ 3,2}$ – Compliância Não-Recuperável para 3,2 KPa

$J_{nr\ diff}$ – Compliância Não-Recuperável diferencial

$R_{0,1}$ – Recuperação elástica para 0,1 KPa

$R_{3,2}$ – Recuperação elástica para 3,2 KPa

R_{diff} – Recuperação elástica diferencial

P – Carga de Ruptura

D – Diâmetro do CP

H – Altura do CP

E^* – Módulo Complexo

j – Número Imaginário

$|E^*|$ – Módulo Dinâmico

φ – Ângulo de Fase entre tensão aplicada e deformação elástica correspondente

σ_0 – Máxima Tensão Dinâmica Induzida

ϵ_0 – Pico de Deformação Axial Recuperável

T_i – Intervalo de tempo entre deformação e tensão;

T_p – Intervalo de deformação

$|E^*|_{MIS}$ – Módulo dinâmico da mistura analisada

$|E^*|_{REF}$ – Módulo dinâmico da mistura de referência

R – Razão Modular

M_r – Módulo resiliente médio medido

$M_{r_{lab}}$ – Módulo resiliente médio obtido em laboratório

$M_{r_{calc}}$ – Módulo resiliente médio calculado pela equação de MOTTA (1998)

$M_{r_{inst}}$ – Módulo resiliente instantâneo médio medido

$M_{r_{total}}$ – Módulo resiliente total médio medido

$|E^*_{lab}|$ – Módulo dinâmico médio obtido em laboratório

$|E^*_{calc}|$ – Módulo dinâmico médio calculado pela equação de Francken e Verstraeten (1977)

$|E^*_{calc'}|$ = Módulo dinâmico médio calculado pela equação de Fonseca (1995)

SUMÁRIO

| | | |
|---------|--|----|
| 1 | INTRODUÇÃO..... | 20 |
| 2 | OBJETIVOS..... | 23 |
| 2.1 | Objetivo geral | 23 |
| 2.1.1 | Objetivos específicos..... | 23 |
| 3 | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA..... | 24 |
| 3.1 | Dosagens e suas limitações | 24 |
| 3.2 | Principais patologias do pavimento flexível | 30 |
| 3.3 | Deformação permanente ou afundamento de trilha de roda | 32 |
| 3.3.1 | Mecanismos de deformação permanente em camadas de revestimento asfáltico | 35 |
| 3.3.2 | Características das misturas asfálticas que causam a deformação permanente | 36 |
| 3.4 | Ruptura por cisalhamento em misturas asfálticas..... | 38 |
| 3.4.1.1 | Tensões de contato pneu-pavimento | 38 |
| 3.4.1.2 | Condições ambientais..... | 41 |
| 3.4.1.3 | Características da mistura asfáltica..... | 42 |
| 3.4.2 | Teoria de Mohr-Coulomb..... | 42 |
| 3.4.3 | Ângulo de atrito interno e intercepto coesiva de misturas asfálticas na literatura | 45 |
| 3.5 | Procedimentos experimentais para misturas asfálticas | 50 |
| 3.5.1 | Resistência à tração por compressão diametral | 50 |
| 3.5.2 | Flow Number | 51 |
| 3.5.3 | Módulo de resiliência..... | 53 |
| 3.5.4 | Módulo dinâmico | 55 |
| 3.5.5 | Resistência ao dano por umidade induzida | 58 |

| | | |
|-------|---|----|
| 4 | MÉTODO..... | 59 |
| 4.1 | Materiais..... | 60 |
| 4.1.1 | Caracterização dos ligantes | 60 |
| 4.1.2 | Caracterização dos agregados | 62 |
| 4.1.3 | Dosagem das misturas asfálticas | 64 |
| 4.2 | Procedimentos experimentais | 73 |
| 4.2.1 | Resistencia à compressão axial | 73 |
| 4.2.2 | Resistencia à tração por compressão diametral | 74 |
| 4.2.3 | Flow Number | 76 |
| 4.2.4 | Módulo de resiliência..... | 77 |
| 4.2.5 | Módulo dinâmico | 78 |
| 4.2.6 | Resistência ao dano por umidade induzida | 79 |
| 5 | RESULTADOS | 80 |
| 5.1 | Resistência à compressão axial | 80 |
| 5.2 | Resistência à tração por compressão diametral | 81 |
| 5.3 | Ângulo de atrito interno e intercepto coesivo | 82 |
| 5.4 | Flow Number | 85 |
| 5.5 | Módulo de resiliência..... | 87 |
| 5.6 | Módulo dinâmico | 88 |
| 5.7 | Resistência ao dano por umidade induzida | 93 |
| 6 | CONCLUSÕES..... | 96 |
| 6.1 | Conclusões | 96 |
| 6.2 | Sugestões para pesquisas futuras..... | 98 |
| 7 | REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 99 |

1 INTRODUÇÃO

Devido a extensão territorial do Brasil, é notável o impacto econômico que as vias rodoviárias causam no produto interno bruto (PIB). As malhas rodoviárias de péssima qualidade resultam em maiores gastos com transporte de cargas e pessoas, conseqüentemente enfraquecendo a economia, em nível local e nacional. Assim, o pavimento deve satisfazer as características funcionais, tais como aderência, boa sinalização, conforto, capacidade de drenagem, baixa propagação de ruídos, elevada vida útil, entre outros. Para atender aos princípios básico de uma obra de pavimento, que é garantir conforto, segurança e economia aos seus usuários, garantindo a integração entre diversas regiões.

Os pavimentos, assim como qualquer material, no decorrer de sua vida útil, apresentam processos de danificação e degradação inevitáveis, que implicam na alteração de suas propriedades mecânicas. Veiga (2013) cita que a degradação de um pavimento se inicia logo após a sua construção, devido à contribuição dos agentes atmosféricos, estes o afetam independente da circulação de veículos, demonstrando que o pavimento sofre degradação antes mesmo da aplicação de carga a estrutura. Com o decorrer de sua vida útil, essas degradações vão se alastrando e produzindo novas patologias, maiores e mais graves.

Uma das patologias mais encontrada na malha rodoviária brasileira é a deformação permanente ou afundamento de trilha de roda. A deformação permanente de trilha de roda são deformações transversais que se desenvolvem longitudinalmente no eixo de ação dos pneus (MAIA, 2012). Moura (2010) define a deformação permanente como o acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperáveis resultante da aplicação das cargas dos veículos.

Por se tratar de um processo cumulativo, a deformação permanente irá agir durante toda a vida útil do pavimento, sendo vital o seu controle. A presença de afundamento de trilha de roda contribui com o declínio do conforto e segurança dos pavimentos, resultando também em um maior desgaste do veículo. Outro problema frequente, associado a esse defeito, é o favorecimento

do acúmulo de água, que reduz a aderência do veículo, causando em alguns casos a aquaplanagem do veículo.

A deformação permanente na camada de revestimento asfáltico pode ser organizada em três mecanismos: Deformação permanente por densificação, por uso e por fluência. Podendo esses mecanismos agirem em conjunto ou isoladamente. Conforme Mattos (2014) os fatores que contribuem para a deformação permanente são: teor de ligante, desempenho do ligante, absorção do agregado, tamanho do agregado, forma do agregado, propriedades minerais do agregado, granulometria da mistura, coesão da mistura e volume de vazios da mistura. Ou seja, o desempenho de uma mistura asfáltica com relação a deformação permanente é fortemente influenciado pelo ângulo de atrito interno da mistura e de seu intercepto coesivo. De acordo com Muraya (2007) o intercepto coesivo é totalmente influenciado pelo ligante asfáltico, enquanto o ângulo de atrito interno é influenciado inteiramente pelos agregados. Portanto, de uma forma simplista, ligantes que atribuam uma maior coesão, e/ou misturas asfálticas com maior ângulo de atrito interno, proporcionarão uma maior resistência a deformação permanente.

Dado que as temperaturas de serviço da camada de revestimento estão em torno de 40 a 60 °C, a mistura asfáltica nesse intervalo de temperatura se comporta como um material sólido. Sendo assim, é razoável supor que os mecanismos de falha aplicáveis aos materiais sólidos sejam válidos para as misturas de asfálticas. Sendo o critério Mohr-Coulomb amplamente utilizado para descrever as características de cisalhamento de materiais sólidos, poderá ser utilizado para obtenção do ângulo de atrito interno da mistura, bem como o seu intercepto coesivo.

Os métodos de dimensionamento de misturas asfálticas utilizados atualmente baseiam-se em métodos empíricos, que tem o objetivo de verificar se as camadas asfálticas não irão romper por fadiga durante o período de vida útil do pavimento. Dessa forma, a resistência ao cisalhamento da mistura asfáltica não é utilizada como critério limitante no dimensionamento de pavimentos, possibilitando a produção de misturas asfálticas com baixa resistência à deformação permanente.

Defeitos provocados por rupturas por cisalhamento estão intimamente ligados a escolha da composição granulométrica da mistura asfáltica. No Brasil, as composições das misturas asfálticas são ajustadas em faixas granulométricas, que são impostas pelo DNIT por meio da norma 031/2006 – ES. No entanto, ao analisar as faixas granulométricas normatizadas pelo DNIT, observa-se uma sobreposição das faixas, tornando necessário um maior entendimento da interação das partículas quanto as faixas granulométricas, pois estas influenciarão no desempenho quanto a deformação permanente.

Portanto, o entendimento dos parâmetros de ruptura por cisalhamento da teoria de Mohr-Coulumb poderá apresentar uma resposta quanto a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. Para isso, a pesquisa faz uso de um ensaio básico na engenharia de pavimentos, resistência à tração por compressão diametral, e sugere a utilização do ensaio de compressão axial, já muito usado para análises em solos. Com base nos dados coletados por esses ensaios será possível obter os parâmetros de ruptura por cisalhamento, ângulo de atrito interno e intercepto coesivo. Estes sendo decisivos no desempenho de misturas asfálticas. Logo, com o auxílio de ensaios simples, é possível utilizar tais critérios para o dimensionamento de misturas asfálticas, garantido a correta resistência a deformação permanente.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Pretendeu avaliar a influência da variação da proporção de partículas graúdas nos ângulos de atrito interno e intercepto coesivo sobre a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas.

2.1.1 Objetivos específicos

- determinar os parâmetros de ruptura por cisalhamento de diferentes misturas asfálticas;
- determinação dos parâmetros relacionados a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas analisadas;
- avaliação da influência do ângulo de atrito interno e intercepto coesivo sobre deformação permanentes das misturas asfálticas estudadas;
- estabelecer critérios de dosagem em função dos parâmetros de ângulo de atrito interno e intercepto coesivo.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

3.1 Dosagens e suas limitações

Dados da Confederação Nacional de Transporte (CNT) em 2017 estimam que, no Brasil, 61,8% do transporte de cargas e 96,2% do transporte de pessoas ocorram por meio de rodovias, demonstrando a força e o impacto que a malha rodoviária tem na economia nacional. A demanda constante de construção ou melhoramento de rodovias permitem a redução dos custos de transporte, aumento dos fluxos comerciais e facilita o deslocamento de pessoas. Em contrapartida, um trecho em mal estado de conservação custa à sociedade valores muitas vezes superiores àqueles que teriam sido necessários para sua reforma (SILVA, 2015).

Durante a vida útil de um pavimento, a estrutura estará sujeita ao aumento do volume de tráfego, variações bruscas de temperatura e a elevação das cargas dos veículos. Estes fatos fazem com que uma obra de pavimentação esteja em constante dinâmica, desgastando as características originais pretendida em projeto mais rapidamente do que o previsto e tornando necessário a evolução das tecnologias empregadas para garantir a eficiência do pavimento. Visando sempre garantir ao pavimento maior durabilidade, constância de suas condições funcionais e a utilização racional/econômica dos recursos naturais locais. O Quadro 1 apresenta de forma sintetizada a evolução das técnicas envolvidas na pavimentação no mundo.

Quadro 1 – Evolução tecnológica da pavimentação.

| Período | Estado de desenvolvimento |
|---------------|---|
| Antes de 1920 | Inexistência de projeto. Construções eram baseadas em tentativa e erro e na experiência local. |
| 1920 – 1940 | Surgimento da Mecânica dos Solos. Primeiras Classificações de solos com base em sua adequação como fundação dos pavimentos (Hogentogler e Terzaghi). Construções utilizavam seções padrão. Primeira pista experimental em Illinois. |
| 1940 – 1950 | “AASHO Road Test”, que evidenciou a deterioração acelerada que ocorre durante o degelo da primavera, e demonstrou a influência da espessura do revestimento asfáltico no desempenho dos pavimentos flexíveis. Surge o sistema de classificação de solos aeroportuário (Casagrande, 1948). Surge o método de dosagem de compactação por impacto, denominado método Marshall em referência ao engenheiro Bruce Marshall que o desenvolveu. |
| 1950 – 1960 | “AASHO Road Test”. Síntese da experiência californiana (com base no desempenho de rodovias em serviço). Método USACE (CBR). |
| 1960 – 1970 | Consolidação da Mecânica dos Pavimentos, como ferramenta básica para o dimensionamento estrutural dos pavimentos. Intensos estudos de laboratório sobre as propriedades mecânicas (reológicas, de fadiga e de deformações permanentes) dos materiais de pavimentação. |
| 1970 -1993 | Modelos de previsão de desempenho mecanístico-empíricos. Estruturação dos Sistemas de Gerência de Pavimentos. A reflexão de trincas em recapamentos asfálticos se torna uma preocupação central na restauração dos pavimentos. Surgem os equipamentos automatizados para avaliação estrutural não destrutiva. Pesquisas fundamentais em trechos instrumentados e pistas circulares. Surge o “Heavy Vehicle Simulator” (África do Sul), para ensaios de fadiga acelerados em verdadeira grandeza. Estudos sobre os efeitos das cargas dinâmicas dos diversos tipos de eixos e suspensões. Pesquisa SHRP e surge o procedimento de dosagem por amassamento, denominado Superpave. |
| 1993 – 2010 | Consolidação e implementação dos resultados da pesquisa SHRP. Início da pesquisa LTPP do FHWA, para calibração de modelos de previsão de desempenho, com base no monitoramento de seções de pavimentos em rodovias em serviço nos EUA e Canadá. |
| 2010 – Atual | Consolidação da base de dados da pesquisa LTPP do FHWA e dos modelos de previsão de desempenho de pavimento calibrados. |

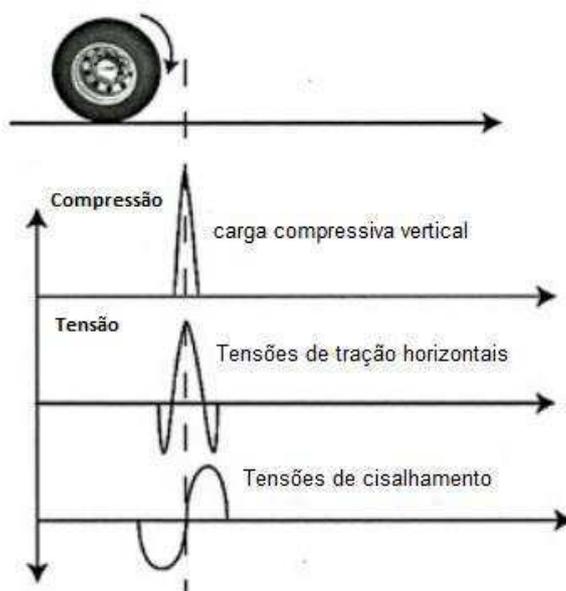
Fonte: Adaptada de Gonçalves, 1999, e ampliada a partir de 1999.

Do ponto de vista estrutural e funcional, pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, com o objetivo técnico e econômico de resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, propiciando aos usuários a melhor condição possível de rolamento, com conforto, economia e

segurança (Bernucci, et. al., 2007). Sendo assim, o método de dimensionamento utilizado para dimensionar um pavimento deve atender a todas as expectativas de desempenho, bem como, as condições de carregamento em campo.

Segundo Al-Mosawe (2016) o pavimento sofre três tipos de carregamento em campo: carga compressiva vertical na superfície do pavimento e transmitida por meio das camadas de asfalto, tensões de tração agindo horizontalmente no fundo da camada de asfalto e tensões de cisalhamento. A Figura 1 ilustra as tensões induzidas em um pavimento devido a uma carga móvel.

Figura 1 – Tensões induzidas em um pavimento devido a uma carga móvel.



FONTE: Mallick and El-Korchi (2013).

No Brasil, o método de dosagem Marshall (DNIT ME 043/95) ainda é o único normatizado, sendo derivado das recomendações e alterações propostas pelo Waterways Experiment Station (WES) de 1948. Segundo Cavalcante (2016), trata-se de um procedimento empírico, que melhor representava o desempenho em campo quanto ao afundamento em trilha de roda e ao trincamento de revestimentos asfálticos submetidos às solicitações de aeronaves daquela época.

Apesar de sua ampla utilização o método de dosagem Marshall apresenta como limitações: A escolha da faixa granulométrica a ser utilizada limitar-se a

experiência do projetista e a falta de representatividade do modelo de compactação existente no campo com a realizada em laboratório. Devido a estas limitações, foi desenvolvido o método Superior Performing Asphalt Pavements (Superpave) que se caracteriza pela compactação por amassamento e à preocupação com os principais fenômenos deflagradores dos defeitos em pavimentos asfálticos.

O método de dosagem Superpave trouxe inúmeros avanços quanto ao entendimento do desempenho do ligante durante a vida útil do pavimento, assim como novos critérios de seleção de agregados e seu desempenho. Outra importante característica do método Superpave é sua abordagem na escolha da composição granulométrica. O método Superpave trouxe consigo a abordagem e uso da curva de densidade máxima, da zona de restrição e de pontos de controle para tentar garantir o melhor desempenho das misturas asfálticas.

Mesmo sendo métodos de dimensionamento distintos, os métodos Superpave e Marshall tratam-se de métodos empíricos. E como tal, ambos têm por objetivo proteger o subleito contra ruptura por cisalhamento e deformações permanentes excessivas, bem como, verificar se as camadas asfálticas não irão romper por fadiga durante o período de vida útil do pavimento (PACHECO, 2014).

Núñez et al (2011) cita que, desde os anos 1970, muitos dos métodos de dimensionamento desenvolvidos, consideram o trincamento por fadiga como o mecanismo de degradação mais crítico, sendo assim base de seus critérios de dimensionamento. No entanto, recentemente, observa-se outras formas de degradação que não estão sendo avaliadas na fase de dimensionamento do pavimento. Essas degradações são defeitos prematuros originados na superfície de pavimentos com camadas asfálticas espessas. Núñez et al. (2011) cita como exemplos os casos de trincamentos iniciados na superfície, também denominado top-down cracking (TDC), e afundamentos nas trilhas de rodas (ATR), também conhecida como deformação permanente. Destacando-se a deformação permanente, por se tratar de um dos defeitos mais recorrentes no pavimento brasileiro (JUNIOR TABORDA, 2008).

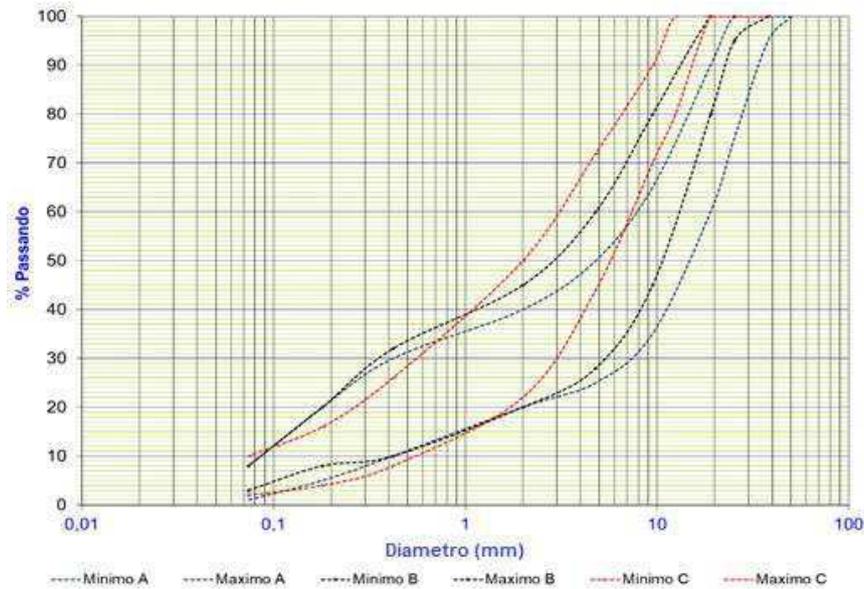
Os defeitos de deformação permanente, conceitualmente, são considerados como defeitos provocados por rupturas por cisalhamento. De uma forma geral, Mattos (2014) cita que os principais fatores que influenciam a ruptura por cisalhamento são:

- tensões de contato pneu-pavimento, influenciada pela carga atuante no eixo do veículo;
- condições ambientais, que influenciam no comportamento viscoelástico da mistura;
- propriedades das misturas asfálticas, Ângulo de atrito interno (ϕ) e intercepto coesivo (c), que podem ser determinadas pelos parâmetros de Morh-Coulomb.

Destas, apenas as condições climáticas não têm relação direta com as demais, e durante a fase de dimensionamento ficando sujeita a estimativas. Já as tensões de contato pneu pavimento pode ser um critério para as propriedades das misturas asfálticas. Conseqüentemente, defeitos provocados por rupturas por cisalhamento estão intimamente ligados a escolha da composição granulométrica da mistura asfáltica.

Os métodos de dimensionamento se utilizam de faixas granulométricas para a determinação da composição das misturas asfálticas. No Brasil, essas faixas granulométricas são impostas pelo DNIT por meio da norma 031/2006 – ES. A Figura 2 apresenta graficamente os limites impostos por cada faixa granulométrica do DNIT, sendo apresentadas as faixas A, B e C.

Figura 2 – Faixas granulométricas do DNIT.



Analisando as faixas granulométricas normatizadas pelo DNIT, observa-se uma sobreposição das faixas, expondo que as curvas granulométricas nem sempre ficam limitadas pelo tamanho máximo nominal do agregado utilizado. Onde, por exemplo, é possível observar situações que uma curva granulométrica caracterizada pelo método Superpave como sendo faixa C inferior, venha a ser correspondente a uma caracterizada como faixa B superior ou, até mesmo, em faixa B intermediária. Este fato torna a escolha da faixa granulométrica a ser utilizada uma árdua tarefa, que dependerá mais do acaso do que dá prática experimental.

Demonstrando a fragilidade, na fase de projeto, da escolha composição granulométrica. Fazendo com que, mesmo uma composição granulométrica dentro das faixas preconizadas pelo DNIT e respeitando os critérios estabelecidos para os agregados, seja ela Marshall ou Superpave, não garanta a eficácia da mistura. Tornando-se uma limitação que ambos os métodos compartilham, e impondo a necessidade de maior aprofundamento do entendimento da interação das partículas quanto as faixas granulométricas que serão utilizadas. Nota-se assim, que é necessário a análise de como cada fração de agregado interage no desempenho da mistura asfáltica.

Tais defeitos de dimensionamento podem ser solucionados por meio de análises das tensões cisalhantes, parâmetros simples e fundamentados pelos critérios de Mohr-Coulumb. Essa análise se torna importante para a abordagem desse estudo, pois pode demonstrar de forma simplificada a capacidade de interação das partículas de uma mistura asfáltica. Fato relevante ao ser analisada a resistência a deformação permanente de uma mistura asfáltica.

3.2 Principais patologias do pavimento flexível

Patologia das estruturas é um ramo da ciência que visa estudar as consequências das situações, nas quais as estruturas apresentaram queda no seu desempenho. Esse conceito é facilmente abordado nas mais diversas áreas da engenharia, inclusive na engenharia de pavimentos. Segundo Balbo (2007) os materiais de construção no decorrer de sua vida de serviço, apresentam processos de danificação e deterioração (degradação) inevitáveis que paulatinamente, implicam a alteração de suas propriedades mecânicas, ou seja, aquelas que governam seu comportamento sob ações de cargas de diversas naturezas.

O desenvolvimento das deformações no pavimento se apresentam em sucessão, sendo um processo interativo. A evolução de um determinado tipo de degradação dará origem a novos tipos de degradações, que conseqüentemente, interferem com as características da degradação anterior, tanto em extensão como em potencial evolutivo (MINHOTO,2005).

A norma DNIT 005/2003 – TER define as principais patologias do pavimento flexível em:

- fendas, descrita como qualquer descontinuidade na superfície do pavimento, que conduza a aberturas de menor ou maior porte, apresentando-se sob diversas formas;
- afundamento, é a deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento, acompanhada, ou não, de solevamento, podendo apresentar-se sob a forma de afundamento plástico ou de consolidação.

- ondulação ou corrugação, são deformações caracterizadas por ondulações no sentido transversal ao eixo da pista, apresentando depressões intercaladas com elevações.
- remendo, é a panela preenchida com uma ou mais camadas de pavimento na operação denominada de “tapa-buraco”.
- exsudação, é a migração do excesso de ligante presente no revestimento para as camadas subjacentes e/ou adjacentes a essa camada.
- desgaste, é efeito do arrancamento progressivo do agregado do pavimento, caracterizado por aspereza superficial do revestimento e provocado por esforços tangenciais causados pelo tráfego.
- escorregamento, segundo Junior e Magalhães (2013) o escorregamento caracteriza-se pelo deslocamento horizontal do revestimento causado por frenagem e aceleração dos veículos, produzindo ondulações em forma de meia lua.
- panela ou buraco, segundo Hughes et al. (2017), é a cavidade que se forma no revestimento causando o deslocamento das camadas, podendo alcançar as camadas inferiores do pavimento, provocando a desagregação dessas camadas.

De acordo com pesquisa da CNT (2017) a qualidade geral da superfície do pavimento ainda é inferior àquela necessária para garantir uma infraestrutura rodoviária em perfeito estado em todo o País. Resultados da pesquisa apontam que apenas 30,2% do pavimento total avaliado apresentaram ótima condição de trafegabilidade e perfeita regularidade superficial, enquanto que, 69,8% da Extensão Total avaliada apresentam algum tipo de problema. Desse montante, 48,3% apresentaram desgaste; 17,3% trinca em malha ou remendo; 3,3% afundamentos, ondulações ou buracos; e em 0,9% trechos que apresentaram grande quantidade de buracos ou ruína total da superfície de rolamento. Tendo em vista que, o desgaste é inevitável e os métodos atuais de dimensionamento já tentam prevenir o pavimento quanto a formação de trinca. O presente estudo tenta se utilizar de um método simples, compreensão do ângulo de atrito interno, para combater a deformação permanente ou afundamento de trilha de roda.

3.3 Deformação permanente ou afundamento de trilha de roda

Uma das patologias mais encontradas na malha rodoviária brasileira é o afundamento ou deformação permanente de trilha de roda, sendo essa um problema de desempenho do pavimento. Os defeitos de deformação permanente, conceitualmente, são considerados como defeitos provocados por rupturas por cisalhamento. Maia (2012) define a deformação permanente de trilha de roda como deformações transversais que se desenvolvem longitudinalmente no eixo de ação dos pneus. Afundamento de acordo com a norma DNIT 005/2003 – TER é a deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento, acompanhada, ou não, de levantamento. Quando os afundamentos apresentam comprimento menores que 6 m são chamados de afundamento local, caso apresente comprimento maiores que 6 m, são chamados de afundamento da Trilha de Roda. Na Figura 3 estão demonstrados alguns exemplos de deformação do tipo afundamento.

Figura 3 – Afundamento de trilha de roda.

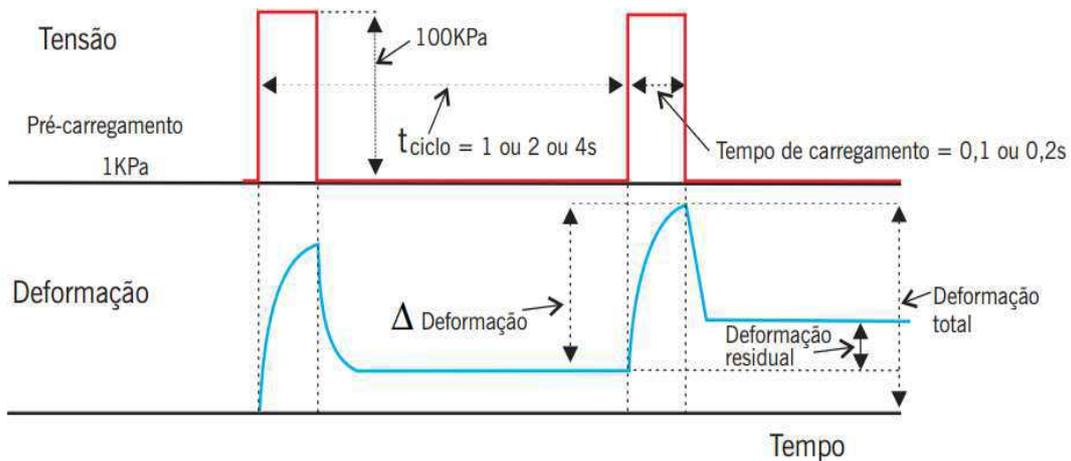


Fonte: DNIT 005/2003 – TER, p. 8.

As deformações permanentes em resposta ao carregamento devido ao tráfego são compostas por uma parcela elástica ou resiliente e outra plástica ou permanentes (RIBEIRO, 2013). A Figura 4 ilustra as variações de deformação durante o ciclo de carregamento, é possível observar a variação de deformação

(Δ Deformação) produzida pelo carregamento e a deformação permanente ou residual produzida pelo carregamento.

Figura 4 – Variações de deformação durante o ciclo de carregamento.



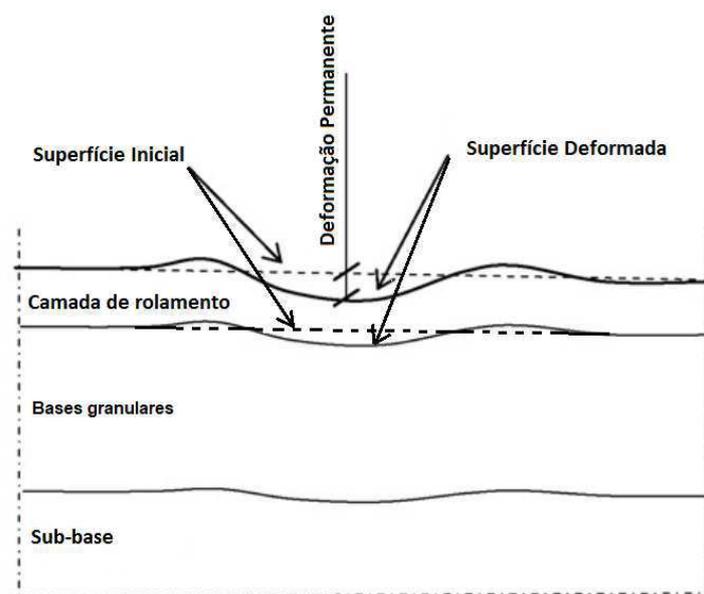
Fonte: Bernucci et al., 2007.

De acordo com Merighi e Suzuki (2000), a deformação permanente no revestimento asfáltico ocorre devido às suas características visco-elásticas, e sua origem está associada à variação de volume de vazios causada pela ação do tráfego, bem como ao comportamento plástico do material quando submetido a determinado estado de tensão. Merighi e Suzuki (2000) classifica a deformação permanente em plástica ou por consolidação, assim:

- deformação permanente plástica – possui como característica principal suas elevações laterais, sendo causados pela fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento.
- deformação permanente por consolidação – não apresenta os levantamentos laterais, sendo causado pela consolidação diferencial de uma ou mais camadas do pavimento.

Sendo assim, a deformação permanente pode ocorrer em uma ou mais das diversas camadas de pavimento. A Figura 5 ilustra de forma esquemática a deformação permanente em mais de uma camada.

Figura 5 – Corte esquemático de deformação permanente.

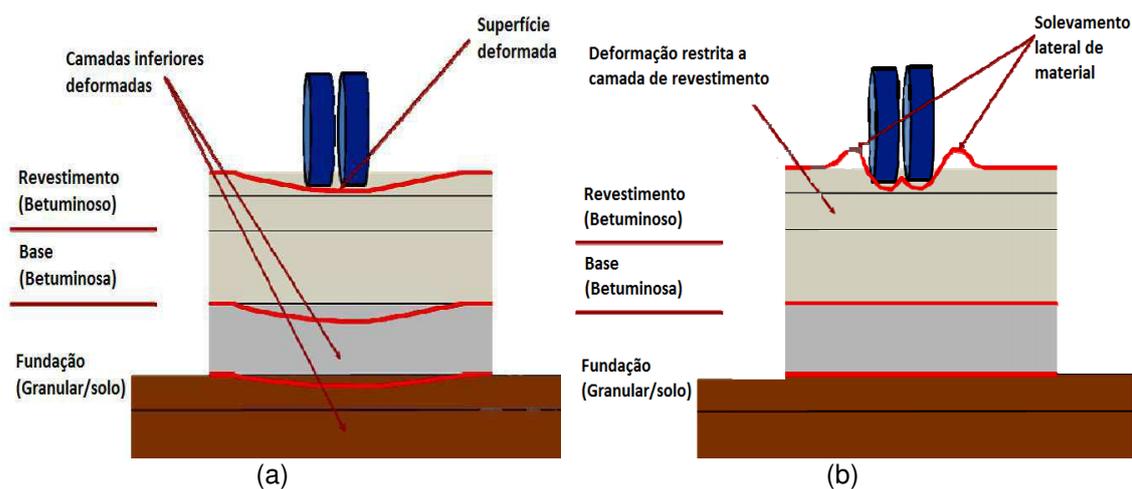


FONTE: adaptado de KETTIL et al., 2007.

Outra forma de classificar a deformação permanente é quanto a sua área amplitude, sendo subdividida em dois tipos:

- deformação estrutural envolve todas as camadas do pavimento (BARROS, 2017), ocorrendo a consolidação de uma ou mais camadas e conseqüentemente o rebaixamento das camadas subsequentes (Ver Figura 6, a).
- deformação não estrutural está associada com a deformação permanente na camada de revestimento (PARTL et al., 2013). Esse tipo de deformação geralmente é acompanhado pelo solevamento lateral do material (Ver Figura 6, b).

Figura 6 – Deformação estrutural (a) e Deformação não estrutural (b).



Nesta pesquisa terá foco na deformação não estrutural, tendo em vista que é a que ocorre exclusivamente no revestimento e refletindo assim sua qualidade.

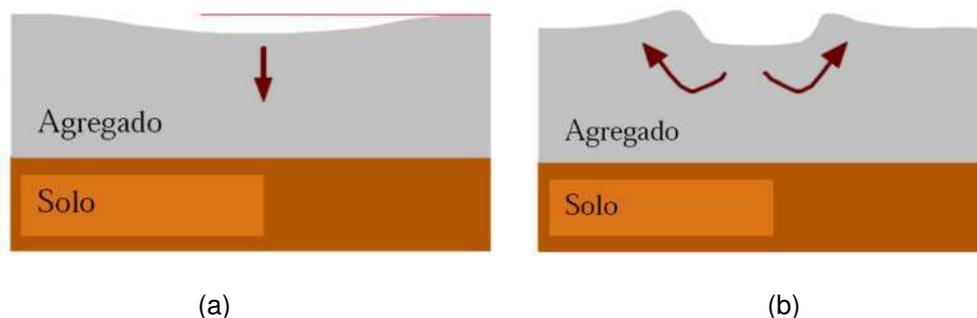
3.3.1 Mecanismos de deformação permanente em camadas de revestimento asfáltico

A deformação permanente de trilha de roda na camada de revestimento asfáltico pode ser organizada em três mecanismos. Podendo esses mecanismos agirem em conjunto ou isoladamente.

- I. deformação Permanente por Densificação – em casos onde a camada de revestimento foi subdimensionada em função do tráfego, ocorrendo o abatimento do nível da camada de revestimento asfáltico. A camada de revestimento apresenta redução de seu volume, com eventual degradação dos agregados minerais. A Figura 7 (a) mostra um esquema de deformação permanente por densificação.
- II. deformação permanente por uso – ocorrem quando os agregados minerais utilizados na camada de revestimento asfáltico são danificados por atrito ou abrasão. Apresenta aspecto semelhante ao apresentado na Figura 7 (a).

- III. deformação permanente por fluência – ocorrem quando há má combinação dos materiais constituintes da mistura asfáltica. Geralmente é associado a graduação dos agregados, forma dos agregados, tipo do ligante ou teor do ligante. A Figura 7 (b) mostra um esquema de deformação permanente por fluência.

Figura 7 – Mecanismos de Deformação Permanente.



Fonte: MIRANDA, 2013. Pag. 40.

3.3.2 Características das misturas asfálticas que causam a deformação permanente

As principais causas de degradação das camadas de revestimento asfáltico são: ações climáticas, intensidade do tráfego, qualidade dos materiais e qualidade de execução. O Quadro 2 demonstra, de forma reduzida, como cada componente de uma mistura asfáltica pode influenciar no desenvolvimento e comportamento das deformações permanentes de trilha de roda.

Quadro 2 – Fatores que afetam a deformação permanente de misturas asfálticas.

| | Fator | Mudança de fator | Efeito da mudança de fator na resistência a deformação |
|----------------------|-------------------------------|--------------------------------------|--|
| Agregado | Textura da superfície | Liso à rugoso | Aumenta |
| | Graduação | Descontinua à contínua | Aumenta |
| | Forma | Arredondado à anguloso | Aumenta |
| | Tamanho | Aumento no tamanho máximo | Aumenta |
| Ligante | Rigidez ¹ | Aumento | Aumenta |
| Mistura asfáltica | Teor de ligante | Aumento | Diminui |
| | Volume de vazios ² | Aumento | Diminui |
| | VAM | Aumento | Diminui ³ |
| | Método de compactação | - ⁴ | - ⁴ |
| Condições de serviço | Temperatura | Aumento | Diminui |
| | Estado de tensões | Aumento da área de contato dos pneus | Diminui |
| | Repetição de cargas | Aumento | Diminui |
| | Água | Seco à úmido | Diminui se a mistura é sensível a água |

Fonte: Sousa et al., 1991. Pag. 13.

¹ Refere-se à rigidez do ligante correspondente à temperatura para a qual a aptidão para a formação de cavados de rodagem é determinante. A utilização de betumes modificados aumenta o módulo de rigidez do ligante para as temperaturas críticas, diminuindo assim a suscetibilidade à deformação permanente.

² Quando o volume de vazios é inferior a cerca de 3 por cento, o potencial de deformação permanente das misturas aumenta.

³ VAM muito baixo (por exemplo, menos de 10 por cento) deve ser evitado.

⁴ O método de compactação, laboratorial ou de campo, pode influenciar a estrutura do sistema e, portanto, a propensão para deformação permanente.

A deformação permanente de trilha de roda produz os seguintes efeitos ao pavimento e aos veículos que nele circulem:

- afeta a dinâmica de cargas na estrutura do pavimento;
- dificulta a drenagem, acumulando água na camada de revestimento e favorecendo o risco de aquaplanagem de veículos;
- problemas de rolamento, dificultando a direção e acarretando na possibilidade de perda de controle do veículo;
- aumento de custo de manutenção, tanto da via como dos veículos.

3.4 Ruptura por cisalhamento em misturas asfálticas

A deformação permanente é um dos mais recorrentes tipos de degradação induzidos pelo carregamento de pavimentos asfálticos. Onde, seu mecanismo está associado às deformações cisalhantes na camada asfáltica.

Sendo assim, a tensão cisalhante é um dos fatores que mais afeta o desempenho de pavimentos asfálticos, impondo a necessidade de analisar e quantificar seus efeitos nos pavimentos asfálticos.

Segundo Mattos (2014), conforme exposto anteriormente, a ruptura por cisalhamento na superfície do pavimento é um fenômeno complexo originado por fatores como:

- tensões de contato pneu-pavimento;
- condições ambientais;
- características do concreto asfáltico.

3.4.1.1 Tensões de contato pneu-pavimento

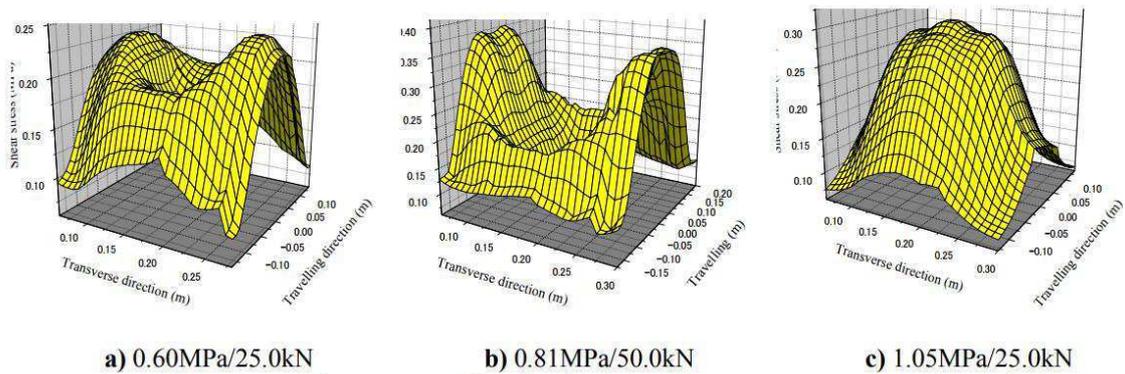
Segundo Núñez et al. (2011) os métodos tradicionais de dimensionamento de pavimentos flexíveis consideram:

- configuração simplificada de carregamento (carga estática uniformemente distribuída sobre uma área circular);

- o revestimento asfáltico tem comportamento elástico;
- existe aderência perfeita entre as camadas.

No entanto, estas configurações são inconsistentes com as condições reais de carregamento e com a natureza viscoelástica do revestimento asfáltico. Su et al. (2008) demonstra que a distribuição de cargas produzida pelo contato pneu-pavimento varia com a pressão dos pneus (Figura 8). A máxima tensão cisalhante varia entre as extremidades e o centro do pneu, dependendo da pressão ou da carga aplicada no pneu.

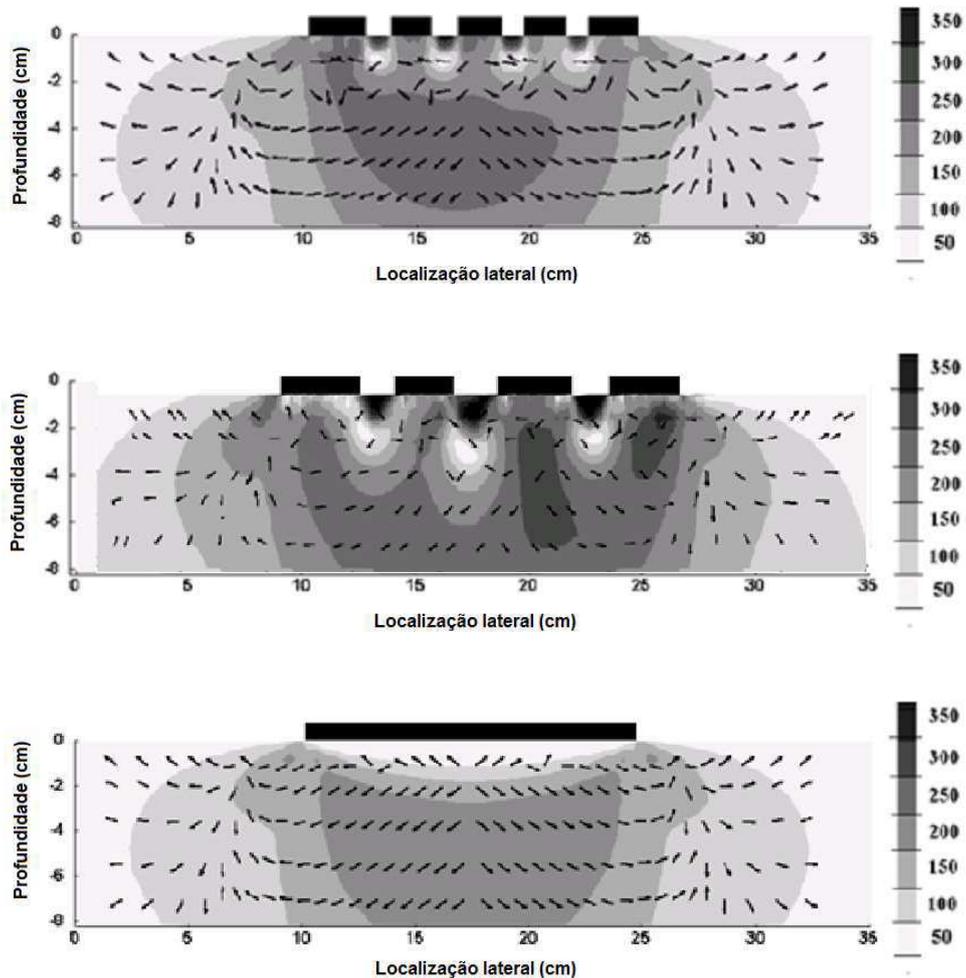
Figura 8 – Distribuição da tensão cisalhante em um plano transversal (Um pneu).



Fonte: SU et al., 2008.

Novak et al (2003) e Wang e Al-Qadi (2010) relatam que as cargas produzidas entre o contato pneu-pavimento dependem da área de contato de ambos (Figura 9).

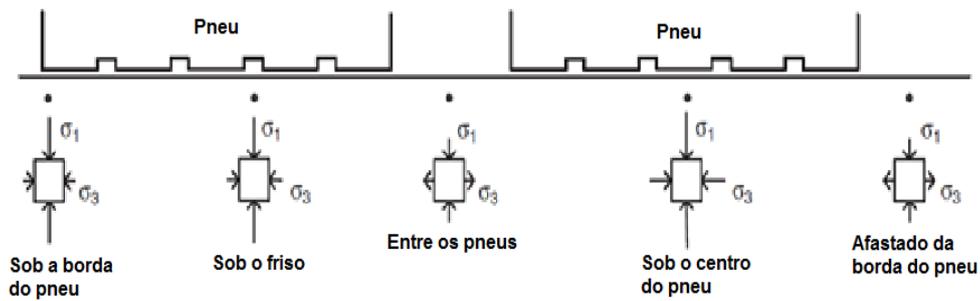
Figura 9 – Distribuição de tensões cisalhantes em relação a área de contato.



Fonte: Adaptado, Novak et al., 2003.

Nestas Figuras verifica-se que as máximas tensões cisalhantes podem estar localizadas na proximidade das bordas dos pneus ou sob os frisos. Outra condição que influencia nas tensões de contato entre pneu-pavimento é a quantidade de eixos envolvidos no carregamento. Wang e Al-Qadi (2010), cita que, a maior tensão de compressão deve estar localizada perto da superfície sob o centro do pneu, enquanto os esforços de tração devem estar dentro da área entre os pneus ou lateralmente a borda do pneu (Figura 10).

Figura 10 – Estados de tensões multiaxial do pavimento na superfície



Fonte: Wang e Al-Qadi, 2010.

Sendo assim, os estudos como Su et al. (2008), Novak et al. (2003) e Wang e Al-Qadi (2010) relatam que a distribuição de cargas produzida pelo contato pneu-pavimento não é constante, variando com a pressão do pneu, a carga aplicada, eixos de aplicação de carga e os frisos do pneu. Tornando os métodos atuais de dimensionamento passíveis de erros graves quando analisadas as tensões cisalhantes de um revestimento asfáltico.

3.4.1.2 Condições ambientais

O ligante asfáltico é um material visco-elástico, sensível a variação de temperatura, sendo assim, sensível a variação climática. A variação de temperatura influencia na consistência do ligante asfáltico utilizado nas misturas asfálticas, conseqüentemente, alterando a coesão das misturas asfálticas.

Tal afirmação é confirmada pela literatura, onde estudos como Novak et al. (2003), Wang e Al-Qadi (2010) e Wang et al. (2011), afirmam que sob temperaturas elevadas, as misturas asfálticas apresentam comportamento com baixa coesão, devido à redução da viscosidade do ligante asfáltico.

Em contrapartida, os mesmos estudos indicam que o ângulo de atrito interno não apresenta variações de forma significativa com a variação da temperatura do pavimento, visto que o ângulo de atrito interno está vinculado a interação entre as partículas da mistura asfáltica.

3.4.1.3 Características da mistura asfáltica

Quando a camada de rolamento é carregada, um plano cisalhante se desenvolve e as partículas cisalham umas sobre as outras (PACHECO, 2014). A resistência a ruptura por cisalhamento está vinculada à oposição a esse movimento, ou ângulo de atrito interno entre as partículas, bem como, a resistência ao movimento produzida pelo intercepto coesivo. Portanto, para aumentar a resistência a ruptura por cisalhamento é necessário aumentar o ângulo de atrito interno (aumentando a graduação, compactidade e interação das partículas) e o intercepto coesivo (aumentando a qualidade do ligante asfáltico).

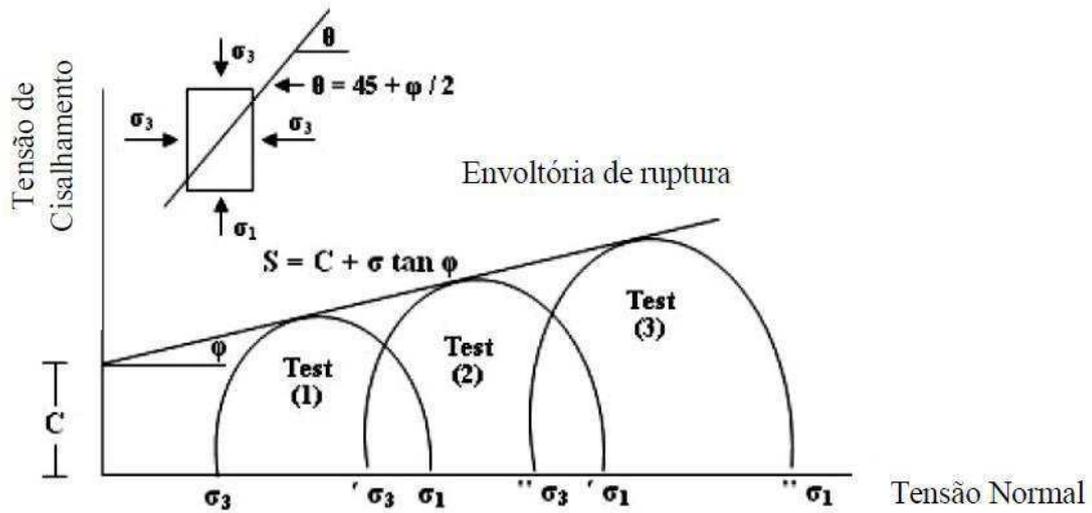
Não existe um consenso quanto ao valor de ângulo de atrito interno ou intercepto coesivo ideal em uma mistura asfáltica. Estudos indicam que valores típicos de ângulo de atrito interno e de intercepto coesivo são da ordem de 30° a 57° e de 150 KPa a 1,5 Mpa, respectivamente (Novak et al. 2003; Haryanto e Takahashi, 2007; Hajj et al., 2007 Wang e Al-Quadi, 2010; Wang et al., 2011; Núñez et al., 2011; Mattos, 2014; Pacheco, 2014).

3.4.2 Teoria de Mohr-Coulomb

Apesar de antiga, ainda hoje, a forma mais empregada para se obter a resistência ao cisalhamento é por meio da teoria de Mohr-Coulomb. Essa teoria já é amplamente utilizada na mecânica dos solos, podendo ser estendida as misturas asfálticas por analogia. Onde, as misturas asfálticas são constituídas de agregados, ligante asfáltico e ar, e são análogas aos solos, compostos, por sua vez, de partículas sólidas, água e ar.

De acordo com Wang e Al-Qadi (2010) a mistura asfáltica em temperaturas intermediárias e elevadas, apresentasse como sendo um material com propriedades friccionais e coesivas, podendo ser aplicado o critério de Mohr-Coulomb. Sendo assim, essa teoria fornece um modo fácil e rápido de expressar o estado multiaxial de tensões, como o mostrado na Figura 11.

Figura 11 – Envoltória de ruptura Mohr-Coulomb.



FONTE: Mattos, 2014.

Obtendo tensões de ruptura a cada tensão confinante aplicada é possível montar os círculos de Mohr. Onde, a abscissa do centro do círculo de Mohr é $(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$ e o raio do círculo $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$, sendo σ_1 e σ_3 as tensões principais maior e menor, respectivamente. A reta que tangencia os círculos de Mohr é denominado de envoltória de Mohr-Coulomb, e é representada pela Equação 1.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Equação 1

Onde:

τ é o tensão de cisalhamento na ruptura;

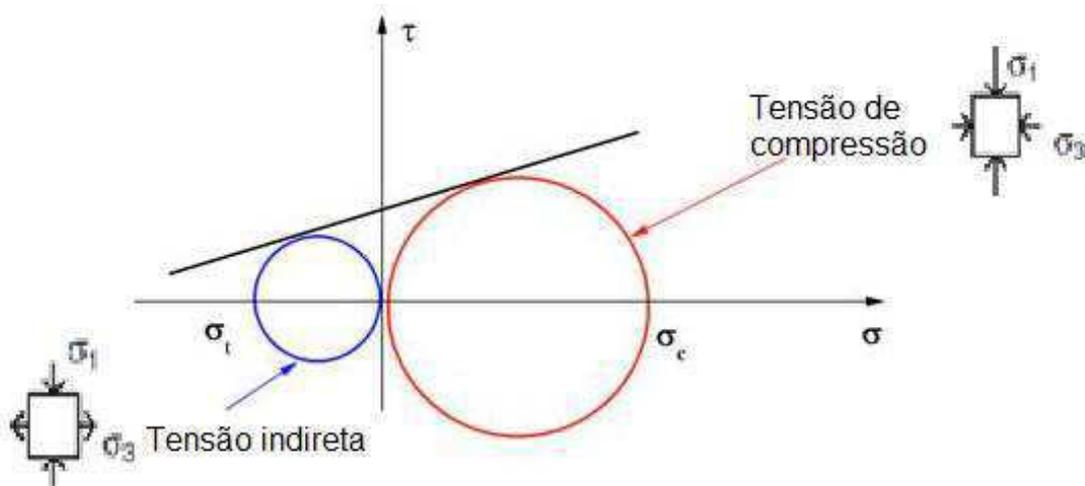
σ é a tensão normal na ruptura;

c é o intercepto coesivo;

φ é o ângulo de atrito interno.

Sendo essa, a forma mais habitual de obter os parâmetros de ângulo de atrito interno e intercepto coesivo. Outra forma de se obter a envoltório de Mohr-Coulomb é mediante a obtenção da tensão de compressão não confinada e resistência a tração por compressão diametral, conforme demonstrado na Figura 12.

Figura 12 – Círculos de Mohr para tensão de compressão não confinada e tensão indireta.



FONTE: Wang et al., 2011.

Sendo assim possível se obter o ângulo de atrito interno e o intercepto coesivo por intermédio das Equações 2 e 3.

$$c = \frac{\sigma_c + \sigma_t}{4} \cos \varphi \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

σ_c é a tensão de compressão sem confinamento;

σ_t é a tensão indireta sem confinamento.

$$\varphi = \sin^{-1} \left(\frac{\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c + \sigma_t} \right) \quad \text{Equação 3}$$

3.4.3 Ângulo de atrito interno e intercepto coesiva de misturas asfálticas na literatura

Kaloush et al. (2010) realizou um programa experimental de laboratório avançado para obter as propriedades típicas de misturas asfálticas utilizadas em Stockholm, capital da Suécia. A pesquisa se baseou na análise de misturas do tipo Swedish ABS 16, que é uma mistura em que o tamanho máximo do agregado é de 16 mm e que utilizam um ligante do tipo 70/100, com cerca de 4 a 6% ligante por peso total de amostra (ANDERSSON, 2011 e HESAMI, 2014).

Kaloush et al. (2010) utilizou uma mistura graduada (designada: ABS 16 70/100), utilizada como referência, uma mistura modificada com polímero e uma mistura modificada com borracha, que continha aproximadamente 20 por cento de borracha de pneu em pó. O programa de ensaios laboratoriais utilizado continha testes como cisalhamento triaxial, Flow number, fadiga, módulo dinâmico, entre outros. Os resultados foram classificados e comparados entre si para avaliar o desempenho dessas misturas.

Com relação aos parâmetros de ruptura por cisalhamento, um dos objetivos básicos dessa dissertação, foram realizados ensaios triaxiais à 37,8 °C. Onde, além do teste não confinado, foram utilizadas duas pressões de confinamento adicionais: 138 e 276 kPa. As amostras foram carregadas axialmente até a ruptura a uma taxa de deformação de 1,27 mm / mm / min. Os resultados encontrados foram apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Resultados de ângulo de atrito interno e coesão para Kaloush et al. (2010).

| Amostra | Coesão, c (MPa) | Ângulo de atrito interno, ϕ (°) | Equação da tensão |
|-----------------------|-----------------|--------------------------------------|--|
| Mistura de referência | 0,16 | 37,2 | $0,16 + \sigma \cdot \text{TAN } 37,2$ |
| Mistura com polímero | 0,25 | 38,7 | $0,25 + \sigma \cdot \text{TAN } 38,7$ |
| Mistura com borracha | 0,21 | 35,7 | $0,21 + \sigma \cdot \text{TAN } 35,7$ |

Outro parâmetro avaliado, de importância para essa dissertação, foi o Flow Number. O ensaio foi realizado, sem e com confinamento (138 KPa), em

amostras com 2 a 4% de volume de vazios, a uma temperatura de 37,8 °C e com um carregamento de 503 (KPa). Tais parâmetros foram estabelecidos por normas locais, divergindo das condições habituais estabelecidos na norma AASHTO TP 79/16. Os resultados encontrados são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Resultados de Flow Number para Kaloush et al. (2010).

| Amostra | FN sem confinamento, (ciclos) | FN com confinamento, (ciclos) |
|-----------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| Mistura de referência | 1063 | >100000 |
| Mistura com polímero | 11436 | >100000 |
| Mistura com borracha | 9649 | >100000 |

Embora a metodologia utilizada não esteja em consonância com as normas internacionais tradicionais, é possível observar que, o aumento nos parâmetros de ruptura por cisalhamento resultou em um aumento significativo na resistência à deformação permanente. Demonstrando a importância da avaliação dos parâmetros de ruptura por cisalhamento no desempenho das misturas asfálticas quando avaliado o seu desempenho a deformação permanente.

Núñez et al. (2011) com o objetivo de melhor analisar o comportamento de misturas asfálticas aplicadas na pavimentação da rodovia Osório, importante rodovia no Sul do País, realizou um estudo sobre a resistência ao cisalhamento, seguido de uma análise sobre o risco de ruptura por cisalhamento na superfície dos pavimentos. As amostras consistiam de uma mistura que utilizava CAP 50/70. Os autores obtiveram os seguintes parâmetros de resistência ao cisalhamento:

- coesão (c) = 480 kPa
- ângulo de Atrito (ϕ) = 45,65°

Os autores ressaltam que o critério de ruptura por cisalhamento de Mohr-Coulomb pode ser utilizado com misturas asfálticas. Onde, embora os valores relatados na bibliografia, seja em sua maioria dados utilizando misturas

asfálticas com ligantes modificados com polímero, os resultados encontrados foram semelhantes. Quanto as análises de risco de ruptura por cisalhamento, nenhum dos estados multiaxiais de tensões atuantes na superfície do pavimento analisado alcançou a envoltória de ruptura por cisalhamento.

Wang et al. (2011) desenvolveram um trabalho com o objetivo de apresentar um método simples para avaliar a resistência a ruptura por cisalhamento das misturas. Os autores usaram ensaios não confinado de tensão indireta e de compressão para obter os parâmetros de ruptura por cisalhamento em cinco faixas granulométricas distintas. As cinco faixas utilizadas foram:

- AC-16 – Gradação NMAS (Nominal Maximum Particle Size) de 16 mm NM tradicional definida na especificação de projeto da mistura de asfalto chinês.
- BL-16 – Gradação NMAS Bailey de 16 mm projetada usando o método de Bailey.
- SP-31.5 – Gradação NMAS Superpave™ de 31,5 mm.
- BL-31.5 – Gradação NMAS Bailey de 31,5 mm projetada usando o método de Bailey.
- VL-31.5 – Gradação NMAS de 31,5 mm projetada pelo método volumétrico.

As faixas ensaiadas foram moldadas utilizando um ligante com penetração de 60/80. Os ensaios foram realizados com temperatura de 60 °C e apresentaram os resultados na Tabela 3.

Tabela 3 - Resultados de ângulo de atrito interno e coesão para Wang et al. (2010).

| Amostra | Coesão, c (MPa) | Ângulo de atrito interno, ϕ (°) | Equação da tensão |
|-----------|-----------------|--------------------------------------|--|
| AC – 16 | 0,0918 | 45,243 | $0,0918 + \sigma \cdot \text{TAN } 45,243$ |
| BL – 16 | 0,0705 | 47,184 | $0,0705 + \sigma \cdot \text{TAN } 47,184$ |
| SP – 31,5 | 0,0807 | 44,790 | $0,0807 + \sigma \cdot \text{TAN } 44,790$ |
| BL – 31,5 | 0,0635 | 47,673 | $0,0635 + \sigma \cdot \text{TAN } 47,673$ |
| VL – 31,5 | 0,0737 | 48,097 | $0,0737 + \sigma \cdot \text{TAN } 48,097$ |

Dentre as conclusões deste trabalho, os autores ressaltam que o ângulo de atrito interno é suscetível ao método de graduação. Onde as misturas graduadas com intervalos bem fechados (melhor intertravamento) tem maiores valores de ângulo de atrito interno se comparado à misturas com graduação densa.

Bindu e Beena (2013) analisaram o efeito da adição de resíduo plástico na resistência de uma mistura SMA (Stone Matrix Asphalt), comparando essa com uma mistura SMA de referência e uma mistura SMA com adição de polipropileno. As amostras foram analisadas usando o ensaio de resistência ao cisalhamento triaxial, com confinamentos de 0, 50, 75 e 100 kPa, com carregamento de 50,8 mm/minuto e a uma temperatura de 60 ° C. Os resultados encontrados para os parâmetros de ruptura por cisalhamento estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 - Resultados de ângulo de atrito interno e coesão para Bindu e Beena (2013).

| Amostra | Coesão, c (MPa) | Ângulo de atrito interno, ϕ (°) | Equação da tensão |
|------------------------------------|-----------------|--------------------------------------|--|
| SMA referência | 0,1091 | 35 | $0,1091 + \sigma \cdot \text{TAN } 35$ |
| SMA com adição de resíduo plástico | 0,1456 | 35,6 | $0,1456 + \sigma \cdot \text{TAN } 35,6$ |
| SMA com adição de polipropileno | 0,1395 | 35,6 | $0,1395 + \sigma \cdot \text{TAN } 35,6$ |

A análise usando a teoria de Mohr-Coulomb mostraram que as misturas com aditivo apresentaram maior coesão e resistência ao cisalhamento em comparação com a mistura de controle, entretanto todas as misturas tinham um ângulo atrito interno semelhante. Os autores justificam a constância do ângulo de atrito interno das misturas analisadas, por entenderem que, tal parâmetro depende das propriedades dos agregados, como a classificação e a angularidade das partículas. Uma vez que todas as misturas têm as mesmas graduações agregadas, não deveria ocorrer diferenças significativas.

Pacheco (2014) analisou o efeito da mudança da curva granulométrica na resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas, avaliando as tensões obtidas

com resultados de modelagem com elementos finitos. A autora realizou ensaios em duas faixas granulométricas enquadradas dentro da faixa C do DNIT, ao qual ela denominou de mistura graúda e mistura miúda, ambas utilizando o CAP 50/70.

Para obtenção dos parâmetros de ruptura por cisalhamento foi realizado ensaio de resistência ao cisalhamento triaxial com taxa de carregamento de 50 N/segundo, com temperaturas de 35 e 45 °C, executando os ensaios sem pressão de confinamento e nas pressões confinantes de 0,150 e 0,300 KPa. Os resultados encontrados estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Resultados de ângulo de atrito interno e coesão para Pacheco (2014).

| Amostra | Temperatura (°C) | Coesão, c (MPa) | Ângulo de atrito interno, ϕ (°) | Equação da tensão |
|----------------|------------------|-----------------|--------------------------------------|--|
| Mistura Graúda | 35 | 0,0784 | 40,7 | $0,0784 + \sigma \cdot \text{TAN } 40,7$ |
| | 45 | 0,0307 | 44,9 | $0,0307 + \sigma \cdot \text{TAN } 44,9$ |
| Mistura Miúda | 35 | 0,0838 | 36,9 | $0,0838 + \sigma \cdot \text{TAN } 36,9$ |
| | 45 | 0,0401 | 42,4 | $0,0401 + \sigma \cdot \text{TAN } 42,4$ |

Pacheco (2014) identificou que o ângulo de atrito interno da mistura graúda é maior que o obtido para a mistura miúda. Fato já esperado, tendo em vista que, o aumento de partículas graúdas na faixa granulométrica favorece um melhor intertravamento das misturas, conseqüentemente, uma melhoria no ângulo de atrito interno. A autora destacou que a variação de ângulo de atrito interno com a variação da temperatura é algo não esperado de acordo com a literatura. Levantando a hipótese que ocorreu movimentação das partículas pelo aumento da temperatura, aumentando o contato grão a grão.

Mattos et al. (2016) analisou o comportamento de misturas asfálticas quanto a resistência ao cisalhamento e ao risco de falha na superfície do pavimento. As amostras se limitaram a uma faixa granulométrica ensaiada, com a utilização de um ligante modificado com polímero E – 60/85. As amostras foram analisadas usando o ensaio de resistência ao cisalhamento triaxial, com

confinamentos de 50, 100 e 200 kPa, nas temperaturas de 25 e 40 ° C. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 - Resultados de ângulo de atrito interno e coesão para Mattos et al. (2016).

| Amostra | Temperatura (°C) | Coesão, c (MPa) | Ângulo de atrito interno, ϕ (°) | Equação da tensão |
|---------------|------------------|-----------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Mistura única | 25 | 1,006 | 40 | $1,006 + \sigma \cdot \text{TAN } 40$ |
| | 40 | 0,722 | 40 | $0,722 + \sigma \cdot \text{TAN } 40$ |

Os autores apontaram a importância da utilização da teoria de Mohr-Coulomb na análise de riscos de ruptura por cisalhamento de camadas de pavimento, pois, foi possível observar um aumento significativo na coesão das misturas avaliadas se comparado com asfaltos considerados convencionais. Vale observar que o aumento de temperatura não influenciou no ângulo de atrito interno da mistura asfáltica.

A literatura apresenta diversas referências da utilização da teoria de Mohr-Coulomb para análise de ruptura por cisalhamento de misturas asfálticas. As obtenções dos parâmetros de ângulo de atrito interno e coesão são das mais diversas possíveis, sendo desde variações de carregamento a métodos de ensaio. No entanto, todas validam a utilização da teoria de Mohr-Coulomb quando se analisa a interação das partículas de uma mistura asfáltica.

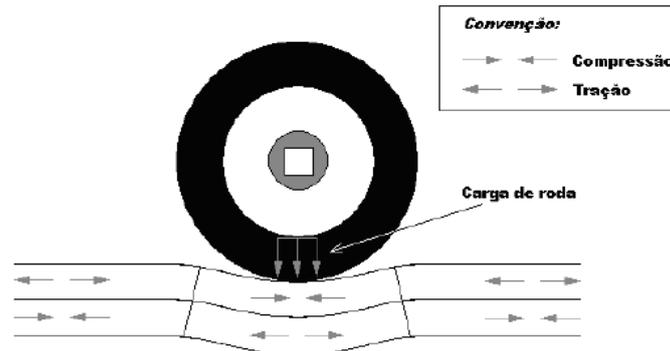
3.5 Procedimentos experimentais para misturas asfálticas

3.5.1 Resistência à tração por compressão diametral

Taborda Junior (2008) cita que uma das razões para o uso do ensaio de tração indireta é a reprodução de um estado biaxial de tensão, horizontais de tração e verticais de tração, similar ao que ocorre na camada de revestimento. Assim, o ensaio de RT simula a resistência da zona crítica onde ocorrem as fissurações provocadas pelo carregamento, sendo está localizada na face

inferior da camada de revestimento. A Figura 13 ilustra as tensões em uma camada típica de revestimento asfáltico.

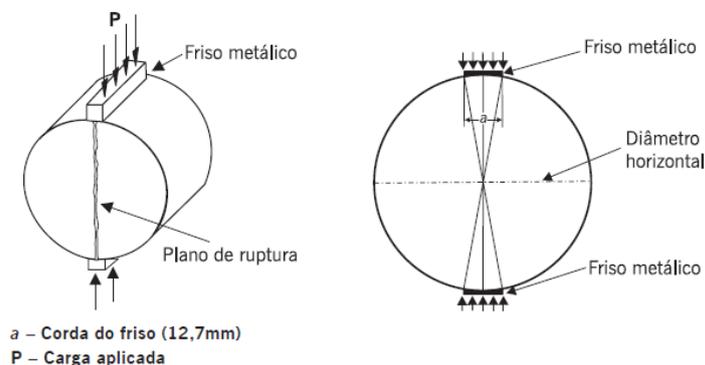
Figura 13 – Estado de tensões em uma camada típica de concreto asfáltico submetida.



Fonte: Taborda Junior (2008)

O ensaio consistiu na aplicação de duas forças diametralmente oposta em um CP, gerando tensões de trações uniformes. A aplicação das forças ocorre por meio de frisos metálicos com comprimento igual ao do corpo de prova, como demonstrado na Figura 14.

Figura 14 – Esquema do ensaio de resistência a tração por compressão diametral.



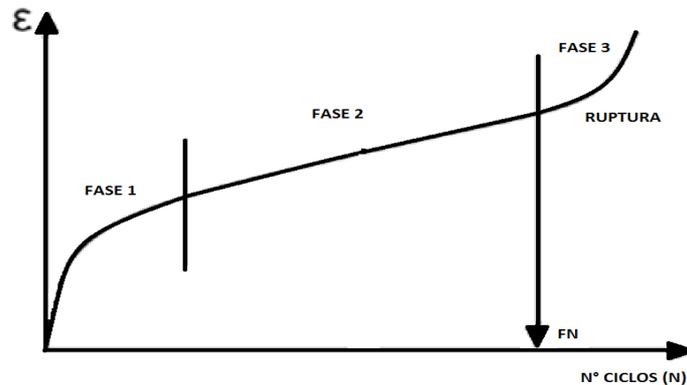
Fonte: Benucci et. all. (2007)

3.5.2 Flow Number

O Flow Number permite simular de forma mais eficiente as ações a que uma mistura betuminosa devido ao tráfego. Com os resultados do ensaio de Flow

Number é possível gerar uma curva e subdividi-la em três fases de deformação: Fase 1 (côncava para baixo), fase 2 (aproximadamente reta) e fase 3 (côncava para cima), como mostra a Figura 15.

Figura 15 – Fases do ensaio de Flow Number.



Na fase 1, ocorre a densificação da mistura com alteração da microestrutura e reorientação das partículas do agregado, o que conduz a uma mistura mais resistente. Durante a fase 1 os CP apresentarão comportamento predominantemente elástico. A fase 2 é onde a deformação é praticamente constante e a inclinação da curva nesta fase pode ser utilizada para avaliar a susceptibilidade à deformação permanente das misturas betuminosas. E na fase 3, corresponde a fase de ruptura do CP e, conseqüentemente, o CP apresentará comportamento predominantemente plástico. O número de ciclos onde ocorre a transição entre as zonas secundárias e terciárias é definido como Flow Number (FN). A Figura 16 mostra a Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT) equipamento para realizar o ensaio de Flow Number.

Figura 16 – Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT).

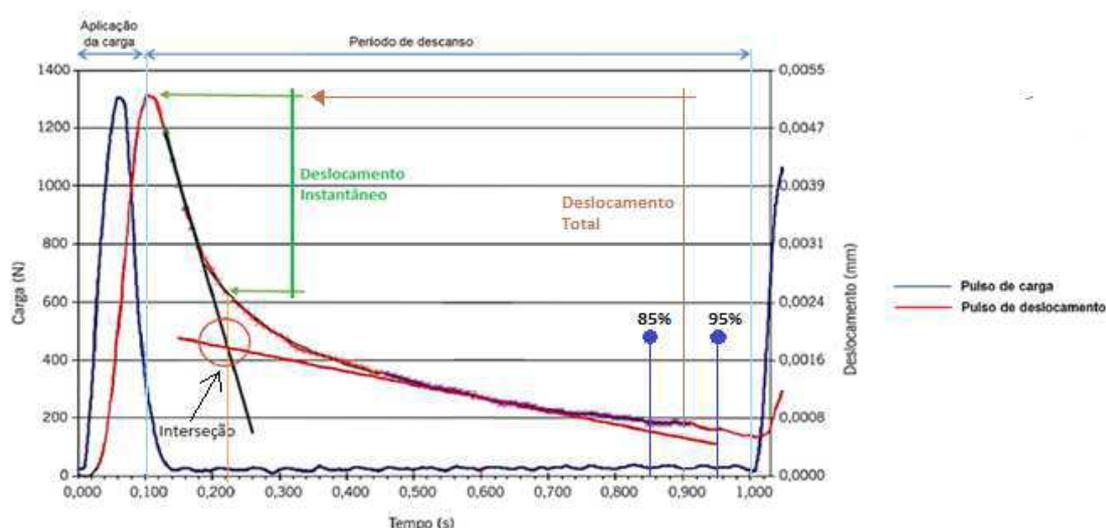


3.5.3 Módulo de resiliência

Segundo Costa (2017), a deformação elástica ou recuperável das camadas de pavimentos submetidos a carregamentos repetidos é chamada de deformação resiliente ou módulo de resiliência (MR). Sendo os módulos de resiliência fundamentais para se efetuar a análise de deformabilidade de uma estrutura de pavimento.

O deslocamento resiliente instantâneo é calculado usando a deformação horizontal recuperável que ocorre durante a fase de descarregamento, sendo igual ao valor resultante do ponto na curva hiperbólica correspondente ao tempo coordenado da interseção subtraído do pico de deslocamento. Enquanto que o deslocamento resiliente total é o valor obtido por meio da média dos valores de deslocamento no período entre 85% e 95% do período de descanso, pelo pico de deslocamento. Na Figura 17 é possível ver graficamente a diferença entre as normas que regem o ensaio.

Figura 17 – Deslocamentos resilientes instantâneo e total



Fonte: Adaptado de Bernucci et al. (2008)

Cavalcante (2016) cita a complexidade da análise do módulo de resiliência tendo em vista que, valores maiores ou menores não podem ser analisados isoladamente, pois dependem da estrutura do pavimento, da posição que o material estará inserido, da composição granulométrica do material, entre outros fatores. Sendo assim, a avaliação do desempenho das faixas granulométricas ensaiadas dependem da estrutura do pavimento, bem como, a sua localização. Costa (2017) cita que os fatores que influenciam no resultado de módulo de resiliência de uma mistura asfáltica são:

- O tipo de mistura;
- A faixa granulométrica (quanto mais grossa for a faixa adotada maior será o módulo de resiliência);
- O tipo de ligante (quanto menor a penetração do asfalto ou maior a sua viscosidade maior será o módulo de resiliência);
- A temperatura de ensaio (quanto maior for a temperatura menor será o módulo de resiliência e quanto menor for a temperatura maior será o módulo de resiliência);
- A temperatura de compactação (quanto menor for a temperatura de compactação menor será o módulo de resiliência);

- Energia de compactação (quanto maior for a energia de compactação maior será o módulo de resiliência);
- As propriedades volumétricas, entre outras variáveis.

3.5.4 Módulo dinâmico

O ensaio de módulo complexo foi desenvolvido pela Universidade de Ohio (EUA) no início dos anos 60, e adotado pela ASTM como um método padrão para determinação do módulo dinâmico de misturas asfálticas em 1979, por meio da norma ASTM D 3497-79. Essa norma foi revisada em 2003, porém, retirada de vigência em 2009, pelo Comitê D04.26, sendo retirado sem substituição porque é um método de teste antigo que não satisfaz os critérios atuais de uso. Sendo então normatizada pela AASHTO, onde a determinação experimental do módulo dinâmico $|E^*|$ segue o método da AASHTO TP 79/16.

É importante diferenciar módulo complexo de módulo dinâmico, muito embora o módulo dinâmico seja o valor absoluto do módulo complexo. Sendo assim, o módulo complexo E^* é um número imaginário que relaciona a tensão axial à deformação axial em um corpo-de-prova cilíndrico sujeito a um carregamento dinâmico com pulsos senoidais (FRANCO, 2007). Podendo ser calculado por meio da Equações 4 e 5.

$$E^* = E' + j . E'' \quad \text{Equação 4}$$

ou

$$E^* = |E^*|. e^{j \cdot \varphi} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

E^* é o módulo complexo;

$$E' = (\sigma_0 / \epsilon_0) . \cos \varphi ;$$

$$E'' = (\sigma_0 / \epsilon_0) \cdot \sin \varphi ;$$

j é o número imaginário;

$|E^*|$ é o módulo dinâmico;

φ é o ângulo de fase entre a tensão aplicada e a deformação elástica correspondente.

O módulo dinâmico $|E^*|$, é definido como um número complexo que relaciona tensão e deformação para materiais viscoelásticos sujeitos a carregamento senoidal aplicado num certo domínio de frequência (MARQUES, 2004). Sendo assim, o módulo dinâmico pode ser obtido por meio da relação entre a máxima tensão dinâmica induzida (σ_0) e o pico de deformação axial recuperável (ϵ_0), conforme consta na Equação 6. Outro resultado obtido com o ensaio de módulo dinâmico é o ângulo de fase da mistura asfáltica, obtida pela Equação 7. A Figura 18 apresenta um esquema dos dados gerados durante um teste de módulo dinâmico.

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0} \quad \text{Equação 6}$$

$$\varphi = \frac{T_i}{T_p} \cdot (360) \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

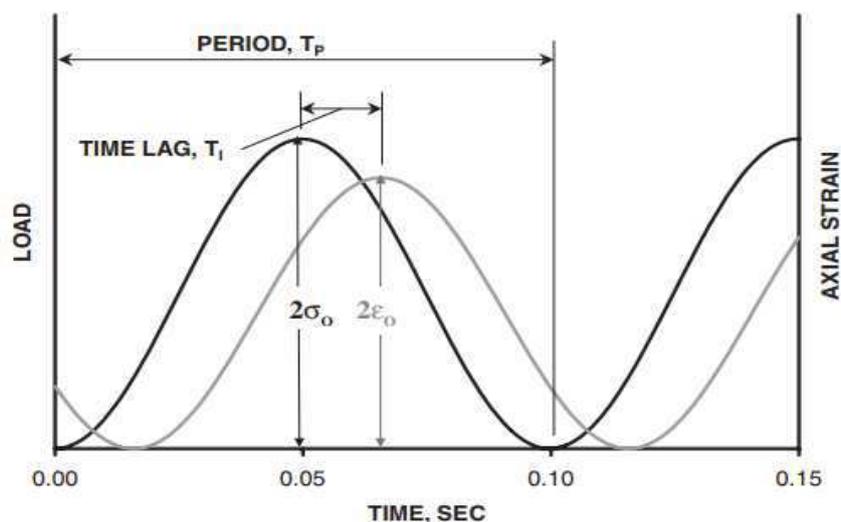
σ_0 é o pico de tensão dinâmica induzida;

ϵ_0 é o pico de deformação recuperável;

T_i é o intervalo de tempo entre deformação e tensão;

T_p é o intervalo de deformação.

Figura 18 – Esquema do ensaio de Módulo Dinâmico



Fonte: Bonaquist, 2008

O ensaio de módulo dinâmico e o de módulo de resiliência apresentam estimativas da rigidez da mistura asfáltica, porém, com análises diferentes. Algumas diferenças entre esses ensaios estão representadas na Tabela 7.

Tabela 7 – Diferenças entre os ensaios de Módulo Dinâmico e Módulo de Resiliência.

| Parâmetros | Módulo de Resiliência | Módulo Dinâmico |
|------------------------------|---|--|
| Tipo de Carregamento | Carregamento repetido (Ciclos com 0,1s de carregamento e 0,9s de descarregamento) | Carregamento contínuo |
| Forma de Carregamento | Ondas quadradas em compressão diametral | Axiais senoidais |
| Plano de Aplicação de Cargas | Diametral | Axial |
| Temperatura | 25 °C | - 4,4 °C; 21,1 °C e 37,8 °C ¹ |
| Frequência | 1 Hz | 0,1; 0,5; 1; 5; 10 e 25Hz |

¹ A AMPT que sugere eliminar a maior e a menor temperatura (-10°C e 54°C) indicadas na AASHTO TP 79/16, devido a eficiência do equipamento.

3.5.5 Resistência ao dano por umidade induzida

O ensaio de resistência ao dano por umidade induzida, ou Lottman modificado, simula a perda de resistência ou outros danos causados pela umidade no pavimento, consistindo em submetê-los à ação da água e a ciclos de gelo-degelo. O ensaio Lottman modificado avalia a resistência da combinação particular de asfalto, agregado e aditivos. Na Figura 19 apresenta algumas das etapas do ensaio de Lottman modificado.

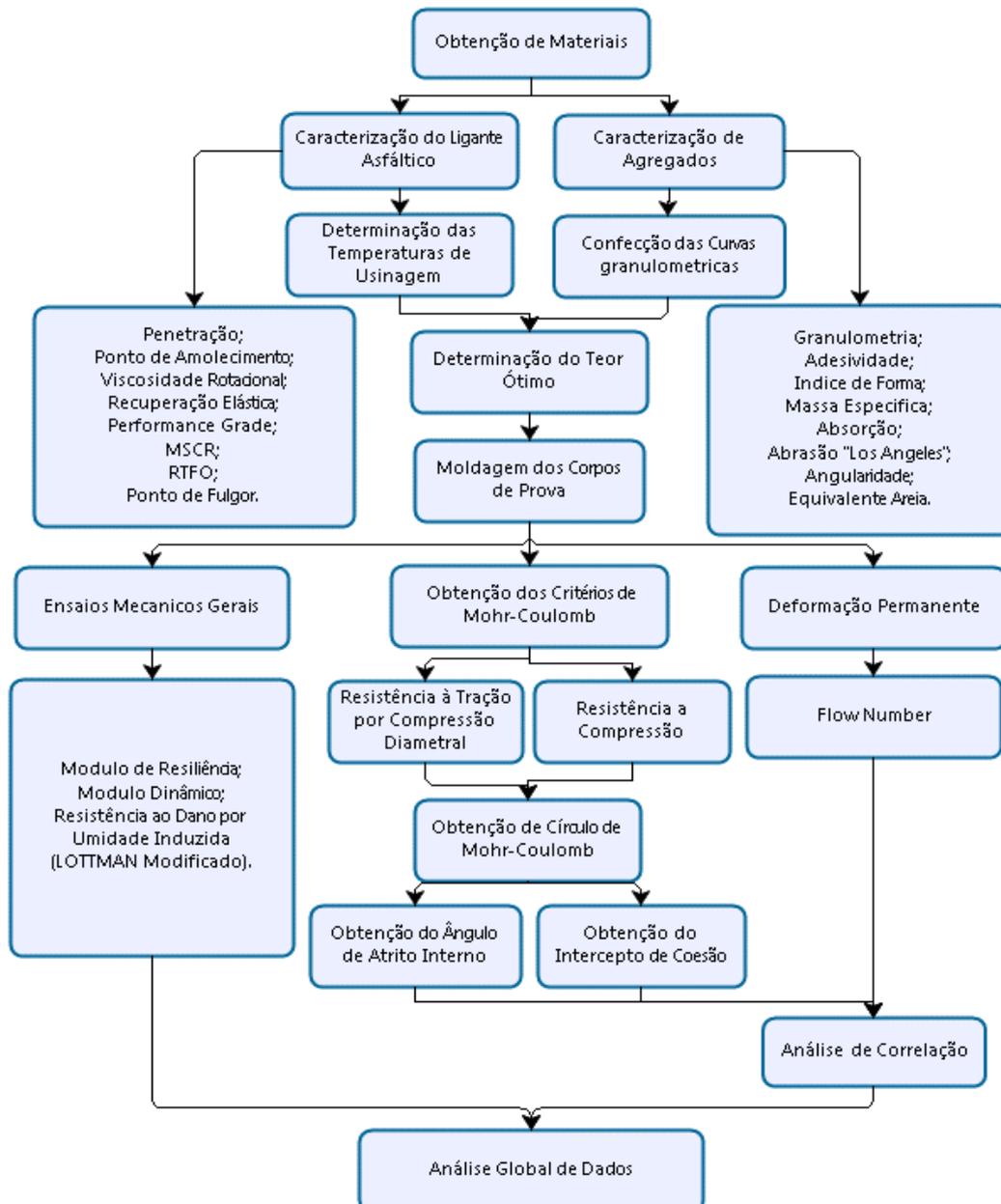
Figura 19 – Etapas do ensaio de Lottman modificado.



4 MÉTODO

Este capítulo apresenta a descrição do programa experimental, materiais utilizados e os procedimentos experimentais usadas neste estudo. O programa experimental desta pesquisa consistiu na avaliação das propriedades mecânicas de seis misturas asfálticas com distribuição granulométricas distintas, cada qual confeccionada com dois tipos diferentes de ligante asfáltico. O cronograma experimental seguiu o fluxograma apresentado na Figura 20.

Figura 20 – Fluxograma de atividades.



4.1 Materiais

Os materiais utilizados nesta pesquisa foram obtidos com a JBR Engenharia. Os ensaios, dosagem e confecção dos corpos de prova foram realizados no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP), na Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

Os ligantes asfálticos utilizados nessa pesquisa foram provenientes da construtora Andrade Guedes e utilizados no trecho executado na BR 101 – Trecho de Igarassu. Os ligantes usados neste projeto foram: Ligante convencional (CAP 50/70); e ligante modificado com polímero SBS (E-55/75).

Os agregados utilizados nessa pesquisa foram: Brita 25”; Brita 19”; Brita 12,5”; Pó de pedra; Areia; e fíler (Cal hidratada). Os agregados são do tipo granítico e foram adquiridos junto à pedreira Brita Forte, localizada na cidade de Pedras de Fogo, Paraíba. Como material de enchimento (fíler) foi usado de cal hidratada. A areia é proveniente de extração em rio.

4.1.1 Caracterização dos ligantes

Os resultados da caracterização reológica dos ligantes asfálticos estão apresentados na Tabela 8.

Tabela 8 – Características reológicas dos ligantes asfálticos utilizados na pesquisa.

| Ensaio | Norma | Amostra | |
|--|----------------|-----------|-----------|
| | | CAP 50/70 | E – 55/75 |
| Ponto de Amolecimento (° C) | ABNT NBR 6560 | 48,5 | 58,0 |
| Penetração (mm) | ABNT NBR 6576 | 57,3 | 54,2 |
| Recuperação Elástica (%) | ABNT NBR 15086 | - | 85,0 |
| Ponto de Fulgor (° C) | ABNT NBR 11341 | > 250 | > 250 |
| Viscosidade Rotacional | | | |
| Temperatura 135 ° C (cP) | ABNT NBR 15184 | 371,25 | 761,25 |
| Temperatura 150 ° C (cP) | | 185,00 | 379,00 |
| Temperatura 177 ° C (cP) | | 69,25 | 143,50 |
| RTFO | ASTM D 2872 | | |
| Perda de Massa (%) | | 0,095 | 0,107 |
| Penetração Retida (%) | ABNT NBR 6576 | 76,21 | 72,57 |
| Variação de Ponto de Amolecimento (° C) | ABNT NBR 6560 | + 4 | + 4 |
| Recuperação Elástica Retida (%) | ABNT NBR 15086 | - | 82,5 |
| PG (° C) | AASHTO M 320 | 58 | 64 |
| MSCR | | | |
| R _{0,1} (%) | | 2,3 | 58,2 |
| R _{3,2} (%) | | 1,0 | 41,2 |
| R _{diff} (%) | AASHTO TP 70 | 55,5 | 29,2 |
| J _{nr 0,1} (kPa ⁻¹) | | 1,9 | 0,68 |
| J _{nr 3,2} (kPa ⁻¹) | | 2,0 | 1,0 |
| J _{nr diff} (%) | | 4,9 | 50,1 |

Os resultados para ambos os ligantes se encontraram dentro do especificado pela Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP), segundo resolução nº 19/2005 e nº 32/2010, respectivamente. Com os resultados obtidos é possível garantir a qualidade do ligante asfáltico utilizado,

demonstrando que o mesmo não proporcionará influência nos resultados pretendidos nessa pesquisa.

4.1.2 Caracterização dos agregados

Os resultados da caracterização dos agregados graúdos estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Características dos agregados graúdos utilizados na pesquisa.

| Ensaio | Amostra | | | |
|--|------------------|-----------|-----------|-------------|
| | Norma | Brita 25" | Brita 19" | Brita 12,5" |
| Determinação do índice de forma | DNIT – ME 086/94 | 0,915 | 0,855 | 0,679 |
| Massa específica real (g/cm ³) | | 2,6503 | 2,6457 | 2,6433 |
| Massa específica aparente (g/cm ³) | DNIT – ME 081/98 | 2,6446 | 2,6365 | 2,6295 |
| Absorção (%) | | 0,24 | 0,35 | 0,52 |
| Abrasão "Los Angeles" (%) | DNIT – ME 035/98 | 21,26 | 21,26 | 21,26 |
| Partícula alongada e achatada (%) | ASTM D 4791 | 0,72 | 3,32 | 2,82 |

Todos os resultados estão dentro das especificações técnicas empregados pela metodologia Superpave, bem como, das do DNIT. Sendo assim, os agregados analisados estão aptos a serem utilizados em misturas asfálticas. Os resultados da caracterização dos agregados miúdos estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Características dos agregados miúdos utilizados na pesquisa.

| Ensaio | Amostra | | |
|--|------------------|-------------|--------|
| | Norma | Pó de Pedra | Areia |
| Massa Específica Real (g/cm ³) | | 2,5231 | 2,4292 |
| Massa Específica Aparente (g/cm ³) | DNIT – ME 084/95 | 2,4472 | 2,3562 |
| Absorção (%) | | 0,87 | 0,68 |
| Equivalente areia (%) | DNIT – ME 054/97 | 62,68 | 79,07 |
| Angularidade de Agregado Miúdo (%) | AASHTO T 304 | 51,00 | 50,41 |

Assim como os agregados graúdos, os agregados miúdos apresentaram dentro das especificações técnicas para utilização em misturas asfálticas pela metodologia Superpave.

Na Tabela 11 é apresentado o resultado do ensaio de adesividade para a brita 19” utilizando os dois ligantes asfálticos, CAP 50/70 e E – 55/75.

Tabela 11 – Adesividade ao ligante.

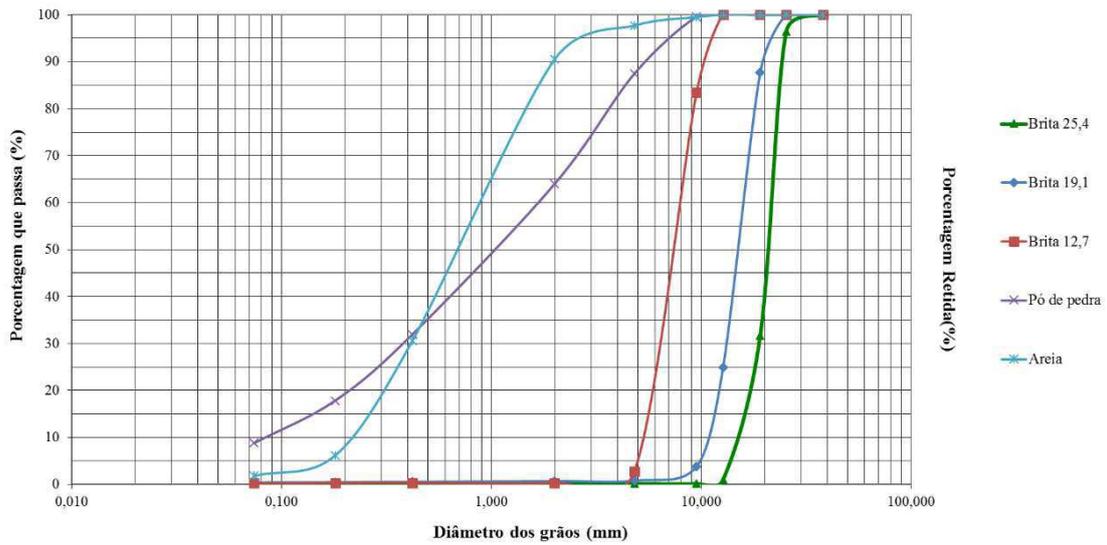
| Ensaio | Amostra | | |
|----------------------------------|------------------|------------------|--------------|
| | Norma | CAP 50/70 | E – 55/75 |
| Adesividade ao ligante asfáltico | DNIT – MR 078/94 | Não satisfatório | Satisfatório |

O CAP 50/70 apresentou adesividade insatisfatório, sendo assim, sendo necessário o melhoramento do ligante asfáltico por meio da adição de dope. No caso do E – 55/75 a adesividade entre ligante e agregado foi satisfatória, sendo desnecessário qualquer alteração no ligante. A determinação da granulometria dos agregados foi realizada seguindo a norma DNIT – ME 083/98. A Tabela 12 apresenta os resultados das análises granulométricas, as curvas granulométricas dos agregados são apresentadas na Figura 21.

Tabela 12 – Análise granulométrica dos agregados.

| Peneira | | Porcentagem passante em massa (%) | | | | | |
|---------|------|-----------------------------------|-----------|-------------|-------------|--------|--------|
| Nº | mm | Brita 25” | Brita 19” | Brita 12,5” | Pó de Pedra | Areia | Cal |
| 1 1/2 “ | 38,1 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| 1” | 25,4 | 96,45 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| 3/4 “ | 19,1 | 31,70 | 87,74 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| 1/2 “ | 12,7 | 1,00 | 24,90 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| 3/8 “ | 9,5 | 0,16 | 3,84 | 83,50 | 99,64 | 99,52 | 100,00 |
| Nº 4 | 4,8 | 0,15 | 0,80 | 2,80 | 87,46 | 97,71 | 100,00 |
| Nº 10 | 2 | 0,15 | 0,71 | 0,37 | 63,98 | 90,50 | 100,00 |
| Nº 40 | 0,42 | 0,13 | 0,54 | 0,35 | 31,95 | 30,60 | 100,00 |
| Nº 80 | 0,18 | 0,11 | 0,45 | 0,33 | 17,84 | 6,16 | 99,90 |
| Nº 200 | 0,08 | 0,08 | 0,40 | 0,25 | 8,80 | 1,81 | 94,48 |

Figura 21 – Distribuição granulométrica dos agregados.

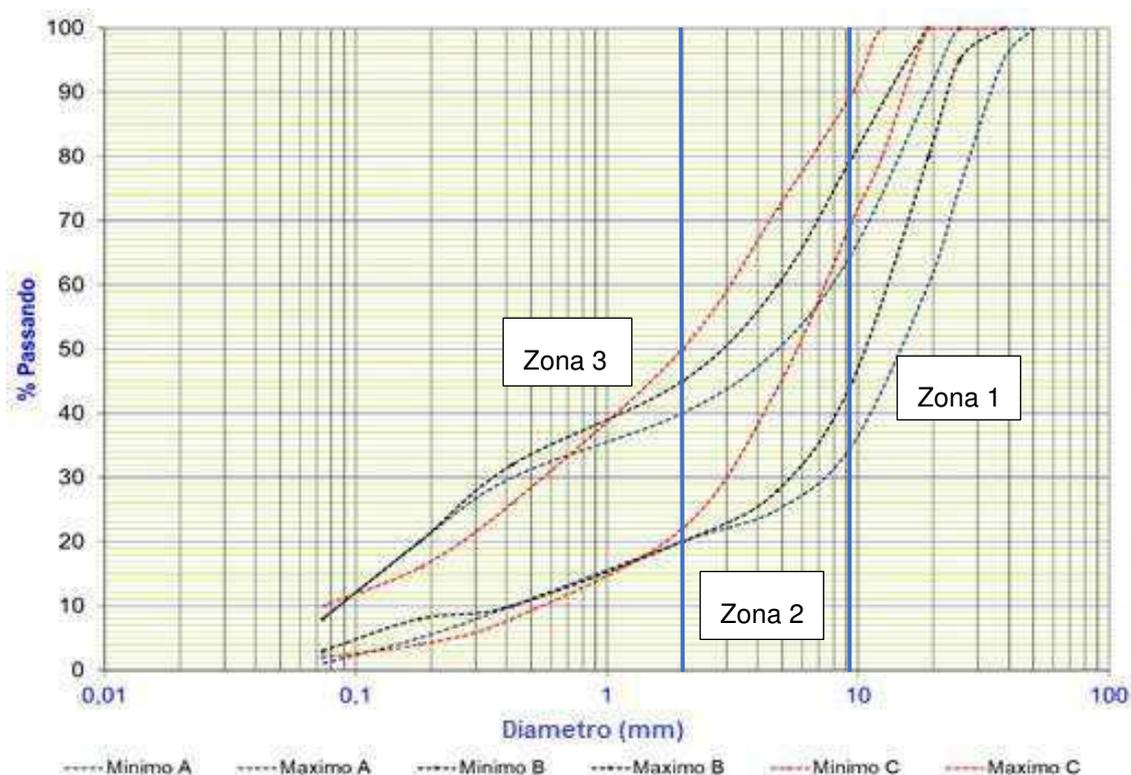


4.1.3 Dosagem das misturas asfálticas

A dosagem das misturas asfálticas foi realizada seguindo a metodologia Superpave. Para a realização da pesquisa foram selecionadas seis faixas granulométricas distintas utilizando a curva Fuller.

Tradicionalmente, uma faixa granulométrica pode ser dividida em 3 componentes: Agregados graúdos, agregados miúdos e filler. Para as análises utilizadas nessa pesquisa, se torna necessário uma nova classificação dos seus constituintes. Sendo assim, a faixa granulométrica foi dividida em zonas mediante a sua granulometria. A Figura 22 apresenta a divisão proposta.

Figura 22 – Divisão das faixas granulométricas por zonas propostas.



Tal visão se dá pelo entendimento que agregados que apresentam maiores dimensões, presentes na zona 1, contribuirão com a resistência à deformação da mistura asfáltica. Agregados com dimensões medianas, presentes na zona 2, contribuirão no intertravamento da mistura asfáltica. Enquanto, agregados de menores dimensões, presentes na zona 3, irão compor o mastique da mistura asfáltica. O mastique, por sua vez, está intimamente ligado a capacidade resiliente e a resistência à fadiga das misturas asfálticas. Os agregados presentes na zona 3 são aqueles passantes na peneira n° 10 (2 mm).

Tal análise, faz com que para melhor entendimento dessa pesquisa, seja determinado uma nomenclatura adequada. Onde, partículas graúdas será utilizada como nomenclatura de agregados que estão retidos na peneira n° 3/8" (9,5 mm). Para partículas intermediárias será utilizada como nomenclatura para partículas passantes na peneira 3/8" (9,5 mm) e retidos na peneira n° 10 (2 mm). Sendo mantida a nomenclatura mastique por não haver necessidade de alteração.

Tendo isso como base, associado a intenção de comprovar a necessidade de um melhor conhecimento da deformação permanente em função do ângulo de atrito interno, foram determinadas as faixas granulométricas utilizadas na pesquisa, as quais variam entre a Faixa B e C do DNIT. As faixas granulométricas escolhidas foram organizadas de forma a aumentar a porcentagem de partículas graúdas, presente na zona 1, da curva subsequente. Na Figura 23 estão representadas em um gráfico geral as curvas utilizadas na pesquisa, enquanto que na Tabela 13 estão representadas as porcentagens de matéria retidos na zona 1. Para facilitar o entendimento subsequente as faixas granulométricas foram nomeadas da seguinte forma:

FC – Faixa C intermediária;

FCI – Faixa C inferior;

FB – Faixa B intermediária;

FBI – Faixa B inferior I;

FBII – Faixa B inferior II;

FF – Faixa granulométrica fora da faixa B preconizada pelo DNIT, porém dentro de zonas permitidas para as faixas A e C.

Figura 23 – Representação gráfica das faixas granulométricas utilizadas na pesquisa.

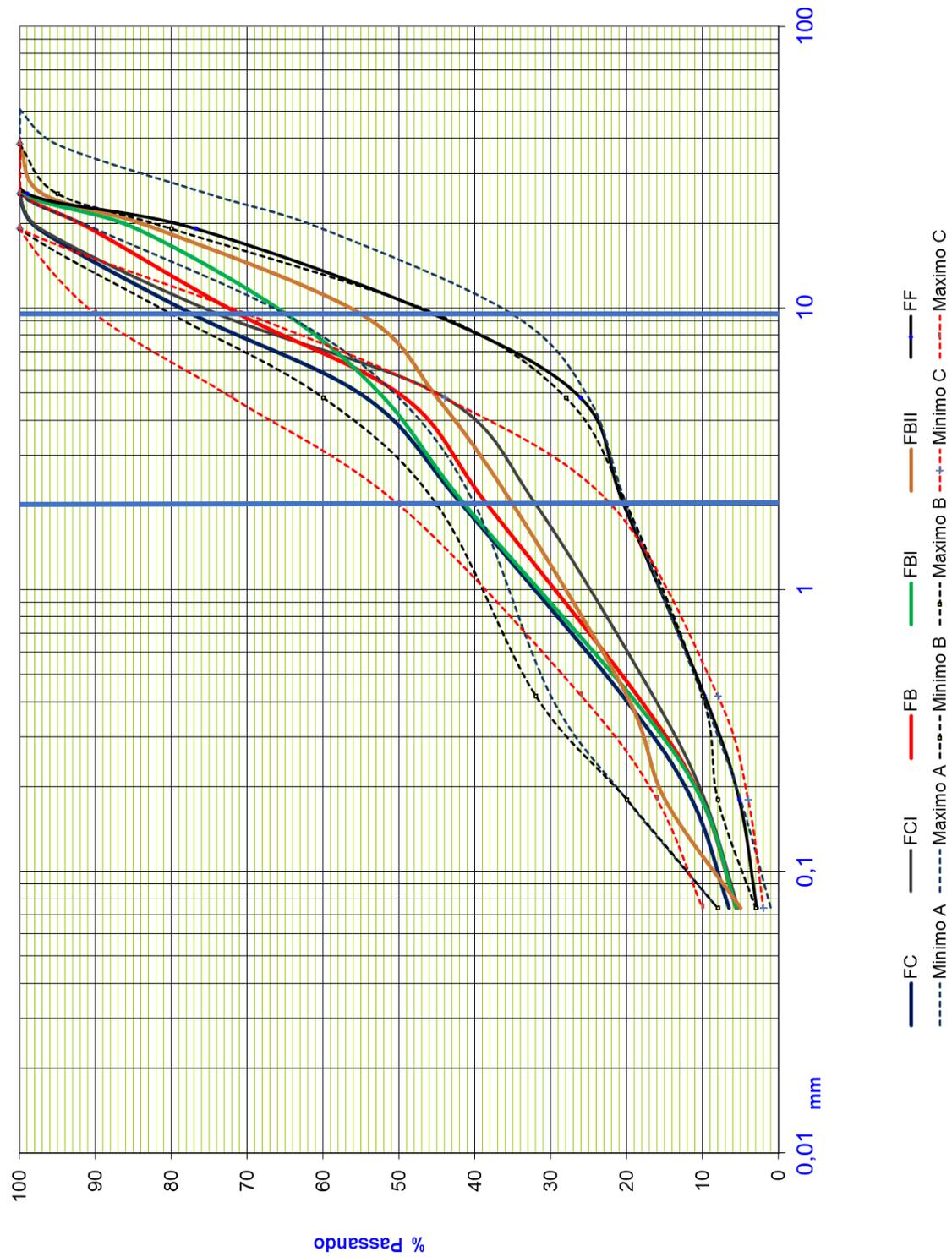


Tabela 13 – Porcentagem de agregado retido na peneira n° 3/8” (9,5 mm).

| Faixa granulométrica | % retido na # 3/8” (9,5 mm) |
|----------------------|-----------------------------|
| FC | ≈ 20 |
| FCI | ≈ 25 |
| FB | ≈ 30 |
| FBI | ≈ 40 |
| FBII | ≈ 50 |
| FF | ≈ 55 |

Com as porcentagens de material retido na zona 1 foram determinadas as faixas granulométricas utilizadas nessa pesquisa. As composições granulométricas das misturas estão apresentadas na Tabela 14. Já as Figuras 24, 25, 26, 27, 28 e 29 mostram graficamente as composições granulométricas.

Tabela 14 – Composições granulométricas.

| Peneira | | Composição granulométrica (% passante) | | | | | |
|-----------|-------|--|--------|--------|--------|--------|--------|
| N° | mm | FC | FCI | FB | FBI | FBII | FF |
| 1 1 / 2 “ | 38,1 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 | 100,00 |
| 1” | 25,4 | 100,00 | 100,00 | 99,61 | 99,29 | 99,18 | 98,94 |
| 3 / 4 “ | 19,1 | 97,55 | 97,30 | 90,65 | 84,62 | 81,59 | 76,81 |
| 1 / 2 “ | 12,7 | 84,98 | 83,48 | 77,85 | 69,69 | 60,71 | 53,78 |
| 3 / 8 “ | 9,5 | 78,25 | 74,89 | 70,09 | 61,87 | 50,14 | 45,49 |
| 4 | 4,8 | 54,37 | 43,97 | 49,30 | 52,03 | 30,47 | 26,11 |
| 10 | 2,0 | 41,71 | 31,97 | 38,38 | 41,33 | 23,53 | 20,41 |
| 40 | 0,42 | 20,59 | 16,56 | 18,63 | 19,50 | 12,76 | 9,76 |
| 80 | 0,18 | 11,45 | 9,76 | 10,14 | 10,17 | 8,08 | 5,20 |
| 200 | 0,075 | 6,54 | 5,35 | 5,62 | 5,58 | 5,06 | 2,89 |

Figura 24 – Composição granulométrica FC.

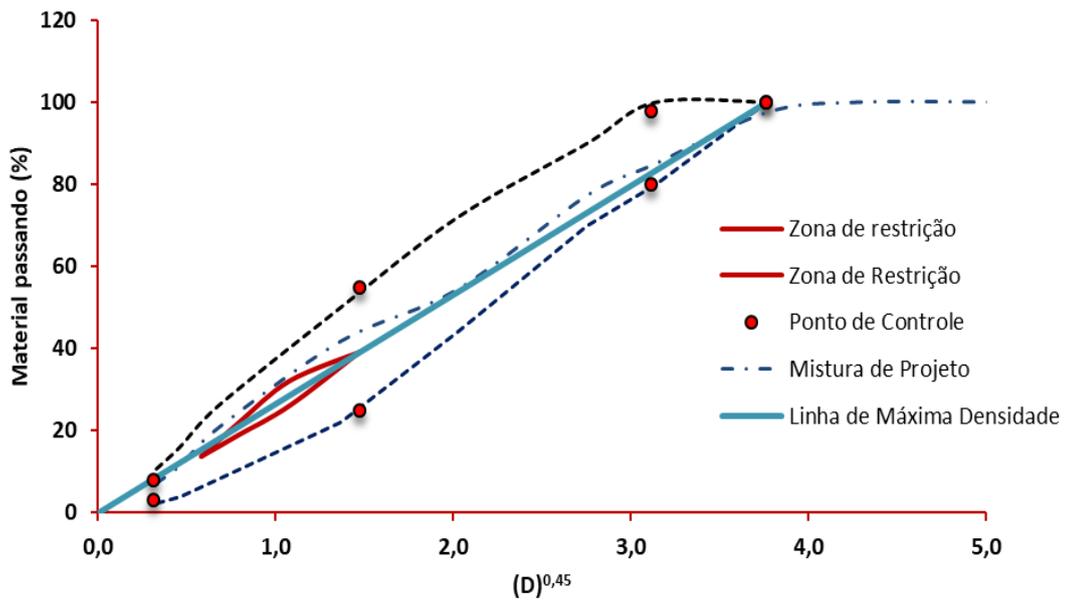


Figura 25 – Composição granulométrica FCI.

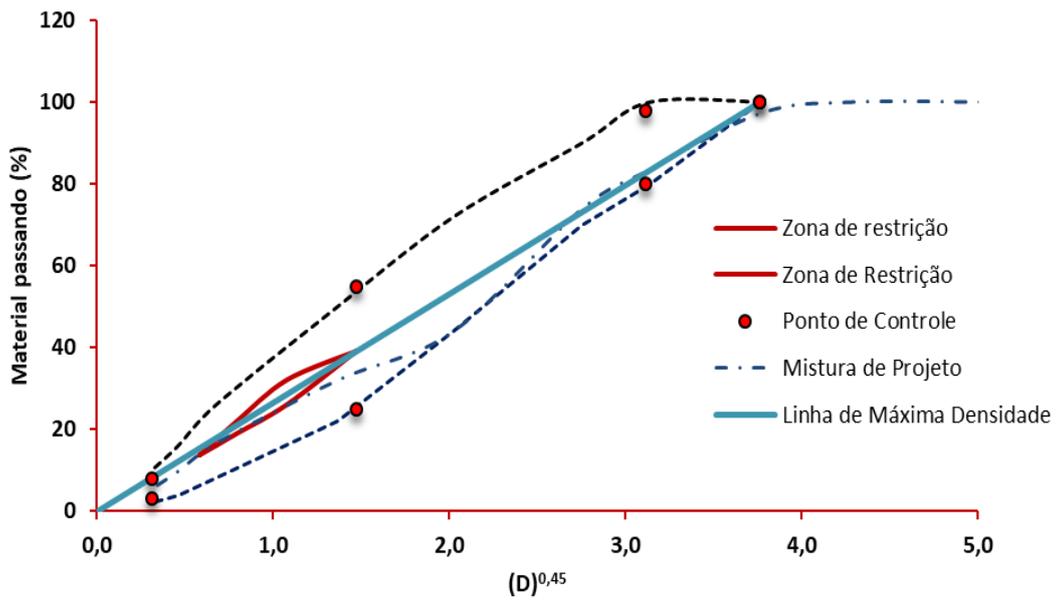


Figura 26 – Composição granulométrica FB.

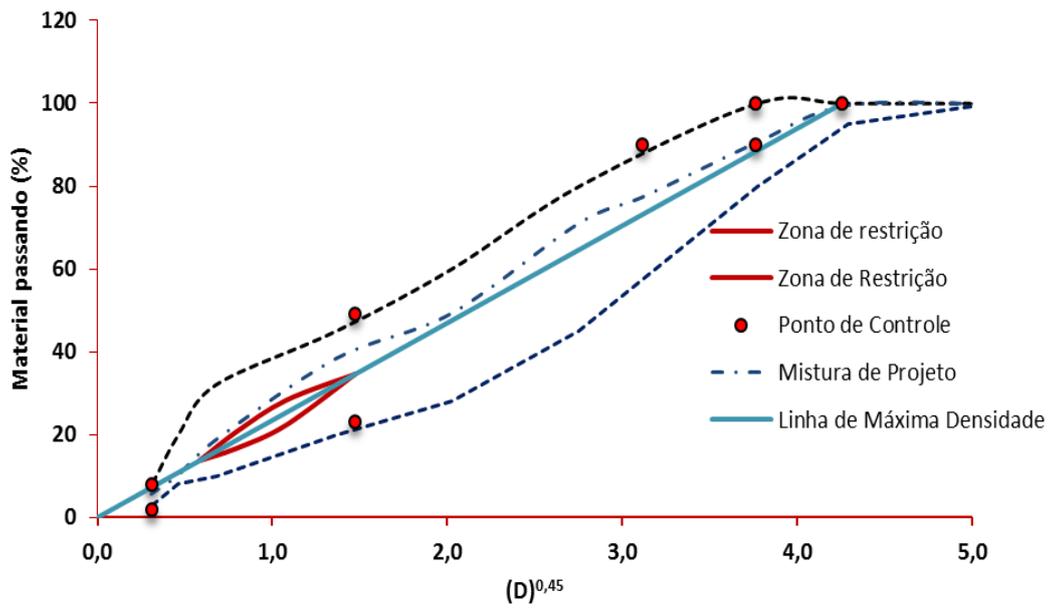


Figura 27 – Composição granulométrica FBI.

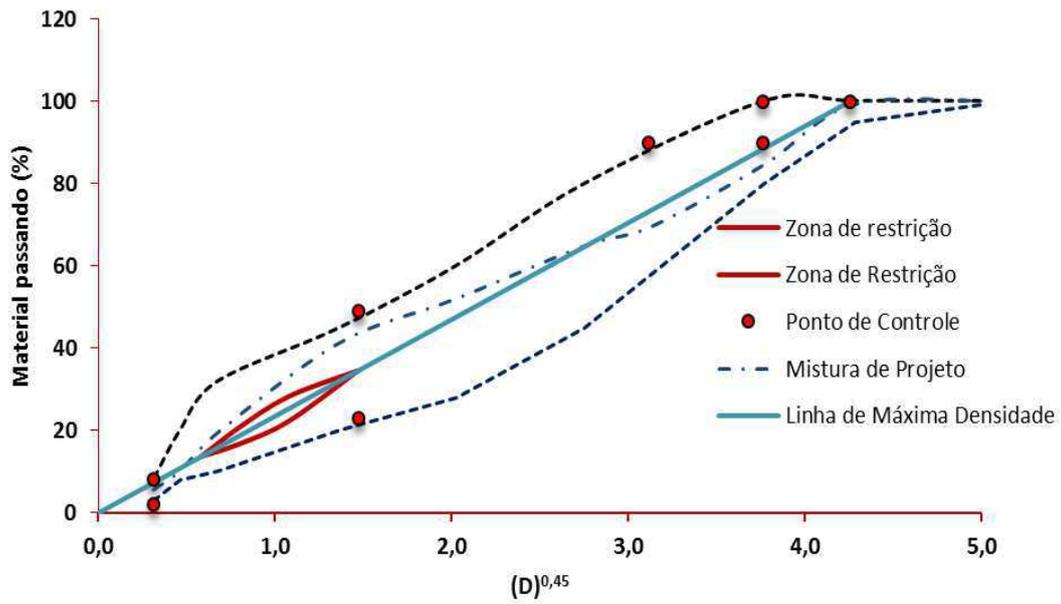


Figura 28 – Composição granulométrica FBII.

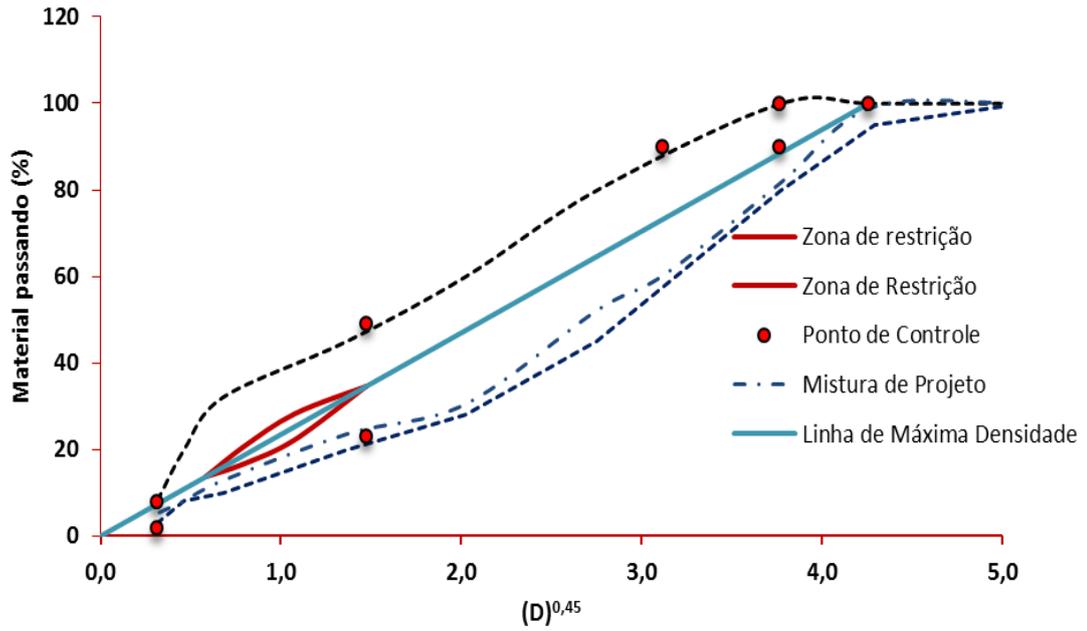
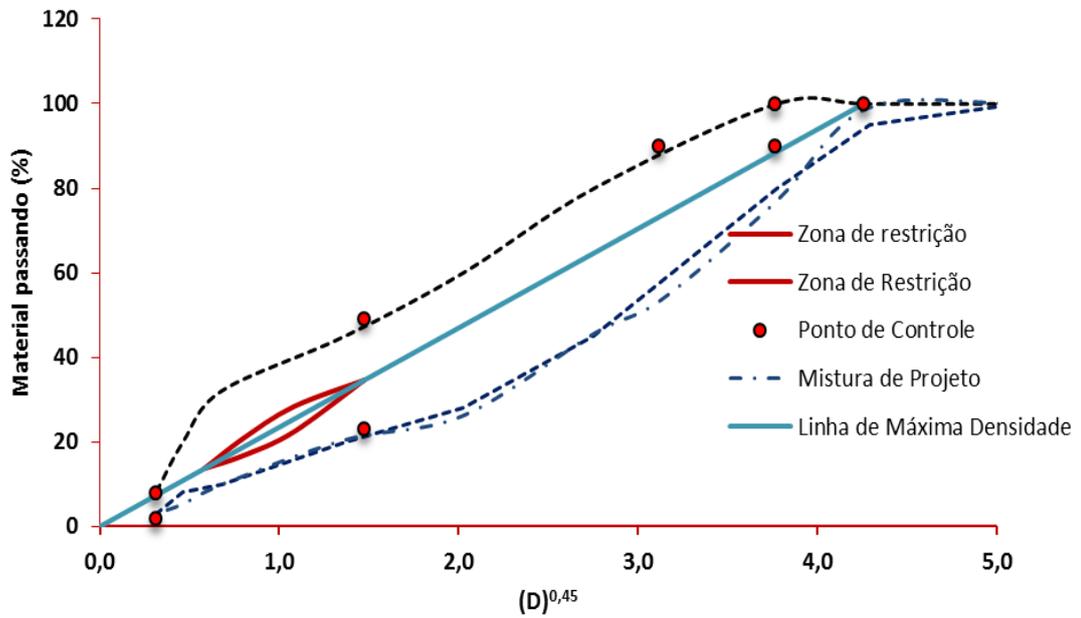


Figura 29 – Composição granulométrica FF.



A densidade máxima medida (Gmm) foi determinada por meio do ensaio RICE TEST, segundo a norma ASTM D 2041. O equipamento utilizado para a realização do ensaio consta na Figura 30.

Figura 30 – Equipamento para RICE TEST.



Nas Tabelas 15 e 16 estão demonstradas as características volumétricas no teor ótimo de projeto das misturas estudadas, correspondendo ao CAP 50/70 e E – 55/75, respectivamente.

Tabela 15 – Características volumétricas CAP 50/70.

| Composição Granulométrica | FC | FCI | FB | FBI | FBI I | FF |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Teor de Projeto (%) | 4,50 | 4,70 | 4,20 | 4,10 | 3,20 | 3,50 |
| Gmm (g/cm ³) | 2,470 | 2,457 | 2,483 | 2,488 | 2,521 | 2,507 |
| Vv (%) | 3,86 | 3,80 | 4,14 | 4,19 | 4,08 | 3,93 |
| VAM (%) | 9,77 | 11,09 | 9,50 | 8,99 | 8,73 | 9,78 |
| RBV (%) | 59,17 | 64,06 | 57,77 | 55,30 | 54,08 | 59,17 |

Tabela 16 – Características volumétricas E – 55/75.

| Composição Granulométrica | FC | FCI | FB | FBI | FBII | FF |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Teor de Projeto (%) | 4,50 | 4,70 | 4,20 | 4,10 | 3,20 | 3,50 |
| Gmm (g/cm ³) | 2,466 | 2,455 | 2,479 | 2,484 | 2,517 | 2,508 |
| Vv (%) | 3,99 | 3,91 | 4,13 | 4,10 | 4,20 | 3,92 |
| VAM (%) | 10,03 | 11,27 | 9,64 | 9,05 | 8,98 | 9,73 |
| RBV (%) | 60,15 | 64,55 | 58,38 | 55,71 | 55,27 | 58,96 |

Os teores de projeto obtidos se encontraram dentro das expectativas, onde quanto maior a proporção de partículas graúdas menor será a quantidade de ligante utilizado na mistura asfáltica. Observa-se também que, os teores de projeto não variam com a alteração do ligante utilizado, onde habitualmente a utilização do E – 55/75 provoca um acréscimo de + 0,1% no consumo, se comparado com o CAP 50/70

4.2 Procedimentos experimentais

Para a análise das propriedades mecânicas foram moldados corpos de prova nos teores ótimos obtidos pelo método de dosagem Superpave, para cada faixa granulométrica analisada. Sendo realizados os ensaios de resistência à compressão, resistência à tração por compressão diametral, Flow Number, módulo de resiliência, módulo dinâmico e resistência ao dano por umidade induzida (Lottman modificado). E conseqüentemente obtenção do ângulo de atrito interno e da coesão das faixas ensaiadas.

4.2.1 Resistência à compressão axial

O ensaio de resistência à compressão determina a tensão máxima suportada pela mistura asfáltica antes da sua ruptura sob a influência de uma

carga axial crescente. Os CPs foram ensaiados na Servopulser Servo Dynamic Systems (EHF-E Series) (Figura 31).

Figura 31 – Ensaio de compressão axial.



O procedimento para realização desse ensaio para amostras de misturas asfálticas não está sujeito a normas ou especificações. O ensaio de compressão axial seguiu os seguintes critérios:

- Corpo de prova – Com diâmetro de 100 ± 5 mm e altura de 150 ± 10 mm;
- Volume de vazios – 4%;
- Velocidade de carregamento – $0,80 \pm 0,1$ mm/s.

4.2.2 Resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de resistência a tração por compressão diametral, ou RT, determina a tensão máxima suportada pela mistura asfáltica antes da sua ruptura. Os procedimentos para realização desse ensaio seguiram a norma ABNT NBR 15087/12 ou DNIT ME 136/10.

Rotineiramente, os CP's destinados ao ensaio apresentam alturas entre 55 a 70 mm e diâmetros de 100 ± 2 mm, sendo ensaiados em um dispositivo

centralizador adaptado do suporte tipo Lobo Carneiro. Porém, nessa pesquisa foi utilizado CPs com alturas de 150 ± 5 mm e diâmetros de 100 ± 2 mm, que foram ensaiados utilizando o suporte tipo Lobo Carneiro, conforme Figura 32 (a). Os CPs foram ensaiados na Servopulser Servo Dynamic Systems (EHF-E Series), conforme Figura 32 (b). Os critérios descritos foram estabelecidos por entender que os CPs apresentariam maior representatividade dos resultados. Tendo em vista que, foram realizados ensaios de resistência a compressão em CPs com os mesmos parâmetros para obtenção do círculo de Mohr-Coulomb das misturas asfálticas analisadas.

Figura 32 – Ensaio de resistência a tração por compressão diametral.



(a)



(b)

O ensaio seguiu os seguintes procedimentos:

- obteve-se a média de altura (H) e diâmetro (D) dos CPs;
- estabilizou-se a temperatura do ensaio em 25°C , por no mínimo 4 horas;
- posicionou-se os CPs em suporte tipo Lobo Carneiro;
- posicionou-se o conjunto (suporte + CP) na prensa EHF-E Series;

- aplicou-se a carga progressiva, com uma velocidade de deslocamento de $0,80 \pm 0,01$ mm/segundo, até ruptura do CP.
- com o valor da carga de ruptura (P) obtido, a RT foi calculada por meio da Equação 4.

$$RT = \frac{2P}{100\pi D H} \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

RT = Resistência à tração, em MPa;

P = Carga de ruptura, em N;

D = Diâmetro do corpo de prova, em cm;

H = Altura do corpo de prova, em cm.

4.2.3 Flow Number

O ensaio de Flow Number seguiu os critérios propostos na norma ABNT NBR 16505/2016. Sendo assim, o ensaio foi realizado a uma temperatura de 60°C e ciclos de carga uniaxial compressiva de 204 KPa. Os CPs foram confeccionados seguindo os seguintes parâmetros: $7 \pm 1\%$ de volume de vazios, 150 ± 5 mm de altura e 100 ± 1 mm de diâmetro. O carregamento foi aplicado durante um período de 0,1s com repouso de 0,9s, e o critério de parada foi o alcance de 10.000 ciclos ou uma deformação de 50.000 microstrains. O equipamento utilizado para realização do ensaio de Flow Number foi a AMPT, representada na Figura 16.

4.2.4 Módulo de resiliência

O ensaio de MR seguiu as normas ASTM D 4123-82 e ABNT NBR 16018/2011. Embora representem o mesmo ensaio sob as mesmas condições, as duas normas diferem quanto a obtenção dos deslocamentos resilientes no tempo de descarregamento. Enquanto na norma ABNT NBR 16018/2011 é obtido o deslocamento resiliente instantâneo, na norma ASTM D 4123-82 é obtido o deslocamento resiliente total.

Os ensaios foram realizados na prensa hidráulica UTM-25 da IPC, apresentada na Figura 33. O procedimento consistiu na aplicação de uma carga a uma frequência de 60 ciclos por minuto (1Hz), com o tempo de aplicação de 0,10 segundo e, portanto, com 0,90 segundo de repouso ou descarregamento. Contando com um condicionamento de 50 ciclos, para posteriormente execução de ensaio. O deslocamento diametral recuperável na direção correspondente à tensão gerada será medido por dois Linear Variable Differential Transformer (LVDT), posicionados no eixo horizontal. A tensão aplicada para a realização do ensaio será correspondente a 10% da resistência à tração por compressão diametral para cada uma das misturas.

Figura 33 – Equipamento UTM-25.



4.2.5 Módulo dinâmico

O ensaio consistiu na aplicação de cargas axial compressiva senoidal, em determinadas frequências e em dadas temperaturas (BONAQUIST, 2008). O ensaio de módulo dinâmico foi realizado seguindo as especificações da norma AASHTO TP 79/16. Os ensaios para o desenvolvimento das curvas mestra das misturas asfálticas foram efetuadas com temperaturas de 4,4; 21,1 e 37,8 °C, sob as frequências de 0,1; 0,5; 1; 5; 10 e 25Hz e carregamentos fixos, demonstrados na Tabela 17, os carregamentos escolhidos foram 1400, 700 e 200 KPa, respectivamente. Essa última sendo determinada pelo melhor enquadramento da curva mestre, tendo em vista que, cargas acima resultaram em desalinhamento da curva mestre. Indicando que cargas maiores que 200 KPa na temperatura de 37,8 °C deixavam os resultados fora da varredura de frequência das faixas analisadas. Respeitando uma carga de contato (P mín) igual a 5% da carga dinâmica que será aplicada ao CP. O equipamento utilizado para realização do ensaio de módulo dinâmico foi a AMPT, representada na Figura 16.

Tabela 17 – Nível de tensão referente a cada temperatura

| Temperatura, °C | Tensão, kPa |
|------------------------|--------------------|
| 4,4 | 700 a 1400 |
| 21,1 | 350 a 700 |
| 37,8 | 140 a 250 |

Durante o ensaio foram realizados ciclos de condicionamento na amostra para cada frequência ensaiada. O condicionamento consistiu de aplicação de duas series de cinco ciclos com auto ajuste dos LVDT's.

4.2.6 Resistência ao dano por umidade induzida

O ensaio é normatizado pela AASHTO T 283/14 ou ASTM D 4867, sendo o teste para verificação da suscetibilidade à umidade de misturas asfálticas mais utilizado no Brasil e de uso disseminado internacionalmente. O procedimento de ensaio é descrito a seguir:

- Moldar os CPs com Vv entre 7 ± 1 % no teor de projeto;
- Separar os CPs em dois grupos: condicionado e não condicionado;
- Submeter os CPs do grupo condicionado a uma pressão de vácuo residual de 250-650mmHg, de maneira a obter saturação entre 70 e 80% de água;
- Colocar os CPs condicionados em um involucro plástico, inserindo 10mL de água destilada. Sendo o involucro vedado em seguida;
- Submeter os CPs condicionados a um ciclo de congelamento de -18°C por um período de 16h;
- Submeter os CPs condicionados a um ciclo de aquecimento em banho maria a 60°C por um período de 24 ± 1 h;
- Resfriar em banho maria os CPs condicionados a temperatura de 25°C por um período de 2 ± 1 h para estabilização da temperatura. Nessa etapa os CPs não condicionados devem ser vedados em invólucros plásticos e submetidos ao banho maria para estabilização de temperatura;
- Realizar o ensaio de RT logo após estabilização da temperatura, nos CPs condicionados (RT_{C}) e não-condicionados (RT_{nc});
- Calcular a resistência a tração retida por umidade induzida (RRT), que é a razão entre RT_{C} e RT_{nc} .

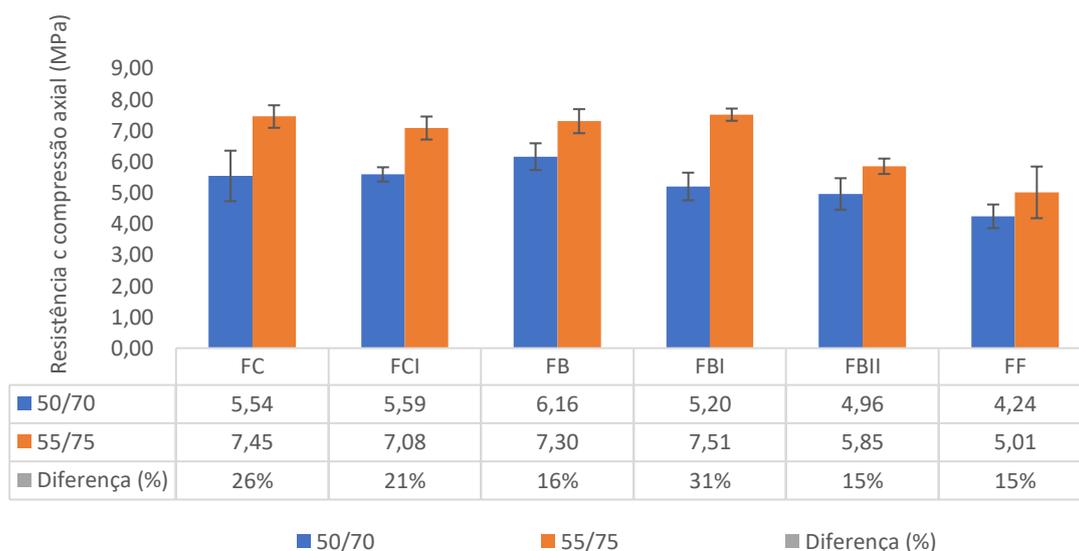
O critério de definição da suscetibilidade de uma mistura asfáltica preconizado pela AASHTO T283/14 é de $\text{RRT} \geq 70\%$. Para o método SUPERPAVE o critério é de $\text{RRT} \geq 80\%$.

5 RESULTADOS

5.1 Resistência à compressão axial

Os resultados de resistência à compressão, contendo as médias a partir de 9 (nove) corpos de prova ensaiados, estão apresentados na Figura 34. A metodologia utilizada seguiu os parâmetros descritos no tópico 4.3.1, por se tratar de um ensaio não normatizado para revestimentos asfálticos.

Figura 34 – Resultados de resistência à compressão axial.



Por se tratar de um ensaio não normatizado, não existe faixa mínima de resistência à compressão a ser atingida. No entanto, em uma análise prévia, as faixas ensaiadas com o CAP 50/70 apresentaram resultados relativamente próximos. Podendo ser observado um aumento da resistência à compressão para as faixas FC, FCI e FB com o aumento da proporção de partículas graúdas. Para as faixas FBI, FBII e FF ocorrem a diminuição da resistência a compressão com esse aumento, indicando que para o CAP 50/70 o acréscimo da proporção de partículas graúdas sofre uma espécie de saturação em frações igual ou acima de 40%.

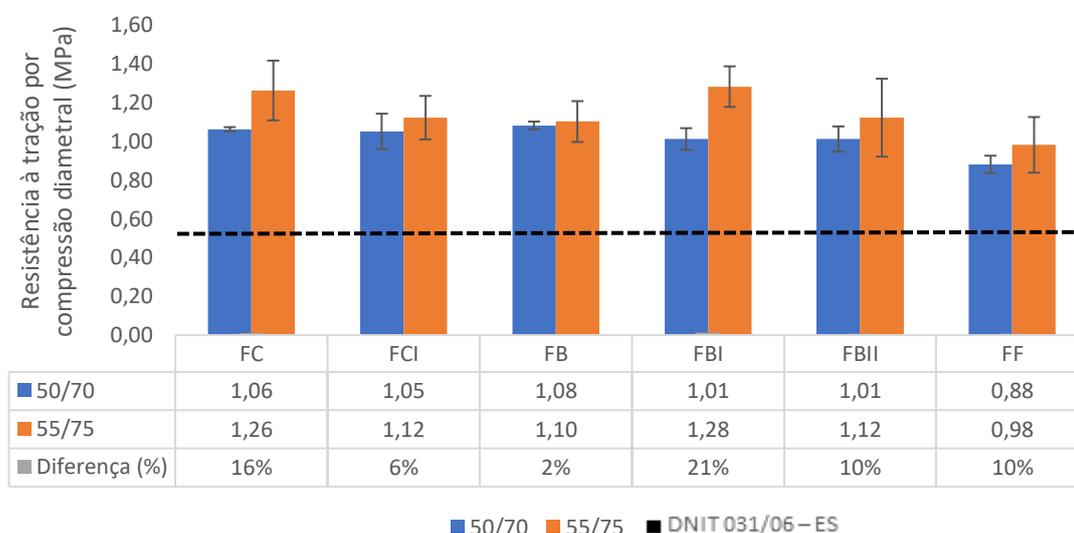
Analisando as faixas ensaiadas com E-55/75, é possível observar que a resistência à compressão para as faixas FC, FCI, FB e FBI apresentaram valores

próximos, indicando a interação das partículas não foi alterada, mesmo com o ajuste nas partículas graúdas. O mesmo desempenho não ocorre com as faixas FBII e FF, que apresentaram resultados inferiores as demais faixas ensaiadas.

5.2 Resistência à tração por compressão diametral

Os resultados de resistência à tração por compressão diametral, contendo as médias a partir de 9 (nove) corpos de prova ensaiados, estão apresentados na Figura 35. Para a norma DNIT 031/06 – ES, que estabelece as especificações técnicas de serviço para concreto betuminoso usinada a quente (CBUQ) para CAP convencional, determina que a RT mínima a ser obtida em um CBUQ deve ser maior que 0,65 MPa.

Figura 35 – Resultados de resistência à tração por compressão diametral.



Todas as faixas granulométricas apresentaram resultado de RT acima do exigido na norma DNIT 031/06 – ES. Observa-se que os resultados não divergiram de forma significativa, estando apenas os resultados para a faixa FF abaixo das demais. Percebe-se também que a utilização do E – 55/75 aumentou a RT das faixas, porem esse aumento não foi significativo. Os resultados apresentados condizem com resultados de pesquisas anteriores que utilizaram agregados da mesma região. Silva (2011) encontrou valores de RT utilizando CAP 50/70 que variam entre 0,80 a 1,10 MPa. Enquanto, Cavalcante (2016),

encontrou valores de RT variaram entre 1,00 a 1,20 MPa para CAP 50/70 e 1,10 a 1,35 MPa para E – 55/75.

5.3 Ângulo de atrito interno e intercepto coesivo

O ângulo de atrito interno e o intercepto coesivo foram calculados utilizando as Equações 2 e 3, com os resultados obtidos por meio do ensaio de resistência à compressão axial e resistência à tração por compressão diametral, cuja média dos valores obtidos foram utilizados para a obtenção das equações da tensão para as misturas ensaiadas. Na Tabela 18 estão apresentadas as equações da tensão para as faixas utilizando o CAP 50/70, e na Tabela 19 para as faixas utilizando o E – 55/75.

Tabela 18 – Equações da tensão para CAP 50/70.

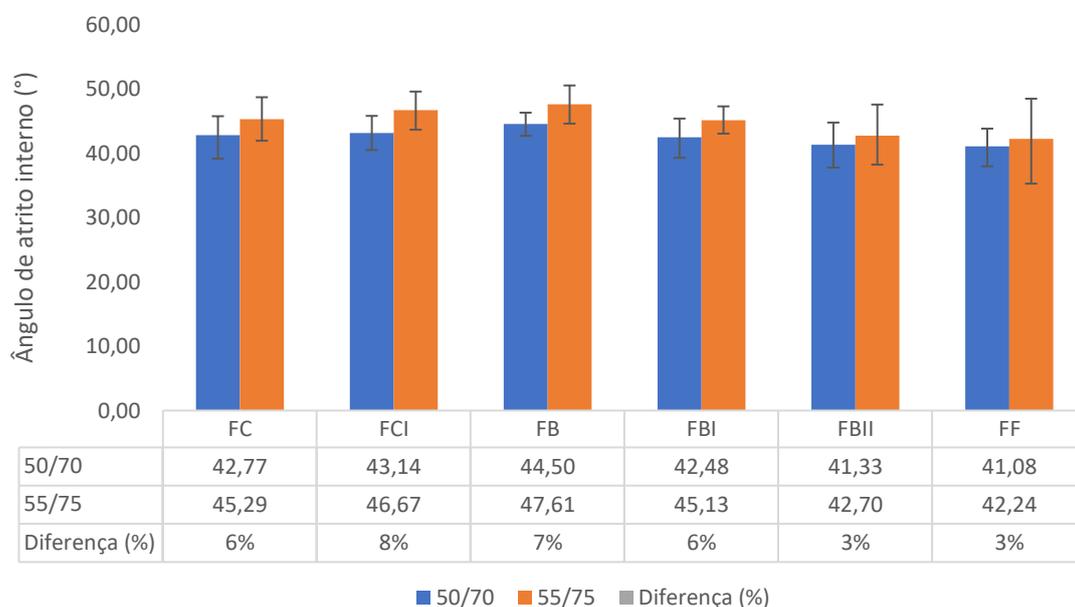
| Amostra | Equação da tensão |
|---------|---|
| FC | $1,2122 + \sigma \cdot \text{TAN } 42,77$ |
| FCI | $1,2113 + \sigma \cdot \text{TAN } 43,14$ |
| FB | $1,2925 + \sigma \cdot \text{TAN } 44,50$ |
| FBI | $1,1453 + \sigma \cdot \text{TAN } 42,48$ |
| FBII | $1,1220 + \sigma \cdot \text{TAN } 41,33$ |
| FF | $0,9654 + \sigma \cdot \text{TAN } 41,08$ |

Tabela 19 – Equações da tensão para E - 55/75.

| Amostra | Equação da tensão, T (Mpa) |
|---------|---|
| FC | $1,5310 + \sigma \cdot \text{TAN } 45,28^\circ$ |
| FCI | $1,4061 + \sigma \cdot \text{TAN } 46,67^\circ$ |
| FB | $1,4158 + \sigma \cdot \text{TAN } 47,61^\circ$ |
| FBI | $1,5501 + \sigma \cdot \text{TAN } 45,13^\circ$ |
| FBII | $1,2819 + \sigma \cdot \text{TAN } 42,70^\circ$ |
| FF | $1,1095 + \sigma \cdot \text{TAN } 42,24^\circ$ |

Na Figura 36 estão demonstrados graficamente os resultados de ângulo de atrito interno das faixas ensaiadas.

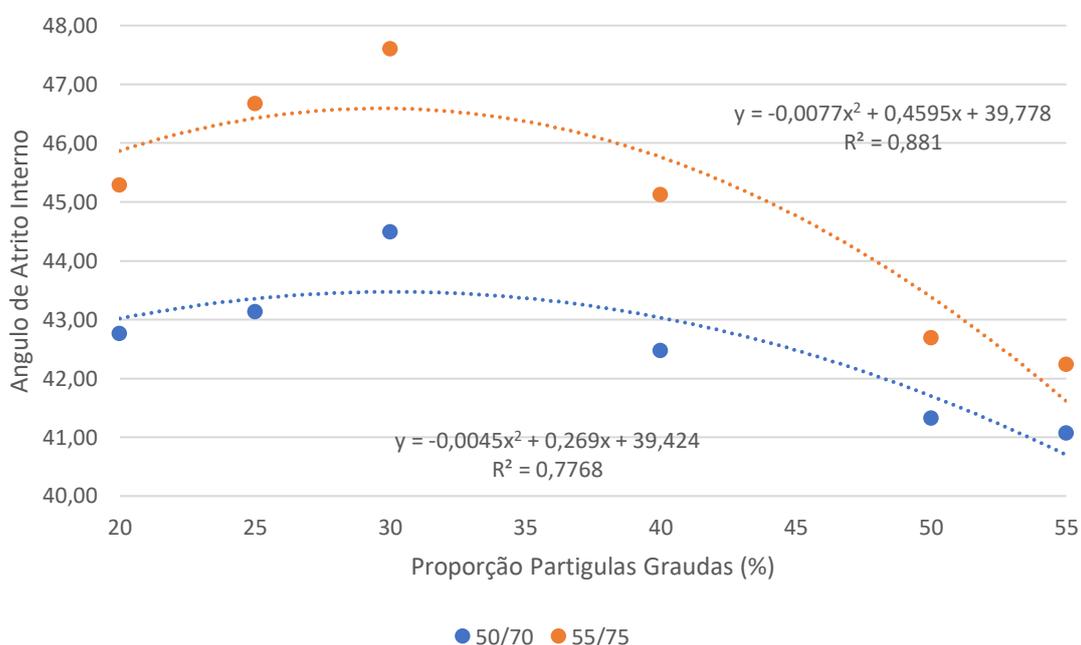
Figura 36 – Resultados de ângulo de atrito interno das faixas ensaiadas.



Ao analisar os resultados, o ângulo de atrito interno apresenta uma tendência crescente para as faixas FC, FCI e FB, seguido de uma tendência decrescente para as faixas FBI, FBII e FF, tanto para as amostras utilizando o CAP 50/70 como o E – 55/75. Essas tendências indicam que as faixas FC, FCI e FB podem apresentar resultados melhores quanto a deformação permanente das misturas asfálticas, enquanto que as faixas FBI, FBII e FF poderão apresentar resultados menos expressivos de deformação permanente. A variável ligante atribuiu uma melhoria significativa no desempenho das faixas com relação ao ângulo de atrito interno, onde exceto nas faixas FBII e FF, consideradas extremos de análise e que apresentaram as menores diferenças entre a relação ligante versus ângulo de atrito, as demais faixas apresentaram um ganho quando utilizado E – 55/75 de aproximadamente 3°, quando comparado com o CAP 50/70. Indicando a importância do ligante utilizado quanto a análise do ângulo do atrito interno e coesão de misturas asfálticas.

Outro ponto a ser observado, é que aparentemente existe um ponto de saturação de partículas graúdas utilizadas. Na Figura 37 está demonstrado graficamente a relação entre proporção de partículas graúdas em função do ângulo de atrito interno.

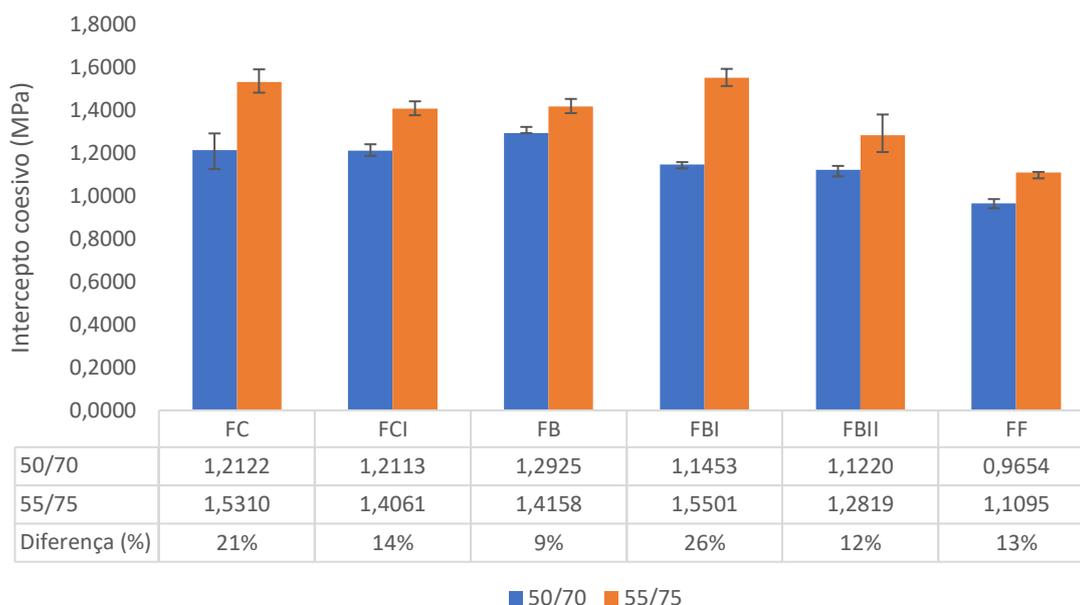
Figura 37 – relação entre proporção de partículas graúdas em função do ângulo de atrito interno.



Ambos os ligantes apresentam a mesma tendência, ficando evidente pela proximidade das equações geradas de cada gráfico. Nota-se que o ponto de saturação de partículas graúdas se encontra entre 30 a 35%, sendo necessário uma abordagem mais aprofundada para determinar o valor exato.

Outra variável que pode influenciar na resistência a deformação permanente das misturas asfálticas é o intercepto coesivo. Na Figura 38 estão demonstrados graficamente os resultados de coesão das faixas ensaiadas.

Figura 38 – Resultado do intercepto coesivo das faixas ensaiadas.



Os resultados obtidos para as faixas que utilizaram o mesmo tipo de ligante não apresentaram uma grande variação entre si. Porém, entre os ligantes utilizados ocorreu uma leve variação na coesão obtida. Essa variação já era esperada mediante a melhor qualidade de aderência proporcionada pelo E – 55/75. Pela baixa variação é seguro afirmar que a coesão das faixas analisadas não deve influenciar de forma significativa as suas resistências a deformação permanente.

5.4 Flow Number

Os ensaios de Flow Number (FN) foram realizados seguindo as especificações da norma ABNT NBR 16505/2016. Os critérios de Flow Number para os níveis de tráfego, expressos em equivalente de carga por eixo padrão (Equivalent Single Axle Load – ESALs) são dados na Tabela 20.

Tabela 20 – Flow Number mínimo requerido pela NCHRP 09-33.

| Nível de tráfego, 10 ⁶ ESALs | FN (Ciclos, min.) |
|---|-------------------|
| < 3 | --- |
| 3 a < 10 | 53 |
| 10 a < 30 | 190 |
| ≥ 30 | 740 |

De acordo com Fontenele (2011), o eixo equivalente utilizado para definição dos ESALs, é o eixo simples de rodas duplas de 8,2 t (80,1 Kn) e espaçadas de 300 mm (cada conjunto de rodas duplas). Na Figura 39, estão dispostos os resultados de Flow Number encontrados para as faixas ensaiadas, os resultados obtidos são referentes as médias a partir de 6 (nove) corpos de prova ensaiados.

Figura 39 – Resultados de Flow Number



Os resultados obtidos confirmam que o ângulo de atrito interno está intimamente ligado a resistência a deformação permanente de misturas asfálticas. É possível perceber que assim como os resultados obtidos no ângulo de atrito interno existe uma tendência crescente para as faixas FC, FCI e FB, e uma tendência decrescente nas faixas FBI, FBII e FF. É notório a influência do

ligante utilizado, onde as faixas com E – 55/75 apresentaram resultados aproximadamente 3 vezes maior que as faixas com CAP 50/70. Transformando misturas (FC, FCI, FB e FBI) que podem ser utilizadas em zonas de trafego padrão (3 a 10 x 10⁶ ESALs), em misturas que podem ser utilizadas em zonas de trafego pesado (10 a 30 x 10⁶ ESALs). As faixas FBII e FF são as discrepantes desse padrão, podendo ser utilizadas em zona de trafego leve (< 3 x 10⁶ ESALs), para o CAP 50/70, e zona de trafego padrão (3 a 10 x 10⁶ ESALs), para o E – 55/75.

A faixa FBI apresenta equivalentes com a faixa FC, tanto de ângulo de atrito interno como de Flow Number, indicando que a tendência de influência de partículas graúdas na mistura deve ser parabólica. Sendo assim, confirmando que existe um teor de partículas graúdas entre as faixas de 30 a 35% que apresentará o melhor ângulo de atrito interno e Flow Number possível para os agregados utilizados nessa pesquisa.

5.5 Módulo de resiliência

Os ensaios de módulo de resiliência foram realizados seguindo as especificações das normas ASTM D 4123-82 e ABNT NBR 16018/2011. Nas Figuras 40 e 41, estão dispostos a média, de 3 (três) CPs ensaiados, dos resultados dos módulos de resiliência total e instantâneos, respectivamente.

Figura 40 – Resultados de módulo de resiliência instantâneo a 25 °C.

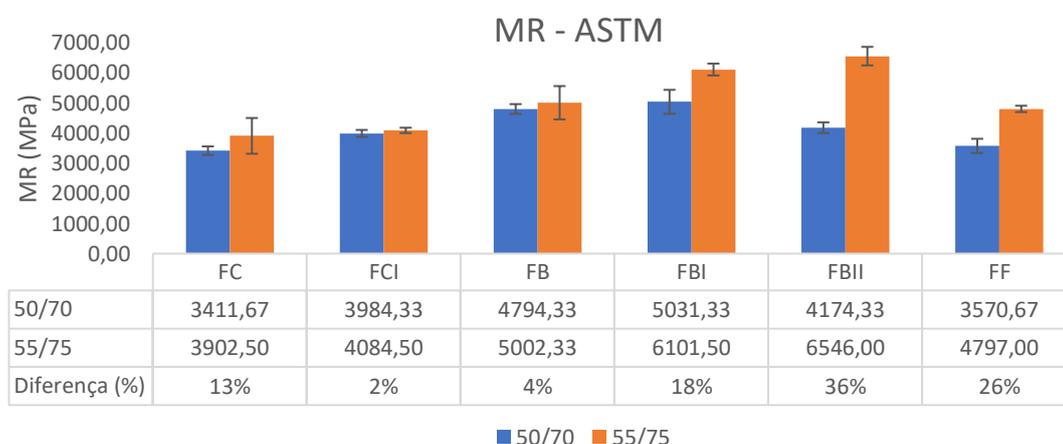
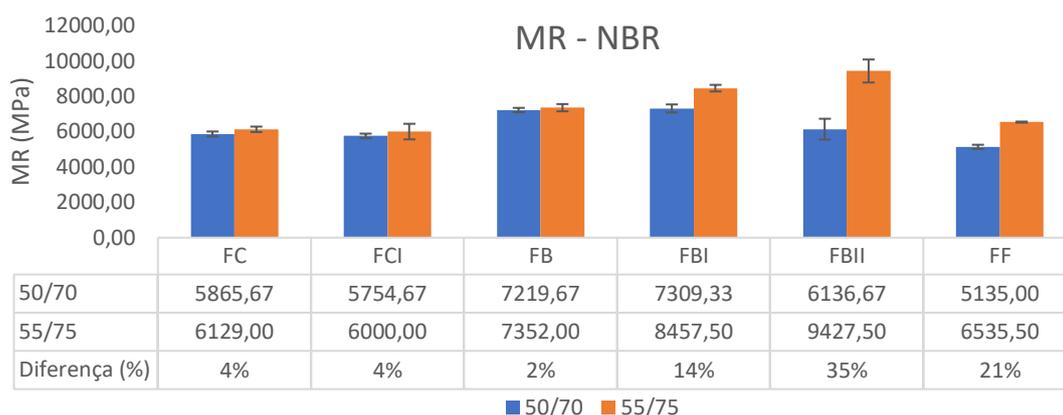


Figura 41 – Resultados de módulo de resiliência total a 25 °C.



Observa-se pelos resultados obtidos e apresentados nas Figuras 40 e 41, que as faixas ensaiadas apresentaram certa tendência. Onde os resultados de módulo de resiliência apresentaram-se crescente com o acréscimo de partículas graúdas (faixas FC, FCI, FB, FBI), para o CAP 50/70. Porém, ocorreu uma descontinuidade dessa tendência nas faixas BII e FF, indicando uma saturação de partículas graúdas na mistura asfáltica.

É provável que a estrutura das faixas FBII e FF estejam comprometidas devido ao ligante utilizado, não pela qualidade do ligante, mas pela eficiência e desempenho atribuídos pelo ligante a mistura. Pois, percebe-se que para o E – 55/75, a faixa FBII apresenta-se com os melhores resultados dentre as misturas ensaiadas, e a faixa FF com o menor resultado, mas com valores próximos das demais faixas. Isso demonstra o quanto o ligante utilizado interfere com a interação entre as partículas, demonstrando mais uma vez que pode existir um ponto de saturação de partículas graúdas para cada tipo de ligante aplicado, ou que poderia ser aplicado.

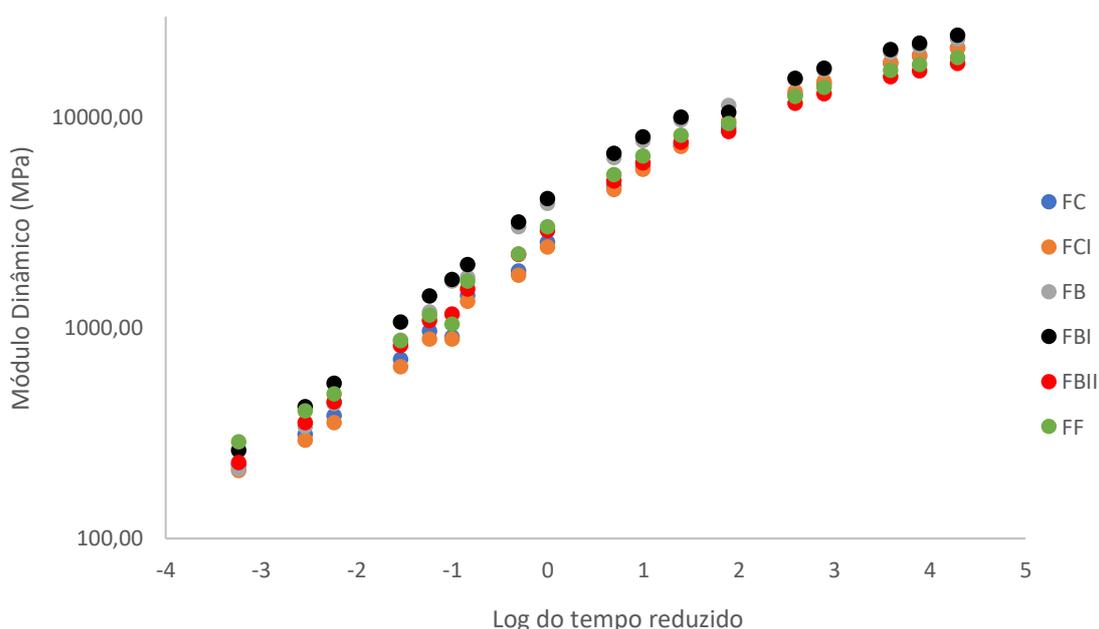
5.6 Módulo dinâmico

As curvas mestras foram elaboradas por meio do processo de superposição “tempo x temperatura” na temperatura de referência de 21,1 °C. Para o traçado, seguiu-se as determinações do Federal Highway Administration

dos Estado Unidos. Determinações essas descritas no documento “E*, Dynamic Modulus: Test Protocol – Problems and Solutions” (2003).

Os resultados de módulo dinâmico, foram obtidos por meio das médias a partir de 6 (seis) corpos de prova ensaiados. Na Figura 42 está representada todas as faixas analisadas para o CAP 50/70.

Figura 42 – Curva mestre das faixas analisadas para o CAP 50/70.



Os resultados obtidos das curvas mestre demonstram que todas as faixas analisadas utilizando o CAP 50/70 apresentaram comportamentos semelhantes, pois as diferenças entre as inclinações foram similares. Quando analisadas em um quadro geral, Figura 42, percebe-se que as curvas mestres das faixas analisadas apresentaram mesma magnitude. Demonstrando que a rigidez das faixas analisadas por meio da aplicação de carga senoidal em diferentes frequências não foi afetada pela variação do acréscimo de partículas graúdas.

Embora os resultados encontrados sejam próximos, é possível uma análise por meio da razão modular entre as misturas para temperatura mais baixa (4,4 °C), e temperatura mais alta (37,8 °C). Para temperaturas baixas são desejáveis módulos baixos, esses correspondendo a uma melhor resistência ao

trincamento térmico. Quanto a temperaturas altas são desejáveis módulos altos, pois representam uma melhor resistência à deformação permanente.

As condições de temperatura utilizadas para a comparação foram de 4,4 °C para temperaturas mais baixas e 37,8 ° C para temperaturas mais elevadas. Foram escolhidas as frequências de 0,5 e 10 Hz. Onde 10 Hz, representa a velocidade típica de um veículo em uma rua arterial, e 0,5 Hz, representa uma velocidade menor, como no caso de estacionamento. A curva de referência utilizadas será a da faixa FC, pois independe a escolha da curva, visto que o interesse é um comparativo de resultado nas frequências e temperaturas escolhidas. A razão modular (R) é representada pela Equação 8.

$$R = \frac{|E^*|_{MIS}}{|E^*|_{REF}} \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

R é a razão modular.

$|E^*|_{MIS}$ é o módulo dinâmico da mistura analisada.

$|E^*|_{REF}$ é o módulo dinâmico da mistura de referência.

Para as condições de baixas temperaturas, o melhor desempenho apresentará R mais baixos. Inversamente, para as condições de altas temperaturas, o melhor desempenho apresentará R maiores. As razões modulares encontradas para o CAP 50/70 estão expressas na Tabela 21.

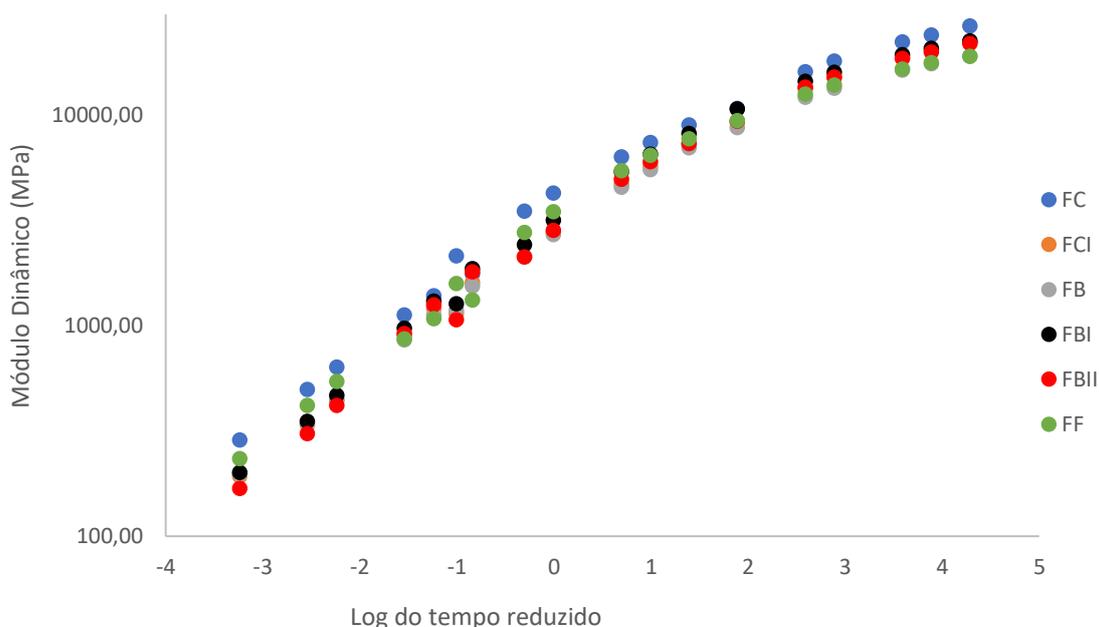
Tabela 21 - Razão modular dos módulos dinâmicos para o CAP 50/70.

| Condições Amostras | Alta temperatura com velocidade moderada | | Alta temperatura com velocidade baixa | | Baixa temperatura com velocidade moderada | | Baixa temperatura com velocidade baixa | |
|-----------------------|--|---------|---|---------|--|--------|--|--------|
| | 10 Hz | 37,8 °C | 0,5 Hz | 37,8 °C | 10 Hz | 4,4 °C | 0,5 Hz | 4,4 °C |
| FC | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | |
| FCI | 1,05 | | 1,06 | | 1,01 | | 1,04 | |
| FB | 1,24 | | 1,09 | | 1,12 | | 1,19 | |
| FBI | 1,16 | | 1,03 | | 1,10 | | 1,12 | |
| FBII | 0,78 | | 0,60 | | 0,85 | | 0,91 | |
| FF | 0,95 | | 0,91 | | 0,91 | | 0,98 | |

Os resultados confirmam os resultados obtidos no Flow Number, onde valores de ângulo de atrito interno indicaram maiores valores de resistência a deformação permanente. O único ponto fora do esperado foi o da faixa FBI, onde mesmo com o ângulo de atrito interno menor que as faixas FC e FCI, apresentou valores de razão modular maiores que as faixas FC e FCI, indicando uma maior capacidade de resistência a deformação permanente. Tal fato, não foi constatado na análise de Flow Number. O mesmo aumento da razão modular foi observado na análise de baixas temperaturas. Mesmo sendo uma variação pequena, tal fato indica que as amostras para as faixas FCI, FB e FBI estarão mais sujeitas ao trincamento térmico que as faixas FC, FBII e FF. Esse comportamento já era esperado para as faixas FBII e FF, pois apresentam uma estrutura mais graúda, conseqüentemente com uma compacidade menor que a que seria encontrada na faixa C, que contem maior participação de partículas miúdas.

Na Figura 43 está representada todas as faixas analisadas para o E – 55/75.

Figura 43 – Curva mestre das faixas analisadas para o E – 55/75.



Os resultados obtidos das curvas mestre para as faixas utilizando o E – 55/75 demonstraram comportamentos semelhantes aos das curvas mestre das faixas que utilizaram o CAP 50/70, com pouca diferença nas inclinações e resultados da mesma magnitude. Mesmo se comparado os resultados obtidos entre os ligantes utilizado, não houve discrepância entre os resultados de faixas similares. Demonstrando que a rigidez das faixas analisadas por meio da aplicação de carga senoidal em diferentes frequências não foi afetada pela variação do acréscimo de partículas graúdas, nem pelo ligante utilizado.

A análise das razões modulares também foi realizada nas faixas com o E – 55/75. As razões modulares encontradas para o E – 55/75 estão expressas na Tabela 22.

Tabela 22 - Razão modular dos módulos dinâmicos para o E – 55/75.

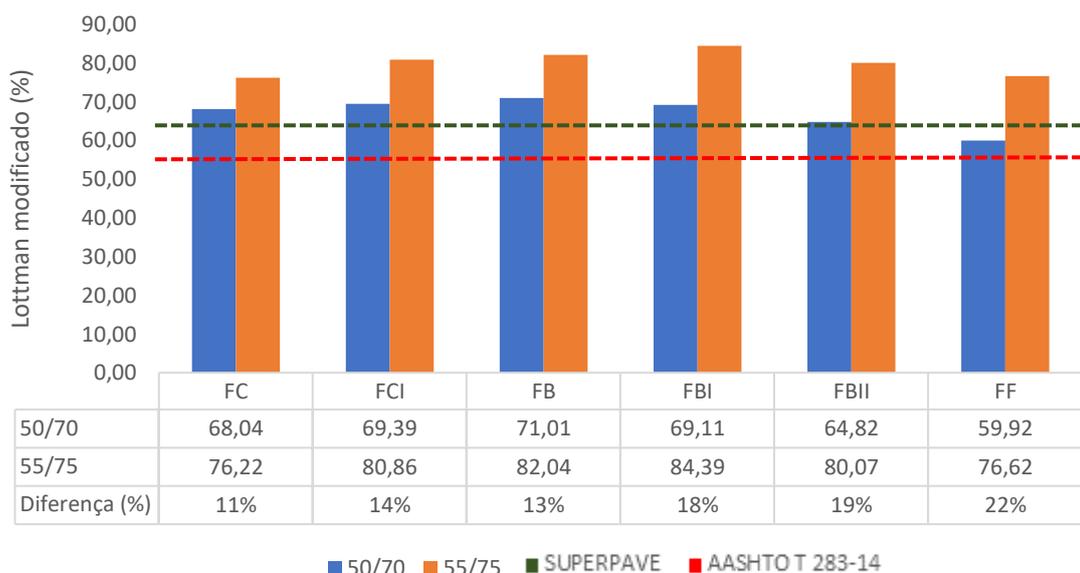
| Condições Amostras | Alta temperatura com velocidade moderada | | Alta temperatura com velocidade baixa | | Baixa temperatura com velocidade moderada | | Baixa temperatura com velocidade baixa | |
|-----------------------|--|---------|---|---------|--|--------|--|--------|
| | 10 Hz | 37,8 °C | 0,5 Hz | 37,8 °C | 10 Hz | 4,4 °C | 0,5 Hz | 4,4 °C |
| FC | 1 | | 1 | | 1 | | 1 | |
| FCI | 1,00 | | 0,79 | | 0,84 | | 0,83 | |
| FB | 1,07 | | 0,95 | | 0,73 | | 0,76 | |
| FBI | 0,94 | | 0,71 | | 0,86 | | 0,90 | |
| FBII | 0,91 | | 0,62 | | 0,83 | | 0,85 | |
| FF | 0,78 | | 0,84 | | 0,94 | | 0,99 | |

Os resultados para o E – 55/75 confirmam os resultados obtidos no Flow Number, onde as faixas FC, FCI e FB apresentaram os melhores resultados. Esse fato confirma os ângulos de atrito interno obtidos para as faixas utilizando E – 55/75. Quanto a baixas temperaturas os resultados indicam um ganho de resistência ao trincamento térmico, se comparado a faixa FC.

5.7 Resistência ao dano por umidade induzida

O ensaio de resistência ao dano por umidade induzida foi realizado seguindo as especificações da norma AASHTO T 283-14. Na Figura 44 estão apresentados os resultados de RRt.

Figura 44 – Resultados de resistência retida a tração, RRt.



De acordo com o Asphalt institute (2014), a pesquisa original determinava que a resistência retida à tração mínima em uma dosagem pelo método Superpave deve ser de 80%. Em contrapartida, resultados de 60% ou menores são considerados inaceitáveis, pois indicam a susceptibilidade da mistura à umidade. No entanto valores de 80% e acima forma considerados altos, e muitas outras agências de estudos começaram a aceitar valores de resistência retida à tração de 70% ou maiores. Esse valor foi baseado em novas avaliações laboratoriais e experiência prática. Assim, algumas especificações como a AASHTO MP 8-01 já determinam essa nova faixa de resistência retida à tração.

Analisando os resultados de resistência retida à tração, expostos na Figura 69, a única faixa ensaiada com o CAP 50/70 que satisfaz os critérios anteriormente descritos é a faixa FB. Esse resultado já era esperado, tendo em vista que o CAP 50/70 e o agregado não apresentaram a adesividade requerida. Como o intuito da pesquisa não é garantir completo desempenho da mistura e a única medida preventiva foi a utilização da cal hidratada, essa melhorando, mas não garantindo a eficiência da adesividade entre ligante e agregado. Porém, os resultados se apresentaram próximo do estabelecido no método de dosagem Superpave. Vale salientar que, de acordo com o Asphalt Institute (2014),

dosagens com a resistência retida à tração entre o intervalo de 61 a 70% podem ser utilizadas, no entanto é indicado medidas como o dopping do ligante.

Para as faixas ensaiadas com o E – 55/75, todas as amostras apresentaram-se dentro das especificações, com algumas superando o exigido pela metodologia de dosagem Superpave. O que indica a eficiência da aderência entre o ligante e os agregados, fato já avaliado pelo ensaio de adesividade.

6 CONCLUSÕES

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões do trabalho baseadas nos objetivos pretendidos e nos resultados alcançados. Sendo por último apresentado as sugestões para trabalhos futuros.

6.1 Conclusões

Por meio da análise dos resultados obtidos nessa pesquisa, é possível concluir que:

De acordo com os critérios atuais de dimensionamento todas as faixas ensaiadas podem ser utilizadas em obras de pavimento. Obviamente, levando em consideração a sua condição de utilização. Existindo a necessidade de dopping do ligante 50/70, por não satisfazer as condições de adesividade, e ajuste de faixas de tráfego para o correto aproveitamento do desempenho das faixas granulométricas ensaiadas.

A obtenção de parâmetros de ruptura por cisalhamento, para misturas asfálticas, por meio da teoria de Mohr-Coulomb é possível e acessível de execução em campo. Respondendo de forma satisfatória questões de desempenho da camada de rolamento, entre elas a resistência a deformação permanente das misturas asfálticas.

Os parâmetros de ruptura por cisalhamento, ângulo de atrito interno e intercepto coesivo, são fatores determinantes no desempenho a deformação permanente de misturas asfálticas. Para ambos os ligantes utilizados, os resultados indicaram que o acréscimo do ângulo de atrito interno resultou numa maior resistência a deformação permanente. O oposto também foi observado, onde as misturas com o menor ângulo de atrito interno apresentaram menores capacidade de resistência a deformação.

Tal avaliação está validada pelos ensaios de Flow Number e módulo dinâmico. Ambos os ensaios apresentaram resultados semelhantes, onde as faixas FC, FCI e FB, apresentaram uma melhor resistência a deformação

permanente, se comparado com as faixas FBI, FBII e FF. Em correspondência com os resultados obtidos para seus ângulos de atrito interno, onde as faixas FC, FCI e FB apresentaram os melhores ângulos de atrito interno, de forma crescente. Enquanto que, as faixas FBI, FBII e FF apresentaram resultados inferiores, de forma decrescente.

Tal melhoramento das faixas FC, FCI e FB se deu pelo acréscimo de agregados graúdos na faixa, o que proporciona uma melhor interação entre as partículas e conseqüentemente um melhor ângulo de atrito interno. Já nas faixas FBI, FBII e FF, esse acréscimo foi prejudicial, indicando que existe um grau de saturação de partículas graúdas na mistura. Foi possível observar que o suposto grau de saturação de partículas graúdas se encontra entre 30 e 35%.

Essa saturação não inviabiliza a utilização de uma faixa granulométrica, mas acarreta em uma perda de desempenho da mesma. Como observado nas faixas FBI, FBII e FF, principalmente para a faixa FBI, onde essa apresentou ótimos resultados, inclusive quanto a deformação permanente, sendo muitas vezes equivalente aos resultados obtidos para a faixa FC. Vale salientar que, para os materiais utilizados, os melhores resultados foram observados para a faixa FB.

Com os resultados obtidos é possível afirmar que o acréscimo de 5% de partículas graúdas em uma faixa granulométrica, apresentou um ganho de 1° no ângulo de atrito interno da faixa. Devendo ser observado o limite de 30 a 35% de partículas graúdas da mistura.

Fato a ser observado é a variação do ângulo de atrito em função do ligante utilizado. A literatura mostra casos em que esse fato ocorreu, mas apresentando ressalvas de condições de ensaios. A variação encontrada nessa pesquisa pode ser resultado da realização dos ensaios, de resistência a compressão axial e resistência a tração por compressão diametral, terem sido realizados em temperatura ambiente. Tal condição não diminui a ação do intercepto coesivo.

O intercepto coesivo apresentou pouca variação entre as faixas, porem uma grande variação quanto ao ligante. Resultado já esperado, visto que o

E – 55/75 apresenta ótima interação ligante agregado, a adesividade foi satisfatória e a capacidade elástica inerente ao E – 55/75.

Por fim, é plausível afirmar que os ensaios de resistência a compressão axial e resistência a tração por compressão diametral, são capazes de representar os parâmetros da teoria de Mohr-Coulumb de forma satisfatória. Sendo esses de fácil prática e aplicação na fase de controle, não onerando a execução, de uma obra de pavimentação.

6.2 Sugestões para pesquisas futuras

Para aprimoramento do entendimento dos parâmetros de ruptura por cisalhamento e sua influência na deformação permanente, sugere-se:

- Realização dos ensaios com variação de temperatura. Como a variação de temperatura afeta diretamente a coesão, mas não o ângulo de atrito interno, essa poderia ser uma boa condição de confirmação dos resultados obtidos.
- Análise da porcentagem limite de partículas graúdas. Executando uma pesquisa mais precisa nas faixas entre 30 e 40% de partículas graúdas.
- Analisar as faixas com materiais de outras regiões. A variação dos materiais também atribuirá em variações nas propriedades mecânicas. Sendo de suma importância a formação de bancos de dados que analisem o material em função de seu ângulo de atrito interno e sua resistência a deformação permanente.
- Confirmação por meio de outros ensaios de análise de deformação permanente. Como exemplo, creep estático, triaxial de varredura de tensões e simuladores de laboratório.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO TP 70. **STANDARD METHOD OF TEST FOR MULTIPLE STRESS CREEP RECOVERY (MSCR) TEST OF ASPHALT BINDER USING A DYNAMIC SHEAR RHEOMETER (DSR)**. Washington, D.C., 2013.

_____. AASHTO TP 79/16, **STANDARD METHOD OF TEST FOR DETERMINING THE DYNAMIC MODULUS AND FLOW NUMBER FOR ASPHALT MIXTURES USING THE ASPHALT MIXTURE PERFORMANCE TESTER (AMPT)**. Washington, D.C., 2016.

_____. AASHTO T 283, **STANDARD METHOD OF TEST FOR RESISTANCE OF COMPACTED ASPHALT MIXTURES TO MOISTURE-INDUCED DAMAGE**. Washington, D.C., 2014.

_____. AASHTO T 304 – 17, **STANDARD METHOD OF TEST FOR UNCOMPACTED VOID CONTENT OF FINE AGGREGATE**. Washington, D.C., 2017.

_____. AASHTO M 320. **STANDARD SPECIFICATION FOR PERFORMANCE-GRADED ASPHALT BINDER AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS**. Washington, D.C., 2010.

AL-MOSAWE, H. **PREDICTION OF PERMANENT DEFORMATION IN ASPHALT MIXTURES**. PhD thesis, University of Nottingham. 2016.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6560, **MATERIAIS BETUMINOSOS: DETERMINAÇÃO DO PONTO DE AMOLECIMENTO: MÉTODO DO ANEL E BOLA**. Rio de Janeiro, 2000.

_____. NBR 6576, **MATERIAIS BETUMINOSOS: DETERMINAÇÃO DA PENETRAÇÃO**. Rio de Janeiro, 1998.

_____. NBR 11341, **DERIVADOS DE PETRÓLEO: DETERMINAÇÃO DOS PONTOS DE FULGOR E DE COMBUSTÃO EM VASO ABERTO CLEVELAND**. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 15086: **MATERIAIS BETUMINOSOS - DETERMINAÇÃO DA RECUPERAÇÃO ELÁSTICA PELO DUCTILÔMETRO**. Rio de Janeiro, 2006.

_____. NBR 15087: **MISTURAS ASFÁLTICAS — DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL. RIO DE JANEIRO**, 2012.

_____. NBR 15184: **MATERIAIS BETUMINOSOS: DETERMINAÇÃO DA VISCOSIDADE EM TEMPERATURA ELEVADA USANDO UM VISCOSÍMETRO ROTACIONAL**. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 16018: **MISTURAS ASFÁLTICAS – DETERMINAÇÃO DA RIGIDEZ POR COMPRESSÃO DIAMETRAL SOB CARGA REPETIDA**. Rio de Janeiro, 2011.

_____. NBR 16018: **MISTURAS ASFÁLTICAS - RESISTÊNCIA À DEFORMAÇÃO PERMANENTE UTILIZANDO O ENSAIO UNIAXIAL DE CARGA REPETIDA**. Rio de Janeiro, 2016.

ANDERSSON, P., **TRVKB 10 BITUMINOUS STOCK**. Swedish Transport Administration, TRV 2011:082, ISBN number: 978-91-7467-151-3. 2011.

Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis - ANP. Regulamento Técnico no 03/2005. Resolução ANP nº 19, de 11 de julho de 2005. Brasília, DF, Anexo I, julho de 2005.

ASPHALT INSTITUTE. **SUPERPAVE MIX DESIGN: Superpave series SP-2**. 3. Ed. 2001.

ASPHALT INSTITUTE. **ASPHALT MIX DESIGN METHODS: Superpave series SP-2 (MS-2)**. 7. Ed. 2014.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 2041, STANDARD TEST METHOD FOR THEORETICAL MAXIMUM SPECIFIC GRAVITY AND DENSITY OF BITUMINOUS PAVING MIXTURES**. USA, 2011.

_____. **ASTM D 2872, EFFECT OF HEAT AND AIR ON A MOVING FILM OF ASPHALT (ROLLING THIN-FILM OVEN TEST)**. USA, 1997.

_____. ASTM D 4123, **STANDARD METHOD OF INDIRECT TENSION TEST FOR RESILIENT MODULUS OF BITUMINOUS MIXTURES**. USA, 1982.

_____. ASTM D 4867, **STANDARD TEST METHOD FOR EFFECT OF MOISTURE ON ASPHALT CONCRETE PAVING MIXTURES**. USA, 2014.

_____. ASTM D 4791, **STANDARD TEST METHOD FOR FLAT PARTICLES, ELONGATED PARTICLES, OR FLAT AND ELONGATED PARTICLES IN COARSE AGGREGATE**. USA, 2005.

ATLAS DO TRANSPORTE – 1.ED. – CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTE (CNT) – Brasília: CNT: SEST: SENAT, 2017.

DE BARROS, L. M., **DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS: AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO CONFORME CRITÉRIO DE FLOW NUMBER DE MISTURAS QUENTES E MORNAS**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

BALBO, José Tadeu. **PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA: MATERIAIS, PROJETOS E RESTAURAÇÃO**, São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B., **PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA: FORMAÇÃO BÁSICA PARA ENGENHEIROS**. Petrobras, ABEDA, Rio de Janeiro, 2007.

BONAQUIST, R. **NCHRP REPORT 629 RUGGEDNESS TESTING OF DYNAMIC MODULUS AND FLOW NUMBER TESTS WITH SIMPLE PERFORMANCE TESTER** National Cooperative Highway Research Program, 2008.

CAVALCANTE, F.P., **EFEITO DA ADIÇÃO DOS ÓLEOS DE RICINUS COMMUNIS E LINUS USITATISSIMUM NAS PROPRIEDADES REOLÓGICAS DO CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO PURO E MODIFICADO**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB, 2016.

COSTA, L. F., **ANÁLISE DO USO DAS FIBRAS DO PSEUDOCAULE DA BANANEIRA EM MISTURAS ASFÁLTICAS SMA**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2017.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER – ME 035/98, **AGREGADOS – DETERMINAÇÃO DA ABRASÃO “LOS ANGELES”**. Rio de Janeiro, 1998.

_____. DNER – ME 043/95, **MISTURA BETUMINOSAS A QUENTE – ENSAIO MARSHALL**. Rio de Janeiro, 1995.

_____. DNER – ME 054/97. **EQUIVALENTE AREIA**. Rio de Janeiro, 1997.

_____. DNER – ME 078/94. **AGREGADO GRAÚDO: ADESSIVIDADE AO LIGANTE ASFÁLTICO**. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER – ME 081/98. **AGREGADOS: DETERMINAÇÃO DA ABSORÇÃO E DA DENSIDADE DE AGREGADO GRAÚDO**. Rio de Janeiro, 1998.

_____. DNER – ME 083/98. **AGREGADOS: ANÁLISE GRANULOMETRICA**. Rio de Janeiro, 1998.

_____. DNER – ME 084/95. **AGREGADO MIÚDO: DETERMINAÇÃO DE DENSIDADE REAL**. Rio de Janeiro, 1995.

_____. DNER – ME 086/94. **AGREGADO: DETERMINAÇÃO DE ÍNDICE DE FORMA**. Rio de Janeiro, 1994.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. DNIT 005/2003 – TER, **DEFEITOS NOS PAVIMENTOS FLEXÍVEIS E SEMIRRÍGIDOS TERMINOLOGIA**, Rio de Janeiro, 2003.

_____. DNIT – ME 031/06. **PAVIMENTOS FLEXÍVEIS - CONCRETO ASFÁLTICO - ESPECIFICAÇÃO DE SERVIÇO**. Rio de Janeiro, 2006.

_____. DNIT – ME 136/10. **DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL**. Rio de Janeiro, 2010.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **E* - DYNAMIC MODULUS TEST PROTOCOL – PROBLEMS AND SOLUTIONS**. 2003.

FONSECA, O. A., **DEVELOPMENT OF A TIME DEPENDENT MODEL FOR THE DYNAMIC MODULUS OF ASPHALT MIXES**. Dissertation, University of Maryland, Maryland, E.U.A, 1995.

FONTENELE, H. B., **REPRESENTAÇÃO DO TRAFEGO DE VEICULOS RODOVIARIOS DE CARGA ATRAVES DE ESPECTROS DE CARGA POR EIXO E SEU EFEITO NO DESEMPENHO DOS PAVIMENTOS**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo - USP. São Carlos, SP. 2011.

FRANCO, F. A. C. P., **MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS – SISPAV**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COOPE. Rio de Janeiro. 2007.

FRANCKEN L. e VERSTRATEN, **PERMANENT DEFORMATION LAW OF BITUMINOUS ROAD MIXES IN REPEATED TRIAXIAL COMPRESSION**. Proceedings of 4th Conference Structural Design of Asphalt Pavements, Ann Harbour, 1977.

GONÇALVES, F.P. (1999), **O DESEMPENHO DOS PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**.

HAJJ, E.Y.; SIDDHARTHAN, R.V.; SEEBALY, P.E.; WEITZEL, D. **HOT-MIX ASPHALT MIXTURES FOR NEVADA'S INTERSECTIONS**. Transportation Research Record. N° 2001. p. 121-133, 2007.

HARYANTO, I., TAKAHASHI, O., **A RUTTING POTENTIAL USING SHEAR STRENGTH PROPERTIES FOR INDONESIAN WEARING COURSES MIXTURES**. International Journal of Pavements. Vol. 6, p. 27-38. 2007.

HESAMI. E., **CHARACTERISATION AND MODELLING OF ASPHALT MASTICS AND THEIR EFFECT ON WORKABILITY**. PhD (Tese). KTH, Royal Institute of Technology. School of Architecture and the Built Environment. 2014.

HUGHES, Lucas Oliveira; FIGUEIREDO, Vitor Lemos; CRUZ, Zoraide Vieira. **APLICAÇÃO DE WHITETOPPING TRADICIONAL PARA RECUPERAÇÃO DE RODOVIAS**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 2, Vol. 15. Pp 05-20., janeiro de 2017. ISSN: 2448-0959

TABORDA JUNIOR, E.P.; MAGALHÃES, S.L.M., **PAVIMENTAÇÃO EM VIAS PÚBLICAS ANÁLISE DO ESTADO DO PAVIMENTO DA AVENIDA CORONEL**

ESCOLÁSTICO EM CUIABÁ – MT. Engineering and Science. Vol. 1, Ed. 1. Maio, 2014

JUNIOR, T. C., **ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS CONVENCIONAIS E MODIFICADAS.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

KALOUSH, K. E., BILIGIRI, K. P., ZEIADA, W. A. RODEZNO, M. C., SOULIMAN, M. I. REED, J. X., RODRIGUEZ, J. M., STEMPIHAR, J., **LABORATORY EVALUATION OF RUBBER & POLYMER MODIFIED BITUMINOUS MIXTURES CONSTRUCTED IN STOCKHOLM (E18 HIGHWAY BETWEEN THE JÄRVA KROG & BERGSHAMRA INTERCHANGES).** Swedish Road Administration. Vägverket. 405 33 Göteborg. Kruthusgatan 17, Sweden. February 2010.

KETTIL, P.; LENHOF, B.; RUNESSON, K.; WIBERG, N. E. **SIMULATION OF INELASTIC DEFORMATION IN ROAD STRUCTURES DUE TO CYCLIC MECHANICAL AND THERMAL LOADS.** Computers and Structures, n. 85, p. 59-70. 2007.

MAIA, I.M.C, **CARATERIZAÇÃO DE PATOLOGIAS EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS.** Dissertação (Mestrado). Universidade do Porto, Porto, 2012.

MARQUES, G. L. O., **UTILIZAÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA COMO CRITÉRIO DE DOSAGEM DE MISTURA ASFÁLTICA; EFEITO DA COMPACTAÇÃO POR IMPACTO E GIRATÓRIA.** Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COOPE. Rio de Janeiro. 2004.

MATTOS, J. R., NÚÑES, W. P., CERATTI, J. A., ZÍNGANO, A., FEDRICO, W. **SHEAR STRENGTH OF HOT-MIX ASPHALT AND ITS RELATION TO NEAR-SURFACE PAVEMENT FAILURE – A CASE STUDY IN SOUTHERN BRAZIL.** In: E&E Congress 2016 | 6th Eurasphalt & Eurobitume Congress. June 2016. Prague, Czech Republic

MATTOS, J. R. G., **A INFLUÊNCIA AGREGADA ERA MAIS DOMINANTE DO QUE A INFLUÊNCIA DO AGLUTINANTE NO MÓDULO EM ALTAS TEMPERATURAS E A INFLUÊNCIA DO AGLUTINANTE ERA MAIS DOMINANTE SOBRE A INFLUÊNCIA AGREGADA EM BAIXAS TEMPERATURAS.** Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

MERIGHI, J.V.; SUZUKI, C.Y., **O ENSAIO DE CREEP DINÂMICO NA PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS.** In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE MANUTENÇÃO E RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS E CONTROLE TECNOLÓGICO. São Paulo, 2000.

MINHOTO, M.J.C., **CONSIDERAÇÕES DA TEMPERATURA NO COMPORTAMENTO À REFLEXÃO DE FENDAS DOS REFORÇOS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS FLEXÍVEIS.** Tese (Doutorado). Universidade de Minho, 2005.

MIRANDA, L.P., **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAVIMENTO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO SOB CARREGAMENTO CÍCLICO EM MODELO FÍSICO DE VERDADEIRA GRANDEZA.** Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

MOTTA, L. M. G., **CONTRIBUIÇÃO PARA A ESTIMATIVA DO MÓDULO RESILIENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS.** 14º Encontro de Asfalto, pp. 30-39, Instituto Brasileiro do Petróleo, Rio de Janeiro-RJ, 1998.

MOURA, E., **ESTUDO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM TRILHA DE RODA DE MISTURAS ASFÁLTICAS EM PISTA E EM LABORATÓRIO.** Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, 2010.

MURAYA, P. M., **PERMANENT DEFORMATION OF ASPHALT MIXTURES.** Dissertação (Mestrado). IHE/TU Delft, The Netherlands. 2007.

NCHRP Project 09-33 “Performance Testing Recommendations,” 132–134.

NOVAK, M., BIRGISSON, B., ROQUE, R., **THREE-DIMENSIONAL FINITE ELEMENT ANALYSIS OF MEASURED TIRE CONTACT STRESS AND THEIR EFFECTS ON INSTABILITY RUTTING OF ASPHALT MIXTURE PAVEMENTS.** In: Proceedings of Transportation Research Board Annual Meeting. Trabalhos técnicos, 26 p., 2003.

NÚÑEZ, W. P., CERATTI, J. A. P., PINTO, P. R. P., **AFINAL PORQUE PAVIMENTOS NOVOS ESTÃO ROMPENDO PRECOCAMENTE? UM ESTUDO SOBRE CAUSAS DE DEGRADAÇÕES PREMATURAS NA SUPERFÍCIE DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS.** In: Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões e Exposição Internacional de Produtos para Rodovias. Fox do Iguçu, PR. 2011.

PACHECO, L. M., **ANALISE PARAMETRICA DA RESISTENCIA AO CISALHAMENTO DE MISTURAS ASFALTICAS**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

PARTL, M. N.; BAHIA, H. U.; CANESTRARI, F.; LA ROCHE, C. de.; DI BENEDETTO, H.; PIBER, H.; SYBILSKI, D. **ADVANCES IN INTERLABORATORY TESTING AND EVALUATION OF BITUMINOUS MATERIALS**. State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 206-ATB. RILEM, 2013.

PESQUISA CNT DE RODOVIAS 2017: RELATÓRIO GERENCIAL. – 21.ED. – Brasília: CNT: SEST: SENAT, 2017.

PINTO, S., **ESTUDO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE MISTURAS BETUMINOSAS E APLICAÇÃO NA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1991.

RIBEIRO, M.M.P., **CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE DOS SOLOS DE SUBLEITO**. Dissertação (Mestrado). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

SILVA, G.J.C., MENEZES, L.B., NEDER, H.D., **QUALIDADE DA MALHA RODOVIÁRIA, CUSTOS ECONÔMICOS ASSOCIADOS E DETERMINANTES DOS ACIDENTES DE TRÂNSITO NO BRASIL: avaliação e proposição de política**. Rev. Políticas Públicas. São Luiz, v.19, n. 1, p. 327-347, jan./jun. 2015.

SILVA, J.A.A., **ESTUDO DAS PROPRIEDADES FÍSICAS, DE ESTADO E MECÂNICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS PARA OS REVESTIMENTOS DE PISTAS DE AERÓDROMOS**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB, 2011.

SOUSA, L.J.S., **ESTUDO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO MODIFICADO COM ÓLEO DE MAMONA**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB, 2012.

SU, K.; SUN, L.; HACHIYA, Y.; MAEKAWA, R. **ANALYSIS OF SHEAR STRESS IN ASPHALT PAVEMENTS UNDER ACTUAL MEASURED TIRE-PAVEMENT CONTACT PRESSURE**. In: Proceedings of the 6th ICPT. Japan. p.11-18. 2008.

VEIGA, J.M.R.C, MODELOS DE PREVISÃO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS. Dissertação (Mestrado). Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2013.

WANG, H., AL-QADI, I. L., NEAR-SURFACE PAVEMENT FAILURE UNDER MULTIAXIAL STRESS STATE IN THINCK ASPHALT PAVEMENT. Transportation Research Record. Washington, DC, n. 2514. p. 91-99. 2010

WANG, H., LIU, X., HAO, P., EVALUATING THE SHEAR RESISTANCE OF HOT MIX ASPHALT BY THE DIRECT SHEAR TEST. Journal of Testing and Evaluation, Vol. 36, No. 6. Nov. 2011.