



ESTUDO COMPARATIVO DO ENSAIO DE FRATURA DE DISCO CHANFRADO  
E DA FADIGA A COMPRESSÃO DIAMETRAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Ivana Gomes Maia

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Rio de Janeiro

Abril de 2011

ESTUDO COMPARATIVO DO ENSAIO DE FRATURA DE DISCO CHANFRADO  
E DA FADIGA A COMPRESSÃO DIAMETRAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Ivana Gomes Maia

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPODOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO  
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA  
(COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE  
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE  
EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

Prof.<sup>a</sup>. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

---

Prof. Jacques de Medina, LD., Emérito.

---

Dr.<sup>a</sup>. Leni Figueiredo Mathias Leite, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

ABRIL DE 2011

Maia, Ivana Gomes

Estudo comparativo do ensaio de fratura de disco chanfrado e da fadiga a compressão diametral de misturas asfálticas/ Ivana Gomes Maia. – Rio de Janeiro: UFRJ/ COPPE, 2011.

XII, 136 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2011.

Referências Bibliográficas: p. 126-133.

1. Misturas Asfálticas. 2. Mecânica da Fratura. 3. Fratura. 4. Fadiga. I. Motta, Laura Maria Goretti da. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Dedico ao meu pai, por me mostrar que o verdadeiro sábio é um eterno aprendiz.

# AGRADECIMENTOS

Primeiramente ao meu maior patrimônio: ao homem que a natureza impôs em minha vida, mas que eu tenho o imenso orgulho em chamá-lo de pai, Luiz Clark Soares Maia;

À minha amada mãe, Maria Idenir Palitot Gomes Maia, pela atenção conferida continuamente, pela paciência, pelo carinho e, acima de tudo, pelo amor incondicional;

À minha querida irmã, Bruna Gomes Maia, que de maneira peculiar contribuiu para o término de mais um ciclo significativo em minha vida;

À minha inestimável amiga, Carolina Duarte, pela eterna confiança e pelo incentivo contínuo, demonstrando que realmente a fé tem a capacidade de rir das impossibilidades. Os dias na cidade do Rio de Janeiro, certamente, teriam perdido a mágica essência da vida sem a sua ilustre presença;

À Maria Rosângela Alves da Silva, pelo total apoio na cidade do Rio de Janeiro;

Ao nobre amigo, Vinicius Cavalcanti Lopes, grata pelo total apoio nesta etapa decisiva da minha vida. Sem questionar as minhas decisões e, mais que isso, lembrando constantemente do meu potencial como ser humano e engenheira civil;

À Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, pela oportunidade de realização deste trabalho;

À minha orientadora, professora Dra. Laura Maria Goretti da Motta, pelo indiscutível exemplo profissional e, acima disso, pelo ser humano ímpar. As relações humanas convictamente seriam mais dignas, justas e honestas se houvesse mais pessoas como ela;

À banca avaliadora, contribuindo com suas experiências profissionais na discussão dos assuntos propostos;

A todo o corpo docente da COPPE/UFRJ, fundamentais para o meu crescimento e aprendizado, especialmente aos professores Ian Schumann Marques Martins e Anna Laura Lopes da Silva Nunes;

Ao Álvaro Vianna, por toda a ajuda nos ensaios mecânicos;

Ao Rodrigo Ferreira, pela imprescindível colaboração na preparação das misturas asfálticas, pela amizade consolidada e pelos momentos agradáveis;

À todos os companheiros do setor de pavimentação da COPPE, por toda ajuda;

À CAPES pela bolsa de estudos.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ESTUDO COMPARATIVO DO ENSAIO DE FRATURA DE DISCO CHANFRADO  
E DA FADIGA A COMPRESSÃO DIAMETRAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Ivana Gomes Maia

Abril/2011

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil

A proposta desta pesquisa foi comparar os parâmetros obtidos no ensaio de fratura com os resultados obtidos do ensaio de fadiga por compressão diametral a tensão controlada, visando avaliar a sua potencialidade na previsão de desempenho do pavimento quanto ao trincamento. A minimização da deterioração precoce de um pavimento asfáltico possibilita gerar uma curva de fadiga que permite estimar a vida útil. Os resultados indicaram uma boa correlação entre a força de pico e o parâmetro da curva de fadiga ( $n$ ), que expressa a sensibilidade ao nível de tensões impostas no ensaio. Esta correlação apresentou tendência linear: quanto maior a força de pico maior a sensibilidade ao nível de tensões na vida de fadiga. A energia de fratura ( $G_f$ ), quando correlacionada com a sensibilidade ao nível de tensões ( $n$ ), apresentou uma tendência polinomial de ordem 3 conforme proposto por RODRIGUES (1991) e BRAZ (1997). As correlações feitas, utilizando o parâmetro  $K$  do ensaio de fadiga convencional, apresentaram muita dispersão impossibilitando a estimativa de alguma tendência de comportamento. No geral, percebeu-se que se o material é frágil, apresentará menor penetração do ligante, menor energia de fratura, porém maior resistência à tração, resultando numa força de pico maior.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

COMPARATIVE STUDY OF FRACTURE TEST AND FATIGUE UNDER  
DIAMETRICAL COMPRESSION OF ASPHALT MIXTURES

Ivana Gomes Maia

April/2011

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

The purpose of this research is to compare the parameters obtained from tensile tests with the results of conventional fatigue test by diametrical compression and to evaluate its potential in predicting performance on the pavement cracking. Minimizing the early deterioration of an asphalt pavement able to generate a curve that estimates the fatigue life. The results indicated a good correlation between the peak force (PF) and the parameter of the fatigue curve (n) that expresses sensitivity to the level of tension imposed on the test. This correlation showed a linear trend: the higher the peak force, the higher is the sensitivity to stress level on fatigue life. The fracture energy (Gf), when correlated with sensitivity to stress level (n) showed a trend of a polynomial relation of order 3 as proposed RODRIGUES (1991) and BRAZ (1997). The correlations made, using the parameter K of conventional fatigue test, showed much scatter, making it impossible to estimate any trends of behavior. Overall, it was noted that if the material is fragile there will be a lower penetration of the binder and lower fracture energy. On the other hand, there will be a higher tensile strength, which results in a higher peak force.

# SUMÁRIO

|   |    |
|---|----|
| <b>1. INTRODUÇÃO</b> .....  | 1  |
| <b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....                                 | 7  |
| <b>2.1 LIGANTES ASFÁLTICOS</b> .....                                  | 7  |
| 2.1.1 Classificação de ligantes segundo a metodologia SUPERPAVE.....  | 15 |
| <b>2.2 AGREGADOS PARA MISTURAS ASFÁLTICAS</b> .....                   | 16 |
| 2.2.1 Ensaios de caracterização dos agregados .....                   | 18 |
| <b>2.3 MISTURAS ASFÁLTICAS</b> .....                                  | 22 |
| <b>2.4 MECÂNICA DA FRATURA</b> .....                                  | 30 |
| 2.4.1 Modos de ruptura .....  | 31 |
| 2.4.2 Mecânica da fratura aplicada a misturas asfálticas .....        | 35 |
| <b>2.5 ENSAIOS LABORATORIAIS</b> .....                                | 38 |
| 2.5.1 Fadiga convencional .....                                       | 38 |
| 2.5.2 Resistência à tração estática (RT).....                         | 43 |
| 2.5.3 Módulo de resiliência (MR).....                                 | 43 |
| 2.5.4Fratura de disco chanfrado.....                                  | 44 |
| 2.6 Comparações entre os ensaios de fratura e de fadiga.....          | 46 |
| <b>3. MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....                                   | 48 |
| <b>3.1 LIGANTES ASFÁLTICOS UTILIZADOS NESTE ESTUDO</b> .....          | 48 |
| 3.1.1 Ligantes asfálticos convencionais.....                          | 48 |
| 3.1.2 Ligantes asfálticos modificados utilizados nesta pesquisa ..... | 50 |
| <b>3.2 AGREGADOS UTILIZADOS NESTE ESTUDO</b> .....                    | 51 |
| 3.2.1 Origem dos agregados utilizados .....                           | 51 |
| 3.2.2 Granulometria dos agregados .....                               | 52 |
| 3.2.3 Ensaios de caracterização dos agregados .....                   | 53 |
| <b>3.3 MISTURAS ASFÁLTICAS</b> .....                                  | 54 |
| 3.3.1 Misturas utilizadas .....                                       | 54 |

|   |            |
|---|------------|
| 3.3.2 Método de compactação das misturas realizadas .....   | 56         |
| 3.3.3 Cálculo dos parâmetros volumétricos .....   | 57         |
| 3.3.4 Método de Cálculo para a previsão do teor ótimo das misturas realizadas .....                   | 59         |
| 3.4 Preparação dos corpos-de-prova para o ensaio de fratura .....                                     | 67         |
| 3.4.1 Cálculo da energia de fratura durante o ensaio de fratura .....                                 | 72         |
| 3.5 Ensaio realizado.....   | 76         |
| 3.5.1 Fadiga convencional .....   | 76         |
| 3.5.2 Módulo de Resiliência (MR) .....  | 78         |
| 3.5.3 Resistência à tração (RT) .....   | 78         |
| 3.5.4 Fratura de disco chanfrado.....   | 79         |
| <b>4. ANÁLISE DOS RESULTADOS .....</b>  | <b>82</b>  |
| <b>4.1 Materiais utilizados por HIRSCH (2009) .....</b>   | <b>82</b>  |
| <b>4.2 Materiais utilizados por BASTOS (2010) .....</b>   | <b>90</b>  |
| <b>4.3 Tentativa das correlações.....</b>   | <b>93</b>  |
| <b>4.4 Correlações utilizando o CAP30/45, faixa B (DNIT) .....</b>                                    | <b>111</b> |
| <b>4.5 Influência da trajetória percorrida pela trinca nos resultados de energia de fratura .....</b> | <b>118</b> |
| <b>5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS.....</b>  | <b>124</b> |
| <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>  | <b>126</b> |
| <b>ANEXO 1.....</b>   | <b>134</b> |

## LISTA DE SIGLAS

ADP - Asfalto Diluído do Petróleo  
AE - Asfalto espuma  
AMB - Asfalto Modificado por Borracha de Pneu  
AMP - Asfalto Modificado por Borracha de Polímero  
AR,ARE - Agentes Rejuvenecedores  
BBR - "BendrayBeamRheometer" ( Reômetro de Fluência de Viga)  
CAP - Cimento Asfáltico do Petróleo  
CMOD -Crack mouthopeningdisplacement - Abertura da Trinca  
 $\Delta$  - Ângulo de Fase  
da/dN - Taxa de Propagação de Trincas  
DC (T) - "Dish-shaped Compact Test"  
DMT - Massa Específica Máxima Teórica  
EAP - Emulsão Asfáltica de Petróleo  
ECA - Efeito do Calor e do Ar  
ECOFLEX Pave B - Ligante Asfáltico Modificado pela Adição de Pó de Pneus  
Inservíveis  
ELVALOY - Polímero Plastômero  
FP – Força de Pico  
G\* - Módulo Complexo  
Ga - Densidade do Asfalto  
Gf - Energia de Fratura  
Gmm - Densidade Relativa Máxima  
GRECA FLEX 60/85 - Asfalto Modificado por Polímero SBS 60/85  
Gsa - Massa Seca / Volume Real  
Gsb - Massa Específica Aparente ("Bulk"); Massa Seca/ Volume Aparente  
KI - Fator de Intensidade de Tensão, Modo I de Fratura  
KIC - KI Crítico  
MFLE - Mecânica da Fratura Linear Elástica  
MFNL - Mecânica da Fratura Não-Linear  
MR - Módulo de Resiliência  
Ms - Massa Seca  
MSsub - Massa Seca de Corpo de Prova Submerso na Água

N - Vida de Fadiga  
n - Expoente da Curva de Fadiga:  $N_f = K (1/\Delta\sigma)^n$ .  
PAV - Vaso de Envelhecimento sob Pressão  
PEN - Penetração  
PG - "Performance Grade" (Grau de Desempenho)  
RBV - Relação Betume/Vazios  
RT - Resistência à Tração  
RTFOT - "Rolling Thin Film Over Test"  
SBR e SBS- Polímeros Elastoméricos  
SGC - Compactador Giratório  
SEBS - Polímero Elastômero  
SENB - "Simple Edge Notched Beam"  
TMN - Tamanho Máximo Nominal (de Agregado)  
Ud - Densidade de energia de distorção  
VAM - Vazios de Agregado Mineral  
Vv - Volume de Vazios  
VCB - Vazios cheios de Betume

# 1. INTRODUÇÃO

A arte de construir é exercitada pelo homem desde os primórdios da humanidade. A tecnologia de construção de estradas acompanha a história da civilização: romanos, egípcios, maias, incas, etc, os quais deixaram sua marca neste ramo da engenharia construtiva desde antes de Cristo. Entretanto, apenas há cerca de um século, o advento dos automóveis e caminhões revolucionou as exigências quanto aos padrões de construção e aumentou a demanda por mais estradas.

Nas últimas duas décadas, gradativos avanços tecnológicos no setor de materiais asfálticos e o crescimento exponencial do volume e do peso do tráfego comercial acentuou a premência de implantação de novos ensaios de avaliação da qualidade e adequação das misturas asfálticas, para atender de forma duradoura as solicitações de carga e clima, sem trincamento ou afundamentos precoces. Dessa forma, a engenharia rodoviária tem sido desafiada a buscar soluções e está reconhecida como uma das atividades de maior importância nos dias atuais.

A indiscutível utilidade das rodovias para os indivíduos, em seu aspecto econômico e social, tornou o sistema de transporte rodoviário preponderante para as médias e longas distâncias no mundo contemporâneo. Contudo, a escolha pelo transporte rodoviário no Brasil acarreta inúmeras conseqüências, de ordem econômica e ambiental, o que traz também desafios para se conseguir maior vida útil para os pavimentos e menor custo de manutenção. Ressalta-se que as obras mais recentes beneficiam-se com novas tecnologias desenvolvidas, de produtos e processos, tal como a tendência do uso das misturas mornas, de maneira a produzir menor impacto na construção, assegurando desenvolvimento sustentável.

Sendo um país de dimensões continentais, o Brasil possui uma malha rodoviária pavimentada relativamente pequena e em geral de implantação antiga. Isto faz crescer a demanda por melhorias, duplicações e abertura de novos trechos, tendo em vista o atual momento aquecido da economia brasileira, muito dependente do transporte rodoviário. Além disso, é notório o aumento significativo do número de veículos pesados e da sua capacidade de carga, seja por excesso de peso ou por configurações múltiplas de eixos.

Em 2010 o Brasil bateu todos os recordes de consumo de asfalto: 3 milhões de toneladas foram empregadas nas obras em andamento, obrigando inclusive a haver importação de asfalto, fato que não ocorria há décadas.

Por sua vez, cresce a demanda por profissionais capacitados a promoverem mudanças relevantes, elaborando propostas que viabilizem transformações técnicas e sustentáveis, extremamente necessárias ao progresso e desenvolvimento do Brasil. É pertinente enfatizar que o apoio governamental é imprescindível, a fim de que a concretização de tais propostas seja realizada. Neste contexto, tem sido de grande ajuda para universidades e grupos de pesquisa, os financiamentos implantados na última década, tais como os CTPETRO, da FINEP e os da ANP, ambos custeados pela PETROBRAS, aplicando consideráveis recursos em pesquisas, equipando laboratórios com modernos equipamentos e mesmo criando instalações laboratoriais onde não existia em inúmeras universidades.

A qualidade dos revestimentos de concreto asfáltico depende de variáveis como: meio ambiente, magnitude, tempo de aplicação e frequência das cargas dos veículos e estado de tensões. Estas funcionam como condicionantes dos fenômenos de deterioração do material asfáltico e estão associadas à fadiga, deformação permanente, envelhecimento, etc.

Quanto aos trechos existentes, observa-se que os trincamentos dos pavimentos asfálticos ainda constituem o fator preponderante para a queda do nível de serventia e desempenho dos pavimentos nacionais. Podem ser decorrentes de várias causas, tais como: flexibilidade ou elasticidade não adequada do revestimento asfáltico, efeitos climáticos, dosagem inadequada, espessuras inadequadas e não compatibilidade das deformabilidades das camadas e da aplicação de cargas repetidas, entre outros. As deformações permanentes e afundamentos não devem ser desconsiderados, principalmente em pontos onde os esforços horizontais são elevados, como é o caso das paradas de ônibus, locais de alto volume de tráfego pesado, canalizado ou com mudanças de velocidade.

As trincas são classificadas em três tipos principais: por fadiga, térmicas devido às baixas temperaturas e por reflexão devido à propagação de trincas existentes através do recapeamento. A reabilitação do pavimento é executada em função do tipo, extensão, intensidade e porcentagem de área trincada na camada de revestimento. Contudo, para dimensionar adequadamente um pavimento novo ou um reforço, é necessário, entre outros requisitos, conhecer bem as características das misturas asfálticas a serem

utilizadas: módulo de elasticidade, dinâmico ou de resiliência, capacidade de resistir à deformação permanente e características de fadiga, ou a capacidade de resistir às deformações elásticas repetidas.

A concepção tradicional da dosagem de concreto asfáltico apresenta desvantagem, pois determina apenas as propriedades volumétricas. Logo, não permite prever a evolução das trincas ao longo do tempo e não considera os efeitos das cargas de tráfego, envelhecimento da camada asfáltica e a estrutura do pavimento em relação ao comportamento térmico e sob cargas.

O teor inadequado de asfalto é fator preponderante na queda do nível de desempenho do pavimento asfáltico, pois não construir com o corresponde teor de projeto (“teor ótimo”) pode conduzir à redução da vida útil. Porém, o grande problema é definir qual seria este teor ideal, visto que cada um dos três condicionantes básicos de avaliação (fadiga, deformação permanente e trinca térmica) influencia de maneira diversa a resposta final do conjunto. Exemplificando, grosso modo, um teor de ligante maior e vazios menores favorecem a uma maior vida de fadiga, sendo o oposto para a deformação permanente. Para combater as trincas térmicas melhor seria usar ligantes moles, mas isto pode ocasionar afundamentos, etc. O “teor ótimo” de ligante obtido na dosagem da mistura asfáltica varia em função dos critérios adotados na sua seleção e também em função de parâmetros como energia e tipo de compactação, tipo de mistura, temperatura a qual o pavimento estará submetido, entre outros. Almejando evitar o aparecimento precoce dos defeitos descritos, são empregados resultados do ensaio de fadiga, usados como critério de dimensionamento de pavimentos (MOTTA, 1991; PINTO, 1991). As cargas utilizadas nesse ensaio, por sua vez, são determinadas em função de outro ensaio limite, o de resistência à tração por compressão diametral estática (RT), obtida pela forma indireta devido à maior simplicidade do ensaio.

No Brasil, o ensaio de fadiga tem sido realizado desde a década de 1980 por tração indireta e tensão controlada, por facilidade operacional e por se entender que todas as estimativas de laboratório vão precisar de um ajuste adequado para poder ser comparado diretamente com o campo (PREUSSLER, 1983). Este consiste na aplicação de cargas repetidas, numa frequência de 1 Hz, de compressão diametral, de intensidade constante até a ruptura total do corpo-de-prova (PINTO, 1991; RODRIGUES, 1991; MEDINA, 1997). Repetindo este procedimento em vários corpos-de-prova, variando-se a intensidade da carga em proporções menores que 40% da RT, obtém-se o número de ciclos de carga até a ruptura para várias condições de tensões, podendo ser definida uma

curva de previsão de desempenho da mistura asfáltica. A frequência de aplicação de carga simula a passagem da roda de um veículo em determinada seção do pavimento em campo. Contudo, o método da fadiga por compressão diametral por tensão controlada é bastante conservativo e não permite prever a evolução do trincamento diretamente, já que não se registra o crescimento da trinca. Além disso, para se obter uma boa curva de fadiga, pela dispersão associada a este tipo de ensaio (neste caso esta característica está presente em várias formas de ensaio de fadiga com geometrias diferentes, tal como o trapezoidal francês) são necessários muitos corpos-de-prova e muitos dias de ensaio. Não considera também as propriedades viscosas da mistura asfáltica. Uma vantagem é a simplicidade de preparação dos corpos-de-prova em laboratório, embora corpos-de-prova obtidos em campo não sejam recomendados.

Nas últimas décadas, muitas configurações de ensaio e tentativas de melhorar a previsão da vida de fadiga, a partir de avaliação de laboratório de misturas asfálticas, têm sido criadas.

Nesta linha de melhor determinar as características mecânicas de uma mistura asfáltica, muito recentemente foi normalizado pela ASTM um ensaio diferente para avaliar características de fratura de concreto asfáltico por meio de um ensaio de fratura, em um corpo-de-prova cilíndrico, com um chanfro e uma pré-trinca para induzir o crescimento em região determinada: ASTM 7313 - “Standard Test Method for Determining Fracture Energy of Asphalt-Aggregate Mixtures Using the Disk-Shaped Compact Tension Geometry”, 2007.

O ensaio de fratura, como será chamado simplificadaamente neste texto, consiste na determinação da energia de fratura ( $G_f$ ) de uma dada mistura asfáltica utilizando corpos-de-prova com a geometria de fratura de um disco circular chanfrado com fenda. A energia de fratura pode ser utilizada como um parâmetro para descrever a resistência à fratura do concreto asfáltico e que pode ajudar a diferenciar o comportamento das misturas e, quem sabe apresentar correlação com os ensaios de fadiga tradicionais.

A implantação do ensaio de tração de disco circular com fenda (“Disk-Shaped Compact Tension Fracture Test”) no Brasil foi feita com a dissertação de mestrado do engenheiro Fábio Hirsch (2009). O objetivo desta foi a implantação e o desenvolvimento dos procedimentos, e, secundariamente, avaliar as propriedades de fratura de algumas misturas asfálticas para demonstrar as possibilidades do ensaio. Os agregados utilizados foram de origem granítica, com duas granulometrias: 19,1 mm e 12,7 mm de diâmetro máximo, faixa B e faixa C do DNIT, respectivamente. Foram

utilizados 4 ligantes asfálticos, sendo dois convencionais (PG 70/16 e PG 64/16) e dois modificados por polímero Flex 65/90 e Asfalto-borracha. No total foram 6 tipos de misturas dosadas segundo método de dosagem SUPERPAVE (AASHTO M323-04 e AASHTO R35-04). Foram moldados 18 corpos-de-prova em laboratório, sendo 3 para cada mistura. Os corpos-de-prova foram moldados com altura suficiente (em torno de 11cm) para que cada um produzisse dois corpos-de-prova (discos compactos) a serem ensaiados no teste de fratura. Os ensaios foram realizados a duas temperaturas: 10°C e 25°C. Pelo ensaio de fratura verificou-se que a granulometria, o tipo de ligante e a temperatura têm influência relevante na energia de fratura. Entretanto, não foram analisadas à época da dissertação as curvas de fadiga referentes a essas misturas, a fim de que uma correlação entre esses dados pudesse ser realizada.

Este ensaio, introduzido no Brasil por Hirsch (2009) mostrou-se factível e viável para compor um elenco de medidas de avaliação de um projeto de dosagem de uma mistura asfáltica. Assim, a presente pesquisa se propôs a continuar este estudo, explorando outras aplicações deste ensaio.

Por outro lado, o conjunto de misturas contempladas na dissertação de Leonardo Santana Cavalcanti (2010) apresenta apenas resultados do ensaio de fadiga convencional e não foram realizados os ensaios de fratura. O objetivo principal de sua pesquisa foi avaliar por ensaios mecânicos em laboratório alguns agentes modificadores da mistura asfáltica, levando em consideração a previsão da vida de fadiga e de deformação permanente. Realizou análise do comportamento mecânico de misturas tipo “warm-mix” utilizando graus de compactação e temperaturas distintas e modificador TLA, bem como dois ligantes convencionais de referência. Assim, resolveu-se também utilizar parte dos materiais desta dissertação para dar continuidade ao estudo das potencialidades do ensaio de fratura.

BASTOS (2010) também utilizou este ensaio de fratura, entre outros, para estudar misturas asfálticas com elementos geossintéticos no seu interior.

O objetivo principal desta presente dissertação consiste em avaliar o comportamento de algumas misturas asfálticas empregando o ensaio de fratura (fratura), acrescentando dados ao conhecimento ainda recente desta configuração, tanto no Brasil como no mundo. Uma vertente proposta para exploração é compará-lo com os resultados obtidos no ensaio de fadiga convencional por compressão diametral, visando avaliar sua potencialidade na previsão de desempenho do pavimento quanto ao

trincamento, minimizando a deterioração precoce do pavimento e gerando, provavelmente, uma curva de fadiga que permita estimar a vida útil de uma estrutura.

Para obter este objetivo serão projetadas e dosadas quatro misturas asfálticas com agregados e materiais utilizados em outras pesquisas na COPPE, como as dissertações citadas, e moldadas séries de corpos-de-prova para realização de ensaios de módulo de resiliência, resistência á tração indireta, fadiga e fratura. Estes resultados serão comparados aos obtidos nas pesquisas citadas visando buscar alguma tendência de comportamento.

Esta dissertação está estruturada em cinco capítulos, a contar deste primeiro de introdução do assunto e apresentação do objetivo deste estudo, com os seguintes conteúdos:

Capítulo 2 - traz breve revisão bibliográfica enfocando os ensaios básicos, mecânicos e princípios da mecânica da fratura;

Capítulo 3 - descreve os materiais e as metodologias utilizados;

Capítulo 4 - apresenta as discussões dos resultados obtidos nos ensaios;

Capítulo 5 - são listadas as conclusões deste estudo e feitas sugestões de continuidade da pesquisa.

Num anexo estão agrupados os dados analisados.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Ligantes asfálticos

Informações de várias fontes identificam o asfalto como um dos materiais de construção mais antigos empregados pelo homem. Na Mesopotâmia, em 3800 a.C, era empregado como aglomerante na construção de estradas e de impermeabilização em tanques e depósitos de água; no Egito para embalsamamentos. Os romanos empregavam na vedação de barcos e nas estradas. As referências relacionadas ao emprego do asfalto se repetem através de todas as civilizações antigas até as atuais.

O asfalto é material aglutinante, de cor escura, semi-sólido à temperatura ambiente, que muda de consistência em função da temperatura. Consiste de mistura de hidrocarbonetos que pode ser obtida pela destilação do petróleo ou de forma natural (“lago” formado a partir do depósito de petróleo que migrou para a superfície em eras geológicas passadas). Na Figura 2.1 mostram-se fotos de um lago de asfalto natural, a título de curiosidade.

Os petróleos distinguem-se pela maior ou menor presença do asfalto em sua composição. Petróleos venezuelanos, como Boscan e Bachaquero, são reconhecidos mundialmente como os de melhor qualidade para a produção do asfalto em pavimentação (PINTO, 1991; LEITE, 1999; SHELL, 2003). O asfalto é constituído por betume que, por sua vez, possui compostos de nitrogênio, oxigênio e enxofre, em pequenas proporções

As primeiras pavimentações asfálticas no Brasil empregaram asfalto natural, importado em barris de Trinidad e Tobago, nas ruas do Rio de Janeiro em 1908 (PREGO, 2001). A produção de asfalto nacional de petróleo teve início em 1944, na Refinaria Ipiranga, com petróleo importado da Venezuela (SENÇO, 1997).



Figura 2.1 - Vista aérea do Lago de Asfalto em Trinidad (A) e (B) Bolhas de asfalto na superfície do lago (Fonte: <http://arsphysica.wordpress.com>, acesso em 07/10/10 às 21:34).

A maioria do asfalto utilizado na pavimentação mundial é proveniente da destilação do petróleo: apresenta propriedades de adesivo termoviscoplastico, impermeável à água e quimicamente pouco reativo. No Brasil utiliza-se a denominação cimento asfáltico de petróleo – CAP, para designar esse produto semi-sólido a baixa temperatura, viscoelástico a temperatura ambiente e líquido a alta temperatura. Comporta-se como fluido newtoniano em temperaturas próximas a 100°C e como pseudoplástico em temperaturas entre 25°C e 60°C. Os cimentos asfálticos de petróleo brasileiros possuem baixo teor de enxofre e de metais, e alto teor de nitrogênio, enquanto que os procedentes de petróleos árabes e venezuelanos têm alto teor de enxofre (LEITE, 1999).

O uso intensivo do asfalto em pavimentação se justifica pelas seguintes razões principais:

- Garante forte união dos agregados que permite flexibilidade controlável;
- É durável, impermeabilizante e resistente à ação da maioria dos ácidos, álcalis e sais;
- É possível produzir inúmeras soluções técnicas adequadas para vários níveis de tráfego, misturas em usina ou na pista, a quente e a frio;
- Na maioria das vezes as camadas asfálticas antigas podem ser reaproveitadas ou recicladas, pode ser utilizado o conceito de construção por etapas, com sobreposição de sucessivas camadas asfálticas à medida que o tráfego aumenta, com perfeita aderência entre elas.

Os tipos básicos de ligantes asfálticos comercializados para pavimentação são os seis seguintes:

a) Cimento asfáltico de petróleo – CAP:

O CAP é constituído de 90% a 95% de hidrogênio e carbono e 5% a 10% de heteroátomos unidos por ligações covalentes. São totalmente solúveis em benzeno, tricloroetileno ou em bissulfeto de carbono. É composto de quatro frações químicas básicas: saturados, aromáticos, resinas e asfaltenos. Pode ser considerado como uma dispersão coloidal de asfalto em saturados e aromáticos. As proporções de resinas e asfaltenos determinam o comportamento do CAP como solução (SOL) ou como gelatina (GEL). Quanto maior a porcentagem de asfalto, mais duro e mais viscoso será o CAP, embora se deva considerar ainda a forma do asfalto, sendo maior o efeito na reologia quanto mais esférica for a partícula (Shell, 2003). A composição química do CAP influencia no desempenho físico e mecânico das misturas asfálticas, mas sua maior influência ocorre nos processos de incorporação de agentes modificadores tais como os polímeros.

b) Asfalto diluído – ADP:

Diluição do CAP em derivados do petróleo. O diluente serve apenas para baixar a viscosidade e permitir o uso à temperatura ambiente (IBP, 1999; HUNTER, 2000; SHELL, 2003). A denominação é dada segundo o tipo do solvente e respectivo tempo de evaporação (ex: cura rápida - nafta leve, média - querosene e lenta - diesel).

O principal uso do asfalto diluído na pavimentação é no serviço de imprimação de base de pavimentos (DNER ES 306/97). Porém, cada vez mais se acentua o seu desuso em serviços por penetração devido a problemas de segurança e meio ambiente (emissão de hidrocarbonetos orgânicos voláteis);

c) Emulsão asfáltica – EAP:

Dispersão do CAP em água com uso de agente emulsificante e energia mecânica. Existem vários tipos, identificados pelo tempo de ruptura (tempo resultante entre o encontro da emulsão com agregado e a liberação da água), pela carga da partícula e pela finalidade. Devem ser utilizadas preferencialmente, as catiônicas, segundo norma brasileira. No ensaio de carga de partículas, o depósito maior encontra-se no terminal negativo, o que resulta do agente emulsificante empregado. Há menor probabilidade de insucessos, correlacionada com a melhor adesividade agregado - ligante. São usadas em misturas asfálticas a frio, tratamento superficial, pintura de ligação e provavelmente substituirão o ADP na imprimação: emulsão especialmente preparada provavelmente substituirá o ADP para imprimação, visando proteger o meio ambiente.

d) Asfalto modificado por polímero – AMP ou por borracha de pneus – AMB:

A modificação do CAP tem objetivo de melhorar o desempenho do ligante convencional, aumentando, por exemplo, a resistência ao envelhecimento, à oxidação e à abrasão. Os modificadores em geral aumentam a coesão, adesão, viscosidade e modificam a elasticidade da mistura asfáltica feita com o AMP ou com o AMB. Podem eventualmente apresentar problemas de estocagem em longo prazo gerando ligante heterogêneo. Os principais tipos de polímeros usados em pavimentação são: SBR, SBS e EVA. A borracha moída de pneus inservíveis tem sido frequentemente empregada como substituto destes polímeros, por ser composta também de polímeros, entre outros compostos, e por ser um resíduo sólido importante de ser resgatado para uso útil. Entre os ensaios correntes de caracterização do ligante asfáltico, o mais sensível à presença de polímeros é o ponto de amolecimento, que será descrito adiante, e que foi escolhido como um dos critérios de classificação dos AMP no país. O ensaio de estabilidade à estocagem permite saber se há perigo do polímero se separar do ligante durante o tempo que estiver sem agitação durante estocagem em tanque ou transporte.

e) Asfalto-espuma:

Esta é mais uma técnica que propriamente um produto: consiste no aumento do volume do CAP por choque térmico através da injeção de pequeno volume de água à temperatura ambiente, no asfalto aquecido, em condições controladas, dentro de uma câmara especialmente desenvolvida. O aumento do volume faz baixar a viscosidade de asfalto o que facilita o recobrimento dos agregados.

f) Agentes rejuvenescedores – AR e ARE.

Com o passar do tempo no campo os ligantes perdem alguns de seus componentes e sofrem certo enrijecimento. Uma das técnicas atuais de recuperação da flexibilidade do ligante é a reciclagem a quente ou a frio. Para isso, pode ser utilizado um produto especialmente preparado para repor frações maltênicas no ligante envelhecido, chamado agente rejuvenecedor.

São ainda comercializados os Asfaltos Oxidados ou soprados de uso industrial obtidos quando os ligantes asfálticos, após o processo de refino, são submetidos ao processo de sopragem com ar. Esses produtos passam a ser chamados de asfaltos soprados ou oxidados. Apresentam maior consistência e menor sensibilidade à variação de temperatura. São utilizados em impermeabilizações de telhados e pátios, entre outras aplicações industriais;

As propriedades físicas do asfalto estão associadas à temperatura, visto tratar-se de material termossensível, e estas características influenciam diretamente o desempenho das misturas asfálticas, de deformação permanente e de fadiga. De modo a caracterizar suas propriedades a várias temperaturas, os ensaios correntes devem ser realizados a temperatura especificada além de alguns definirem também a velocidade do carregamento. As principais características físicas dos ligantes usadas na classificação tradicional são: a “dureza”, medida no ensaio de penetração e a resistência ao fluxo, medida por ensaios de viscosidade.

No Brasil a classificação do ligante asfáltico é determinada por penetração (dureza) desde Julho de 2005, segundo a Agência Nacional de Petróleo - ANP. Por exemplo: no ligante denominado CAP 30/45 os números indicam a faixa de penetração do CAP no ensaio específico normalizado; ou seja, o CAP cuja dureza está entre 30 e 45 décimos de milímetro de penetração de uma agulha padrão, a 25°C. Os CAPS mais utilizados no Brasil são o 30/45 e o 50/70.

Descrevem-se sucintamente os ensaios utilizados para se especificar um CAP pelo Regulamento Técnico ANP, a seguir:

- 1) Penetração: profundidade que uma agulha de peso padrão (Figura 2.2), após 5 segundos, penetra em amostra de volume padrão à temperatura de 25°C, numa grandeza de décimos de milímetro. A norma para realização deste ensaio é ABNT NBR 6576.



Figura 2.2 - Exemplo de penetrômetro de ensaio de CAP (Fonte: Cavalcanti, 2010).

- 2) Viscosidade: é uma medida da consistência do CAP, pela resistência ao escoamento. No Brasil os equipamentos mais utilizados são o viscosímetro Saybolt-Furol, descrito na norma ABNT NBR 14950, e o viscosímetro rotacional Brookfield, norma ABNT NBR 15184. Ambos viabilizam a construção de gráfico de temperatura versus viscosidade, para definir temperaturas de interesse no projeto de mistura asfáltica. Na Figura 2.3 estão mostrados exemplos destes equipamentos citados.



(a) Saybolt Furol

(b) Brookfield

Figura 2.3 - Viscosímetros para ensaio de CAP (Fonte: Cavalcanti, 2010).

- 3) Ponto de amolecimento: medida a temperatura na qual o asfalto amolece quando aquecido sob condições particulares e atinge determinado escoamento. Também conhecido como anel e bola (Figura 2.4); empregado para a estimativa de suscetibilidade térmica, norma ABNT NBR 6560/2000.



Figura 2.4 - Ensaio do ponto de amolecimento em execução (Fonte: Cavalcanti, 2010).

- 4) Dutilidade: a coesão do asfalto é avaliada indiretamente pela medida da dutilidade, que é capacidade de se alongar na forma de filamento. É dado pelo alongamento total do ligante, a uma velocidade de 5 cm/min e imerso em água à 25°C, antes de se romper, norma ABNT NBR 6293/2001.

- 5) Solubilidade: determina o teor de pureza do asfalto (teor de betume), dissolvendo amostra de CAP por solvente (ex: bissulfeto de carbono), norma ABNT NBR 14855/2002.
- 6) Durabilidade: o ensaio para simular o efeito do envelhecimento do ligante na usinagem é o RTFOT (*Rolling ThinFilm Over Test*), ABNT NBR 15235. Este ensaio substitui com vantagem o ensaio ECA – Efeito do calor e do ar – ABNT NBR 14736, também citado na especificação.
- 7) Ponto de fulgor: relaciona-se à segurança do transporte, estocagem e usinagem do ligante e fornece a temperatura mínima em que os vapores emanados durante o aquecimento se inflamam quando expostos à fonte de ignição, norma ABNT NBR 11341/2004. Na Figura 2.5 mostra-se um exemplo de equipamento.



Figura 2.5 - Exemplo de equipamento para ponto de fulgor (Fonte: Cavalcanti (2010)).

- 8) Massa específica: utilizada nos cálculos de determinação do teor de projeto de ligante numa mistura asfáltica permite a conversão de massa em volume. O ensaio é feito com picnômetro – Figura 2.6 - e a norma é ABNT NBR 6296.



Figura 2.6 - Sequência de etapas do ensaio de massa específica de ligante usando picnômetro (Foto: Cavalcanti, 2010).

### 2.1.1 Classificação de ligantes segundo a metodologia SUPERPAVE

O programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) desenvolveu-se nos EUA com objetivo de estabelecer novos critérios de avaliação e especificação de ligantes asfálticos.

A principal mudança em relação aos critérios convencionais mostrados no item anterior é que o ligante é avaliado por características reológicas numa ampla faixa de temperatura, o que favorece o conhecimento do efeito da presença do ligante no comportamento do pavimento, desde a usinagem até o fim da vida útil.

Os ligantes classificam-se segundo seu grau de desempenho (*performance grade* – PG) e identificam-se pela sigla PG seguida de dois números; o primeiro refere-se à temperatura máxima na qual o asfalto apresenta propriedades indicadas para resistir à deformação permanente e o segundo à temperatura mínima onde o asfalto mantém propriedades adequadas sem estar sujeito a trincas térmicas. No exemplo: PG 64-22, a temperatura “64°C” obtida no ensaio com reômetro deve ser comparada com a temperatura máxima média dos sete dias mais quentes do ano, no local onde será aplicado o ligante, a uma profundidade de 2 cm da superfície, e -22 (o sinal menos indica abaixo de 0°C) deve ser comparada à temperatura mínima prevista para o dia mais frio do ano.

Ensaio e equipamentos para caracterização de ligantes pelo método SUPERPAVE são os seguintes:

1. Reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR): ensaio usado para caracterizar o ligante quanto às propriedades viscoelásticas. Submete-se pequena amostra de

ligante a tensões de cisalhamento oscilatórias, obtendo-se o módulo complexo ( $G^*$ ) e o ângulo de fase ( $\Delta$ ), norma ASTM D7175;

2. Reômetro de fluência em viga (BBR): ensaio utilizado para caracterizar o ligante em temperaturas baixas. É feito submetendo uma viga de ligante a um carregamento estático, monotonicamente crescente, entre  $-36^{\circ}\text{C}$  e  $0^{\circ}\text{C}$ ; norma ASTM D6648;
3. Vaso de envelhecimento sob pressão (PAV): ensaio que simula o envelhecimento do ligante ao longo do período de vida útil, realizado em amostra já submetida ao ensaio de RTFOT, norma ASTM 6521;
4. Viscosímetro Brookfield; já descrito no item anterior;
5. Equipamento de tração direta de ligante (DTT): ensaio realizado em ligantes modificados que exibem rigidez estática elevada e devido à sua capacidade de deformar não se rompem à baixa temperatura, norma ASTM D 6723.

Detalhes desta classificação SUPERPAVE de ligantes podem ser consultados, por exemplo, em Bernucciet al (2006), entre outras referências.

## 2.2 Agregados para misturas asfálticas

De acordo com a terminologia da ABNT NBR 9935/2005C, agregado é material sem forma ou volume definido, geralmente inerte, de dimensões e propriedades adequadas para a produção de argamassas e de concreto.

As propriedades geológicas da rocha de origem influenciam o nível de desempenho de determinado agregado, sendo importante considerar como são formados e o que aconteceu com eles desde então. Cumpre ressaltar que agregado é um termo genérico empregado para areias, pedregulhos e rochas minerais em seu estado natural ou britadas, estado processado. Além destes ainda há os agregados artificiais, provenientes, por exemplo, de resíduos de processos industriais, ou mesmo produzidos para a função, e os agregados reciclados, provenientes do reuso de materiais diversos e mesmo de antigos revestimentos asfálticos.

Para que um pavimento apresente bom desempenho e durabilidade durante sua vida útil, os agregados que compõem a mistura asfáltica devem apresentar resistência à compressão, a tração e ao desgaste e boa adesão ao ligante asfáltico. Caso contrário

poderá causar defeitos como afundamentos, trincas e desagregação. Para evitar problemas de desagregação são utilizados agentes melhoradores de adesividade, como a cal e o “dope”- nome popular e genérico de uma série de produtos especiais para a função. Portanto, além da composição granulométrica, as principais propriedades avaliadas devem ser: resistência mecânica; durabilidade; índice de forma e adesividade a produtos asfálticos (BERNUCCI *et al.*, 2006).

Os agregados utilizados na pavimentação são classificados em três grandes grupos segundo a natureza, o tamanho e a distribuição dos grãos, como segue:

(i) Natureza

Agregados Naturais: obtidos por processos tradicionais de desmonte, escavação e dragagem em depósitos continentais, marinhos, estuários e rios, exemplos: pedregulhos, britas, seixos, areias, etc;

Agregados Artificiais: obtidos por processos industriais ou fabricados especificamente com finalidade de alto desempenho ou como alternativa para regiões onde há dificuldade de se obter agregados naturais com características adequadas. São exemplos: vários tipos de escórias (subprodutos da indústria do aço), agregados de argila calcinada e argilas expandidas;

Agregados reciclados: provenientes do reuso de materiais diversos, como forma de reduzir os problemas ambientais decorrentes da disposição dos resíduos. São exemplos os resíduos da construção civil, a fresagem de revestimentos asfálticos existentes, etc.

(ii) Tamanho (DNIT ES 031/04):

Agregado Graúdo: material com dimensões maiores que 2,00mm (peneira n°10);

Agregado Miúdo: material com dimensões entre 2,00mm e 0,075mm (peneiras n°10 e n°200);

Agregado de enchimentos ou filer: material que ao menos 65% das partículas passam pela peneira n°200. São exemplos: cal hidratada, cimento Portland, cinzas, etc.

(iii) Distribuição dos grãos (BERNUCCI, *et al.*, 2006):

Agregados de graduação densa ou bem-graduada: apresentam distribuição granulométrica contínua e próxima da densidade máxima, com finos suficientes para preencher os vazios das partículas maiores;

Agregados de graduação aberta: apresentam distribuição granulométrica contínua, mas com insuficiência de material fino, o que resulta em maior volume de vazios do que os primeiros;

Agregados de graduação uniforme: apresentam curva granulométrica bastante íngreme devido aos tamanhos de partículas uniformes.

Agregados de graduação com degrau ou descontínua: apresentam curva granulométrica com patamar devido à pequena porcentagem de partículas de tamanho intermediário. São muito sensíveis à segregação, portanto, devem ser adequadamente trabalhados nas misturas asfálticas.

A distribuição dos grãos é uma característica que efetivamente influencia no comportamento dos revestimentos asfálticos em quase todas as propriedades importantes incluindo: rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade, resistência à fadiga e à deformação permanente, resistência ao dano por umidade induzida, etc.

### 2.2.1 Ensaios de caracterização dos agregados

Os agregados para uso em misturas asfálticas devem atender a vários requisitos medidos pelos seguintes ensaios:

Abrasão Los Angeles: avalia a resistência à abrasão dos agregados. Os equipamentos e procedimentos encontram-se descritos nas normas DNER-ME 035/98 e NBR NM 51 para agregados pétreos e DNER-ME 222/94 para agregados sintéticos fabricados com argila expandida. Consiste na degradação do agregado na máquina “Los Angeles”, com carga abrasiva composta por esferas de aço e submetida a determinado número de revoluções a velocidade de 30 RPM a 33 RPM. O valor da abrasão Los Angeles é expresso pela porcentagem, em peso, do material que passa, após ensaio, pela peneira de malhas quadradas de 1,7 mm (N<sup>o</sup> 12) em relação ao que passava inicialmente nesta peneira. Na Figura 2.7 é mostrado um exemplo do equipamento Los Angeles, da COPPE.



Figura 2.7 – Equipamento para o ensaio de abrasão Los Angeles (Cavalcanti, 2010).

As especificações brasileiras para uso de agregados em revestimento e base de pavimentos, normalmente limitam o valor da abrasão Los Angeles (LA) entre 40 e 55%, respectivamente. Contudo, a região do município do Rio de Janeiro apresenta em muitas de suas pedreiras abrasão Los Angeles muito acima de 40% e até de 55%. Mesmo assim, a maioria das obras de revestimento e base realizadas na cidade, com autorização prévia, obteve desempenho satisfatório.

Para agregados que não passam no Los Angeles, outros ensaios são recomendados pelo DNER/DNIT como forma de qualificar os mesmos com relação ao desgaste e à abrasão e são os seguintes:

- DNER-ME-397/99 – Determinação do índice de degradação Washington;
- DNER-ME-398/99 – Índice de degradação após compactação Proctor;
- DNER-ME-399/99 – Determinação da perda ao choque no aparelho Treton;
- DNER-ME-400/99 – Desgaste após fervura de agregado pétreo natural;
- DNER-ME-401/99 – Determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – IDML e sem ligante – IDM.
- Granulometria: a distribuição granulométrica assegura o intertravamento das partículas, desde as mais graúdas às mais finas, responsável pela estabilidade das misturas. O método está descrito no DNER-ME-083/98. Existem várias faixas granulométricas para misturas asfálticas de graduação densa, aberta, uniforme ou descontínua, que variam com o órgão normalizador. Exemplos de algumas

destas podem ser vistas em Bernucciet al (2006). Na Especificação de Serviço DNIT 031/2004, mostram-se três faixas densas mais comumente empregadas no país, a serem escolhidas de acordo com o tipo e espessura de revestimento no qual a mistura será empregada.

- Forma das partículas: influencia na resistência ao cisalhamento e na trabalhabilidade das misturas asfálticas, modificando a energia de compactação necessária para obter determinada densidade. Quanto mais cúbicas forem as partículas e mais afiladas forem suas arestas, melhor intertravamento entre os grãos compactados. A forma das partículas é caracterizada pela determinação do índice de forma (f) em ensaio descrito pelo método DNER- ME 086/94. Pode ser também caracterizada segundo a norma ABNT NBR 6954/1989, que utiliza um paquímetro para medir as três dimensões das partículas (comprimento, largura e espessura).
- Absorção: é a relação entre a massa de água absorvida pelo agregado após 24 horas de imersão (DNER-ME 081/98) à temperatura ambiente e a massa inicial de material seco, e permite o cálculo das massas específicas, real e aparente, do agregado. Para verificar a absorção de agregados miúdos utiliza-se a norma ABNT NM 30. Um agregado poroso consome parte do ligante necessário para conferir coesão à mistura asfáltica. Para compensar deve-se incorporar à mistura asfáltica uma quantidade adicional de ligante.
- Adesividade ao ligante asfáltico: existem agregados que tem mais afinidade com o ligante asfáltico do que outros, ou seja, agregados em que é mais difícil para a água separar ou descolar a película de ligante asfáltico da superfície do agregado. A má adesividade nem sempre está relacionada à existência de materiais deletérios e sim à composição química do agregado. Geralmente os agregados ácidos ou hidrofóbicos (calcário e basalto) possuem melhor adesividade do que os agregados básicos ou hidrofílicos (granito e gnaiss). Para solucionar utilizam-se melhoradores da adesividade.

O fenômeno da adesividade é complexo e não é fácil de ser avaliado. Alguns ensaios medem indiretamente este efeito com testes em presença de água. No método do DNER-ME 078/94 a mistura asfáltica não compactada é imersa em água e após algum tempo as partículas cobertas pelo ligante são avaliadas visualmente. Outro método é o chamado Lottman modificado, ou dano por umidade induzida, descrito na norma AASHTO T283-07 ou ABNT NBR

15617/2008. O agregado deve estar limpo, sem substâncias nocivas como: argila, matéria orgânica e outros materiais deletérios. Finos plásticos podem comprometer a mistura causando descolamento em contato com água e enrijecer o CAP levando ao trincamento.

- Sanidade ou durabilidade: o intemperismo sofrido pelo revestimento asfáltico durante sua vida útil pode deteriorar o agregado que inicialmente não apresenta boa característica de durabilidade. É avaliada pelo ensaio onde são usadas soluções padronizadas de sulfatos de sódio ou magnésio em conformidade com a norma DNER-ME-089/94.
- Densidade específica/massa específica: dados necessários para a conversão entre pesos e volumes. As normas utilizadas para a determinação desses parâmetros são: DNER-ME-81/94, ASTM C 127 e AASHTO T85 (agregado graúdo) e DNER-ME-84/94, ASTM C 128 e AASHTO T84 (agregado miúdo).

Há três tipos de massa específica ou densidade a serem consideradas: massa específica real, massa específica aparente e massa específica efetiva. Estas são fundamentais para a determinação de parâmetros volumétricos necessários à dosagem de determinada mistura asfáltica: RBV - relação betume - vazios, VAM - vazios do agregado mineral e Vv - volume de vazios.

A massa específica real ( $G_{sa}$ ) desconsidera o volume de quaisquer poros na superfície do agregado (permeáveis à água ou ao asfalto), ou seja, o volume real é constituído pelo volume dos sólidos conforme indicado na Figura 2.8, e é obtida pela expressão 2.1.

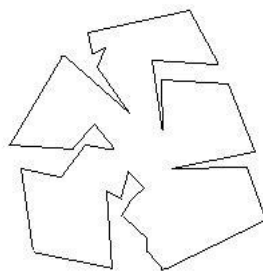


Figura 2.8 – Partícula de um agregado sem preenchimento dos vazios (Fonte: CAVALCANTI, 2010).

$$G_{sa} = \text{Massa seca} / \text{Volume real} \quad (2.1)$$

Onde,

Volume real = volume da partícula sólida do agregado.

Na massa específica aparente ( $G_{sb}$ ) considera-se o agregado como um todo sem descontar os vazios eventualmente preenchidos por água ou asfalto. É medida quando o agregado encontra-se na condição de superfície saturada seca (SSS), de acordo com a Figura 2.9 e expressão 2.2.

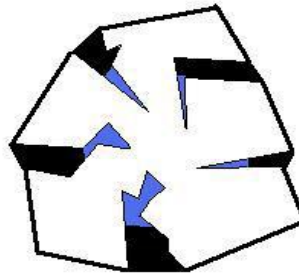


Figura 2.9 - Representação de agregado com vazios preenchidos com água e asfalto e coberto em toda superfície por película de ligante (Fonte: CAVALCANTI, 2010).

Calcula-se  $G_{sb}$  pela seguinte relação:

$$G_{sb} = \text{Massa seca} / \text{Volume aparente} \quad (2.2)$$

Onde,

Volume aparente = volume do sólido + volume do poro permeável à água.

A massa específica efetiva ( $G_{se}$ ) inclui o volume dos poros permeáveis à água, mas não ao asfalto, Figura 2.10.

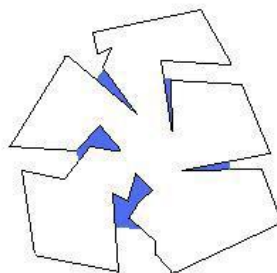


Figura 2.10 - Representação de partícula de agregado com poros permeáveis à água (Fonte: CAVALCANTI, 2010).

### 2.3 Misturas asfálticas

Genericamente mistura asfáltica é o produto da adição do ligante ao agregado ou composição de agregados, eventualmente com uso de modificadores para potencializar

suas propriedades em relação à convencional. As misturas são utilizadas mais comumente no revestimento do pavimento, podendo no entanto compor várias camadas com funções distintas. Há vários métodos de produção e tipos de misturas. Podem ser usinadas a quente ou a frio, ou preparadas na própria pista; são produzidas de acordo com um projeto elaborado utilizando um método de dosagem.

Na maioria dos países a pavimentação asfáltica é a principal forma de revestimento. No Brasil cerca de 95% das estradas pavimentadas são de revestimento asfáltico de vários tipos, grande parte composta de misturas usinadas à quente referidas como concreto asfáltico.

O revestimento asfáltico típico brasileiro é composto por misturas de britas de vários tamanhos (95%) e ligantes asfálticos convencionais ou modificados (5%), proporções em peso. Para o sucesso desta mistura é extremamente importante que se execute e se aplique adequadamente no campo, na espessura correta e grau de compactação aceitável, para garantir a vida útil projetada. Define-se o fim da vida útil pela presença de percentual inaceitável de defeitos superficiais ou estruturais, que comprometam as condições de segurança, conforto ou capacidade de carga. Ou seja, quando o desempenho funcional e estrutural do pavimento atinja um estágio de degradação que supere as condições - limite, adotadas na fase de projeto em função da importância da via.

É relevante enfatizar que os revestimentos de concreto asfáltico apresentam mecanismos de degradação bastante complexos, tais como fadiga (repetição de pequenas deformações elásticas que causam trincamentos), deformação permanente que causam afundamentos, envelhecimento, desgaste, exudação, dentre outros.

A dosagem tradicional consiste basicamente na escolha de um teor “ótimo”, ou de projeto, de ligante, para uma determinada composição granulométrica predefinida. O teor de projeto varia conforme o critério de avaliação e com o método de dosagem, sendo função de parâmetros como energia e forma de compactação, tipo de mistura, temperatura a qual o pavimento estará submetido, entre outros.

O método de dosagem mais utilizado é o Marshall (DNER-ME 43/95, ASTM D 5581), desenvolvido pelo engenheiro Bruce Marshall no decorrer da Segunda Guerra Mundial como um procedimento para definir a proporção de agregado e ligante capaz de resistir às cargas de roda e pressão de pneus de aeronaves militares. O método utiliza a compactação por impacto com equipamentos próprios conforme exemplo mostrado na Figura 2.11. A norma DNER-ME 43/95 recomenda um esforço de compactação de 50

golpes por face do corpo-de-prova, para pressão de pneu até  $7\text{kgf/cm}^2$  e de 75 golpes para pressão entre  $7\text{kgf/cm}^2$  e  $14\text{kgf/cm}^2$ .



Figura 2.11 - Exemplo de Compactador Marshall mecânico (COPPE/UFRJ).

Há vários anos percebeu-se que este tipo de compactação produzia corpos-de-prova com densidades e vazios que não correspondiam às encontradas inicialmente em campo e o teor de ligante escolhido com tal método passava a ser muito elevado. Isso resultou no desenvolvimento de novo procedimento de dosagem por amassamento, denominado SUPERPAVE.

Como já comentado, desenvolveu-se nas décadas de 1980 – 1990, a pesquisa de especificação de ligante asfáltico denominado *Superior Performance Asphalt Pavements* – SHRP (Pavimentos asfálticos de desempenho superior) que gerou o método SUPERPAVE: especificação de CAP e projeto de misturas asfálticas com previsão do desempenho das mesmas nos pavimentos, usando equações, métodos de compactação e critérios próprios.

Segundo requisitos SUPERPAVE a granulometria dos agregados baseia-se em 4 peneiras de controle e pontos de controle: são pontos mestres pelos quais a curva granulométrica deverá passar.

A compactação na metodologia SUPERPAVE é realizada com uso do compactador giratório (SGC). Segundo HARMAN et al (2002) a concepção de compactação giratória foi feita inicialmente pelos engenheiros Philippi, Raines e Love do Departamento de Rodovias do Estado do Texas, EUA. O primeiro compactador giratório Texas era manual e foi usado em pesquisas de 1939 a 1946. Por volta dos anos 1950, John L. McRae do Corpo de Engenheiros do Exército Americano criou outro compactador por amassamento giratório. As pesquisas naquela época mostravam que a

compactação por impacto Marshall não simulava de maneira adequada as condições de densidade *in situ*, especialmente nas trilhas das rodas sob tráfego pesado.

Após atualizações destes primeiros modelos, SHRP definiu as seguintes especificações para o compactador giratório (SGC): pressão vertical de consolidação de 600 kPa, ângulo de giro de  $1,25^\circ$  e velocidade de giro de 30 rpm, segundo esquema mostrado na Figura 2.12 e o equipamento na Figura 2.13. Seu princípio de funcionamento se compara a de um rolo compressor no campo, que em vez de aplicar golpes de impacto, faz a compactação exercendo uma tensão de amassamento na mistura.

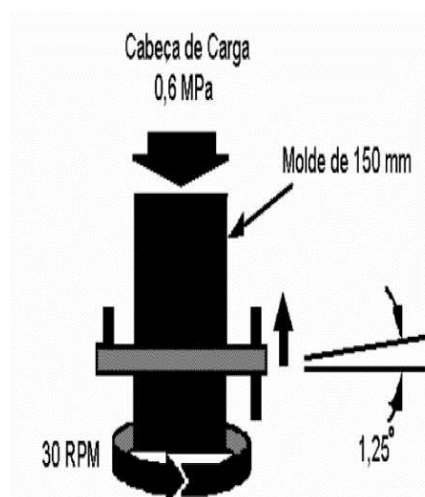


Figura 2.12 - Configurações do SGC e Parâmetros de Compactação (MOTTA et al, 1996).

De acordo com o procedimento SUPERPAVE o teor de asfalto de projeto deve ser selecionado a fim de produzir 96% da densidade relativa máxima, Gmm, ou seja, 4% de vazios de ar, a dado número de giros de compactação ( $N_{projeto}$ ).

Este método já vem sendo usado no Brasil em várias pesquisas desde 2000, e hoje alguns laboratórios comerciais também começam a utilizá-lo, embora o método Marshall ainda seja o mais comum.



Figura 2.13 - Compactador giratório para dosagem SUPERPAVE, da COPPE/UFRJ.

Passa-se a descrever os principais parâmetros de dosagem, sendo que a volumetria faz parte dos dois métodos em termos conceituais, embora apresentem pequenas, mas importantes distinções nas expressões de cálculo ou procedimentos.

#### **Parâmetros utilizados nos procedimentos de dosagem Marshall e Superpave:**

Em analogia ao que se definiu para os agregados, também se definem várias relações entre massas e volumes dos corpos-de-prova de misturas asfálticas, sejam obtidos por impacto seja por amassamento como se mostra a seguir.

- **Massa específica aparente de mistura asfáltica compactada (Gmb)**

Segundo o procedimento SUPERPAVE utilizam-se as normas ASTM D 1188 ou D 2726 para definir este parâmetro pela expressão seguinte:

$$Gmb = Ms / (Va + Vag\text{-}efetivo + Var) \quad (2.3)$$

Na norma DNER-ME 117/94, usada no método Marshall, a massa específica aparente é definida como a relação entre a massa seca do corpo-de-prova compactado e a diferença entre essa massa seca (MS) e a massa seca do corpo-de-prova posteriormente submersa em água (MSsub), ou seja:

$$Gmb = MS / (MS - MSsub) * 0,9971 \quad (2.4)$$

- **Massa específica máxima teórica e medida de misturas asfálticas (DMT)**

Embora o mais correto seja o uso da expressão massa específica, é ainda comum o uso alternativo de “densidade” para a mesma grandeza no Brasil.

A DMT é numericamente igual a razão entre a massa do agregado mais ligante asfáltico e a soma dos volumes dos agregados, vazios impermeáveis, vazios permeáveis não preenchidos com asfalto e total de asfalto (ROBERTS et al., 1996), conforme ilustrado na Figura 2.14.

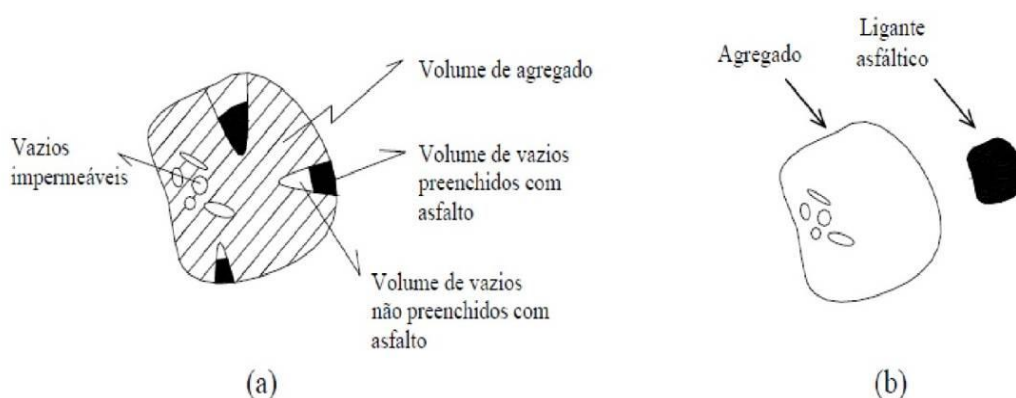


Figura 2.14 - Ilustração (a) da DMT para mistura asfáltica e (b) do volume considerado na determinação da densidade real dos agregados e dos ligantes asfálticos (Fonte: Vasconcelos et al, 2005).

Diferentes procedimentos na determinação da DMT podem levar a resultados distintos, acarretando em parâmetros volumétricos também distintos. No Brasil, a DMT é comumente calculada através de uma ponderação das densidades reais dos materiais constituintes da mistura. Para se levar em conta a absorção do ligante, eventualmente utiliza-se a média da densidade real e aparente dos agregados.

A equação que define a DMT é função das massas específicas reais dos componentes da mistura asfáltica e da proporção com que cada um dos componentes participa na mistura total:

$$DMT = \frac{100}{\%Lig/Dlig + \%b/Db + \%c/Dc + \dots + \%f/Df} \quad (2.5)$$

Onde:

%Lig , %b , %c , %f = Porcentagem dos materiais utilizados na confecção da mistura e

$D_{ig}$ ,  $D_b$ ,  $D_c$ ,  $D_f$ , = Massas Específicas Reais dos materiais utilizados na mistura.

A densidade máxima teórica (DMT) é um parâmetro necessário para o cálculo da densidade efetiva, da absorção de asfalto pelo agregado, do teor de asfalto efetivo da mistura asfáltica e do volume de vazios ( $V_v$ ) numa dosagem de misturas asfálticas. A partir da densidade aparente dos agregados, da densidade aparente do corpo-de-prova compactado e da DMT determinam-se as características volumétricas de uma mistura asfáltica e, em vários métodos, a dosagem do teor de ligante de projeto.

- **Densidade específica RICE (Gmm), densidade real, massa específica máxima medida;**

A Massa Específica Máxima das misturas asfálticas pode ser determinada empregando-se um dos três procedimentos:

- ponderação das massas específica reais;
- ASTM D 2041, utilizando vácuo e
- método do querosene.

Atualmente passa a ser utilizada no Brasil a norma ABNT 15619/08, baseada nas normas ASTM 2041 (2000) ou AASHTO T 209 (1999) para medir a massa específica máxima do conjunto de agregados e ligante, representada pela sigla Gmm, Figura 2.15, e utilizando esta para os cálculos volumétricos ao invés da DMT.



Figura 2.15 - Equipamento básico de determinação da Gmm, utilizando vácuo. (COPPE/UFRJ).

A **DMT** ou a **Gmm** são utilizadas no cálculo de percentual de vazios de misturas asfálticas compactadas, absorção de ligante pelos agregados, massa específica efetiva do agregado (Gse), teor de asfalto efetivo da mistura asfáltica e ainda para fornecer valores alvo para a compactação de misturas asfálticas através do compactador giratório. Se os agregados utilizados não tiverem nenhuma absorção de ligante, estes dois valores serão iguais. No entanto, quanto maior for a absorção dos agregados maior será a diferença, a Gmm sendo sempre menor que a DMT.

As principais diferenças entre os dois tipos de dosagem (Marshall e Superpave) são as indicadas na Tabela 2.1, preparada a partir do conhecimento dos dois métodos:

Tabela 2.1 – Principais diferenças entre os dois tipos de dosagem.

| <b>Principais diferenças:</b>  | <b>MARSHALL</b>  | <b>SUPERPAVE</b>   |
|--------------------------------|--|--|
| Método de compactação          | Impacto (golpes).  | Amassamento (giros).   |
| Densidade máxima               | DMT calculado por fórmula.   | Gmm medida pelo Rice.  |
| Envelhecimento de curto prazo  | Sem envelhecimento.  | Duas horas em estufa.  |
| Relação "dust"/teor de asfalto | Não faz referência.  | Tem faixa estabelecida.  |
| Características dos agregados  | Los Angeles, sanidade, forma e equivalente de areia.   | Propriedades de consenso (angularidade do agregado graúdo, angularidade do agregado miúdo, partículas planas e alongadas e teor de argila) e propriedades de origem (dureza, sanidade e materiais deletérios). |
| Granulometria                  | Faixas granulométricas definidas por intervalos de aceitação em várias peneiras e uso de representação gráfica em escala semi log. | Pontos de controle e linha de densidade máxima, e uso de escala gráfica de representação em escala de potência 0,45.   |
| Relações volumétricas          | VAM, RBV e Vv com densidade aparente calculada com medida de peso seco e imerso.   | VAM, RBV e Vv com densidade aparente efetiva (superfície saturada e seca).   |

## 2.4 Mecânica da fratura

A mecânica da fratura trata da área da mecânica dos materiais que se destina a análise dos processos mecânicos geradores da propagação de fendas, fissuras e outros defeitos, sob a ação de cargas aplicadas externamente. Para levar em conta a existência de falhas em um material, a Teoria da Mecânica da Fratura – TMF - tem sido usada para considerar a redução de resistência devido à presença de trincas (Soares e Zollinger, 1997<sup>1</sup> *apud* SOARES E FREITAS, 2002).

Uma trinca pode ser compreendida como um entalhe cujo raio de curvatura é próximo a zero. O estudo das tensões, no que se refere às trincas, é importante na determinação da carga estática máxima e na vida de fadiga dos componentes, sendo que a presença de trincas pode enfraquecer a estrutura sensivelmente e reduzir sua vida útil. Assume-se que as tensões na ponta da trinca são infinitas e caracterizadas por um fator chamado de *fator de intensidade de tensão* KI (para o modo I de fratura). Quando o fator KI alcança um valor crítico (conhecido como KIC), ocorre uma falha catastrófica (fratura súbita) nos materiais frágeis. Este valor de KIC é chamado de “tenacidade à fratura” do material e é uma propriedade ou característica inerente, independente da geometria ou das cargas aplicadas, entretanto, dependente da temperatura (EFFTING, 2004).

As equações utilizadas na determinação da fratura de sólidos com a presença de trincas foram inicialmente deduzidas em 1920 por A. A. Griffith. O referido autor observou que, ao se introduzir uma trinca em uma placa de material elástico tracionado, deve existir um balanço entre o decréscimo na energia potencial (relacionado à liberação de energia elástica armazenada e ao trabalho realizado pelo movimento das forças externas) e o aumento na energia de superfície resultante da presença da trinca. Assim, uma trinca existente crescerá se uma energia de superfície adicional necessária fosse fornecida pelo sistema. Essa energia de superfície provém do fato que existe uma configuração de não-equilíbrio dos átomos vizinhos mais próximos de qualquer superfície de um sólido.

No Brasil, os estudos referentes à previsão do trincamento das misturas asfálticas vêm sendo realizados através de investigações experimentais de fadiga fenomenológicas, utilizando corpos-de-prova moldados em laboratório submetidos a carregamentos cíclicos. Contudo, este tipo de avaliação não considera de forma

---

<sup>1</sup> Soares, J.B. e Zollinger, D.G. (1997) A compatible approach to concrete strength characterization in the design and construction of concrete pavements. Transportation Research Record 1568, 89-95.

adequada a heterogeneidade da mistura asfáltica e não permite acompanhar o crescimento da trinca para uma modelagem mais detalhada do desempenho no campo. Sabe-se que a trajetória percorrida pelas trincas, muitas vezes, é influenciada pela disposição dos agregados na massa asfáltica como mostra, por exemplo, BRAZ (1997).

#### 2.4.1 Modos de Ruptura

Os materiais sólidos são suscetíveis a três tipos distintos de ruptura: abertura, cisalhamento e rasgamento. Quando um sólido infinito com comportamento puramente elástico e que neste haja inserção de uma trinca de tamanho arbitrário, podem-se encontrar os estados de tensões na ponta da trinca para cada um dos três tipos gerais de carregamento (RODRIGUES, 1991; MEDINA E MOTTA, 2005; WAGONER, 2006).conforme indicado na Figura 2.16 a seguir.

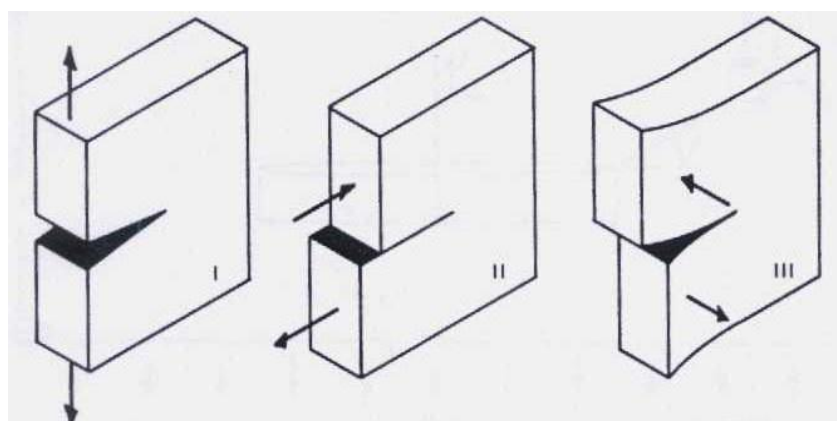


Figura 2.16 - Três modos básicos de fratura: Modo I - Abertura, modo II - Cisalhamento e modo III - Rasgamento (Reproduzido de EFFTING, 2004).

O modo I ocorre quando se aplica uma tensão por tração direta na região fissurada. Os demais modos de abertura envolvem a forma de corte da trinca. A tensão requerida para romper um material sofre efeito do tipo de abertura. Ruiz *et al*<sup>2</sup>. (2001 *apud* WAGONER, 2006) sugerem que a tensão crítica necessária para romper um concreto de cimento Portland no Modo II de abertura é significativamente maior do que no Modo I, devido ao intertravamento dos agregados ao longo do plano da trinca.

O estudo da Mecânica da Fratura está baseado em dois enfoques: o Linear Elástico (MFLE) e o Elasto-plástico ou Não-Linear (MFNL), sendo que este último

---

<sup>2</sup> Ruiz et al

apresenta alta complexidade matemática e não vai ser comentado aqui por não estar sendo utilizado nos estudos de misturas asfálticas por enquanto.

A mecânica da fratura elástica linear (MFLE) foi proposta por Griffith em 1921 e esta primeira abordagem da teoria da mecânica da fratura assumia que não há deformação plástica no material, ou é desprezível. Esta só pode ser aplicada onde o carregamento possui relação linear com a deformação, formando uma zona plástica na frente da trinca. Portanto, a MFLE só pode ser usada para quantificar o comportamento na propagação das trincas, conforme ilustrado na Figura 2.17. A premissa básica é que a propagação instável de uma descontinuidade existente ocorrerá somente quando o valor de  $KI$  atingir um valor crítico denominado  $KIC$ . O  $KIC$ , geralmente chamado de tenacidade à fratura do material, é uma propriedade do material dependente da temperatura e da taxa de carregamento.

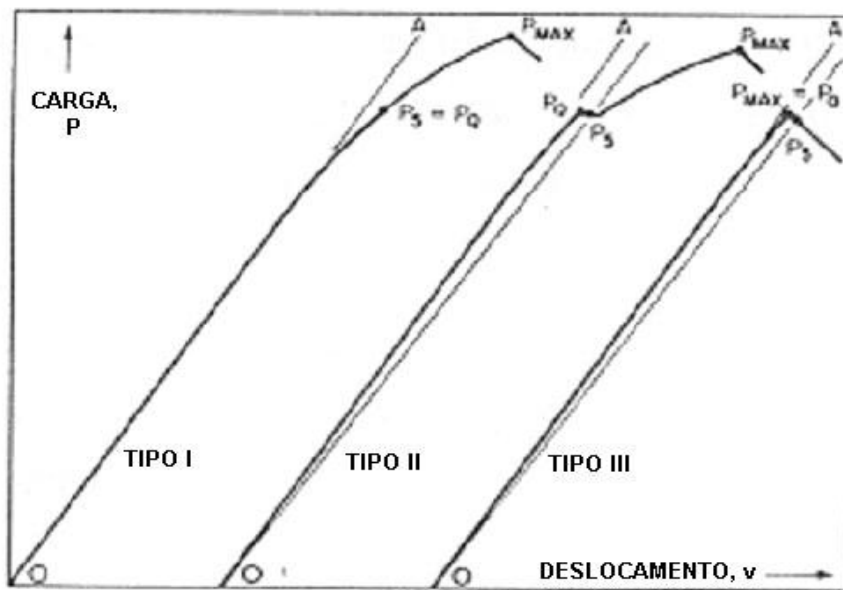


Figura 2.17 - Curvas carga x deslocamento em um ensaio KIC (reproduzido de EFFTING, 2004).

Segundo Effting (2004) o Fator de Intensidade de Tensão  $KI$  pode ser definido como sendo o fator que descreve a amplificação da tensão local à frente da raiz da trinca, ou seja, o fator que associa as tensões à frente da trinca com a singularidade. Quando o Fator de Intensidade de Tensão  $KI$  ultrapassa um determinado valor limite a

trinca se propaga. Esse valor limite é conhecido e designado KIC, é uma propriedade mecânica do material: a tenacidade à fratura, KIC medida em  $\text{MPa}\cdot\text{m}^{1/2}$ .

Os fatores de intensidade de tensão são funções do carregamento e da geometria do corpo e da trinca. Se o fator de intensidade de tensão para dois casos em análise forem iguais, duas trincas terão comportamento muito similar. Se uma das trincas se propaga, a outra irá também do mesmo modo, se estiver sujeita ao mesmo campo de tensão na ponta da trinca.

Para o tipo I, por exemplo, supõe-se que a trinca propaga-se quando  $KI = KIC$ , sendo KIC a tenacidade à fratura ou a resistência à fratura do material. Desta maneira, qualquer trinca em qualquer corpo irá se propagar quando esta igualdade for satisfeita.

Quando o material encontra-se num estado elástico linear antes da falha, sendo a zona plástica menor comparada às dimensões do corpo-de-prova, o valor crítico da intensidade de tensão, KIC, é apropriado como parâmetro de fratura. Se a zona plástica é muito ampla, não é possível obter valores válidos de KIC.

Durante os estágios iniciais de fadiga o valor de pico da intensidade de tensão de um ciclo simples,  $K_{m\acute{a}x}$ , não deve ser maior que  $0,8 KIC$ . Se o corpo-de-prova é colocado em fadiga na temperatura  $T1$  e testado a uma temperatura  $T2$ , o  $K_{m\acute{a}x}$  final precisa ser KIC. A máxima intensidade de tensão durante a fadiga precisa ser menor que KIC. No monitoramento da carga e deslocamento, três tipos de levantamento são observados. A carga crítica PQ é definida em um só levantamento, que depende do tipo da curva. Primeiro desenha-se uma linha secante a 5% para determinar PS. No caso do tipo I, a curva carga x deslocamento é suave e pode ser dita linear antes da falha em  $P_{m\acute{a}x}$ .

Esta não-linearidade pode ser causada por plasticidade, crescimento subcrítico da trinca, ou ambos. Para a curva tipo I,  $PQ = PS$ . Com a curva tipo II, há um crescimento instável, que ocorre antes que a curva se desvie da linearidade de 5%. Neste caso PQ é definido na quina da queda da curva. O corpo-de-prova que exhibe a curva tipo III falha completamente antes de atingir os 5% da não-linearidade. Neste caso  $PQ = P_{m\acute{a}x}$ .

No início da década de 60, Paris mostrou de forma convincente que a variação do fator de intensidade de tensões, e não a tensão é o parâmetro que controla a propagação das trincas por fadiga.

Neste experimento, Paris utilizou duas chapas idênticas, compostas por material idêntico e com uma trinca central de comprimento similar. A chapa 1 foi carregada pelas bordas enquanto a chapa 2 foi carregada pelas faces da trinca, mantendo a mesma gama de tensão nas duas chapas. Apesar disso, a trinca acelerava na chapa 1 e desacelerava na chapa 2. Como ambas trabalhavam sob a mesma diferença de tensões, esta não poderia estar controlando a propagação das trincas. Entretanto, devido à forma da aplicação da carga, na chapa 1, a variação do fator de intensidade de tensão ( $\Delta K$ ) aumentava à medida que a trinca crescia, enquanto na chapa 2, a variação do fator de intensidade de tensão ( $\Delta K$ ) decrescia à medida que a trinca crescia. Assim, Paris deduziu que era a variação do fator de intensidade de tensão ( $\Delta K$ ) que controlava a propagação, e mostrou que quando se relacionava a taxa de propagação da trinca ( $dc/dN$ ) com  $\Delta K$ , os pontos experimentais gerados tanto na chapa 1 quanto na chapa 2 coincidiam.

Plotando  $dc/dN$  versus  $\log \Delta K$ , na forma logarítmica, tipicamente obtém-se uma curva com 3 regiões bem distintas (Figura 2.18). Esta curva é de grande importância na prática, pois com esse tipo de informação pode-se fazer previsões sobre a vida residual das estruturas trincadas.

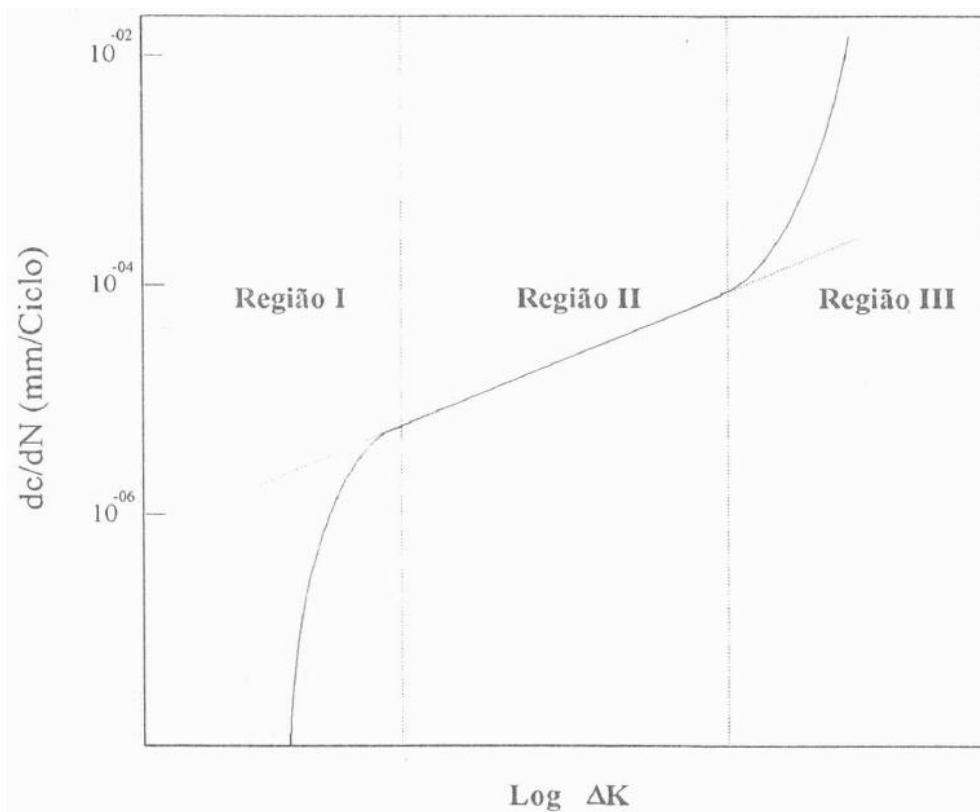


Figura 2.18 - Curva esquemática de  $dc/dN$  versus  $K$  (ARAÚJO, 1991 apud BRAZ, 1997).

PARIS e ERDOGAN (1963) estabeleceram uma lei de propagação de trinca por meio de trabalhos experimentais, na qual consideraram para a taxa de crescimento de uma trinca o fator de intensidade de tensões característico de um material como segue:

$$da/dN = C(\Delta K)^n \quad (2.6)$$

Onde:

$da/dN$  é a relação entre o crescimento da trinca e o número de ciclos,

$C$  e  $n$  são constantes do material e determinados experimentalmente; para metais:  $2 < n < 7$ .

Segundo Paris e Erdogan o carregamento na Região II varia linearmente com a deformação definida pela equação 2.6.

Limitações: superestima a Região I ( $\Delta K$ ) e subestima a Região III ( $K = KIC$ ).

#### 2.4.2 Mecânica da fratura aplicada a misturas asfálticas

Por volta da década de 1970 a mecânica da fratura começou a ser utilizada para avaliar o potencial de trincamento de pavimentos asfálticos. Contudo, mais de duas décadas foram necessárias para incorporar os conceitos de mecânica de fratura na caracterização de misturas asfálticas de forma mais sistemática. O primeiro estudo realizado para prever a vida de fadiga de um pavimento de concreto asfáltico empregando os conceitos de mecânica da fratura foi relatado por Majidzadeh et al. (1971<sup>3</sup> apud RODRIGUES, 1991), com objetivo de obter a taxa de crescimento da trinca pelo fator de intensidade de tensão  $K$  utilizando a Lei de Paris dada em Paris e Erdogan em 1963.

Nos anos seguintes, a tenacidade à fratura de misturas asfálticas foi estudada a partir da mecânica da fratura linear elástica (MFLE). Uma das principais conclusões dessa análise foi que a vida de fadiga de algumas misturas asfálticas pode ser prevista a partir de testes simples de fratura. Kim *et al* (1997) investigaram a tenacidade à fratura de certas misturas asfálticas e constataram que as misturas com granito possuíam maior resistência à fratura do que as misturas com calcário.

---

<sup>3</sup>MAJIDZADEH, K., KAUFFMANN, E. e RAMSAMOOJ, D. (1971) "Application of Fracture Mechanics in the Analysis of Pavement Fatigue", *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 40, pp. 227-246.

Muitos pesquisadores realizaram experimentos visando determinar as propriedades das misturas asfálticas sob a ação de cargas repetidas. Mensurava-se o comprimento da trinca indiretamente a partir do método da compliância, que usa o inverso da inclinação da curva tensão versus deformação. Então, estimava-se o fator de intensidade de tensão através do comprimento da trinca, da geometria da viga (ensaios em vigas no laboratório) e da compliância.

Pesquisas foram realizadas utilizando ligantes modificados com borracha, a fim de estudar o efeito do teor de borracha na energia de fratura. As misturas asfálticas contendo asfalto modificado com borracha apresentaram aumento de aproximadamente 50% na energia de fratura em comparação com as misturas asfálticas convencionais.

A morfologia das misturas asfálticas foi avaliada por Bhurke et al. (1997) usando o ESEM (*enviromental scanning eléctron microscope*), com objetivo de analisar as diferenças na propagação das trincas nas misturas asfálticas modificadas por polímeros, tais como SBS, SEBS, SBR e Elvaloy. Cada um dos polímeros mostrou desenvolvimento distinto da propagação das trincas. Os elastômeros (SBS, SEBS e SBR) tiveram maiores deformações e aberturas de trinca, elevando a coesão. O SBS e o SEBS apresentaram comportamento similar entre si, enquanto o polímero SBR diminuiu a rigidez do ligante e permitiu maior deformação antes da ruptura. O polímero Elvaloy, que é um plastômero com morfologia diferente dos elastômeros, elevou a rigidez e o pico de carga.

Em muitas pesquisas prevalece o ensaio de viga com entalhe na face inferior (*single edge notched beam*) para determinar as propriedades de fratura. Contudo, podem ser usadas outras geometrias de corpos-de-prova e de carga. Jacobs et al. (1996) empregaram o ensaio de fratura em amostra com dois entalhes para avaliar a propagação de trincas, modelada usando a Lei de Paris. Os parâmetros medidos foram: carga, deslocamento e abertura da trinca utilizando um medidor tipo *clip*. Eles afirmam que o crescimento da trinca ocorre de forma descontínua, mas que o modelo pode ser simplificado para um mais simples, único, de crescimento contínuo da trinca. A melhor correlação foi encontrada para misturas compostas por agregados miúdos.

Desenvolveu-se na Universidade da Flórida (ROQUE et al.,1999; ZHANG et al., 2001) uma lei de crescimento da trinca utilizando a energia dissipada, calculada usando a densidade da energia de fratura, como fator limitante. A energia de fratura é a energia dissipada, responsável por trincar a amostra, e a energia de tração, pela deformação.

RODRIGUES (1991) desenvolveu, no Brasil, estudos dos mecanismos que originam e propagam as trincas em revestimentos asfálticos. Apresentou um modelo numérico para análise do ensaio de compressão diametral de misturas asfálticas com pré-trinca no centro do corpo-de-prova obtendo a expressão matemática de KI, que foi comparada com a lei de Paris, expressa por  $dC/dN = A (\Delta K)^n$  e com os parâmetros das curvas de fadiga convencionais, expressas por  $N = k_1 \Delta \sigma^n$ . Desenvolveu uma família de expressões que permitiu chegar a aplicações na previsão do surgimento da primeira trinca e logo após prever sua propagação num revestimento de pavimento asfáltico.

Utilizando tomografias dos corpos-de-prova de misturas asfálticas sujeitas à ação de cargas repetidas, BRAZ (1997) testou as proposições de RODRIGUES (1991). Percebeu que em vários casos a trinca é desviada ao se deparar com um agregado maior podendo interromper o seu crescimento, seguida do surgimento de outra trinca em nova posição, que será a responsável pela total fratura da amostra.

O mecanismo de propagação das trincas por fadiga que resulta no campo em defeito tipo couro de jacaré (Figura 2.19) pode ser explicado nos termos clássicos pelo balanço de energia de deformação requerida para algumas distorções estruturais irreversíveis.



Figura 2.19 - Trincas de fadiga (tipo “couro-de-jacaré”) de alto nível de severidade (DNIT 005/2003).

VILCHEZ (2002) e BASTOS (2010) estudaram o uso de geossintéticos em suas pesquisas de fratura como forma de conter a reflexão de trincas. Esta reflexão acontece em revestimentos novos colocados sobre revestimentos antigos onde o nível de trincamento já esteja elevado, como o da Figura 2.19, e outras situações.

A reflexão das trincas é provocada pela movimentação relativa dos trechos adjacentes às trincas, provocada pelos ciclos de contração e expansão térmica (Figura 2.20) e de carregamento repetitivo do tráfego.

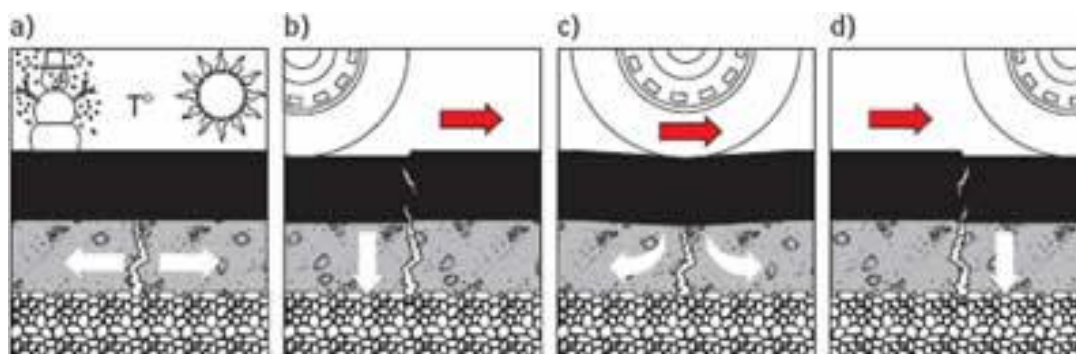


Figura 2.20 - Solicitações mecânicas em um pavimento trincado que causam reflexão de trincas (Fonte: Revista Técnica)

## 2.5 Ensaios laboratoriais

### 2.5.1 Fadiga convencional

A vida de fadiga ( $N$ ) avaliada em laboratório pelo ensaio convencional típico, feita a tensão controlada, pode ser definida como sendo o número total de aplicações de carga necessário à fratura completa de uma dada amostra.

A perspectiva da vida de fadiga de um revestimento asfáltico é realizada no Brasil através do ensaio de compressão diametral ou tração indireta com cargas repetidas.

O ensaio de tração indireta estático foi estabelecido pelo professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro em 1943 para determinar a resistência à tração de corpos-de-prova cilíndricos de concreto de cimento Portland. É conhecido em vários centros de pesquisa no exterior como “ensaio brasileiro”. O ensaio de compressão diametral estático tem sido empregado no Brasil para verificar a resistência à tração indireta das misturas asfálticas desde 1980, aproveitando-se a prensa de execução do ensaio de Estabilidade Marshall que faz parte da norma de dosagem de concreto asfáltico (DNER ME 043/95).

O ensaio de compressão diametral de cargas repetidas é também realizado no país desde esta época utilizando equipamento especialmente preparado para isto. Neste ensaio a carga é aplicada num corpo cilíndrico numa certa frequência, com certa condição de pulso de carga e tempo de aplicação, feita através de equipamento pneumático (o mais comum – exemplo mostrado na Figura 2.21) ou hidráulico. Pela

freqüência de aplicação de carga é possível simular o número de passagens de roda dos veículos em determinada seção do pavimento em campo e pelo tempo de pulso, se simula a velocidade. A carga é distribuída num friso estreito causando compressão na direção vertical e gerando tração na direção horizontal. Assim, pode-se também obter através da teoria da elasticidade, uma aproximação do módulo de elasticidade, neste caso referido como módulo de resiliência (MR) como será explicado mais adiante. Vale ressaltar que a aplicação da teoria da elasticidade para misturas asfálticas só é permitida a níveis baixos de tensão de tração em relação à de ruptura e a temperaturas menores do que 40°C. É usual realizar o ensaio à frequência de 1 Hz e com intervalo de carga de 0,1s (MEDINA e MOTTA, 2005).

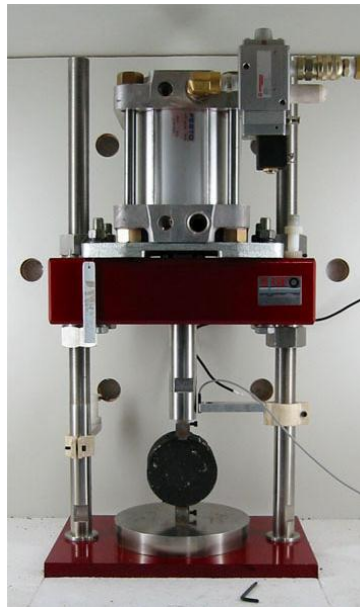


Figura 2.21 – Equipamento e configuração de ensaio de fadiga por compressão diametral (Fonte: LOUREIRO, 2003).

Na COPPE, em 2001 foi implantado um sistema totalmente automatizado desenvolvido internamente no Laboratório de Geotecnia por VIANNA (2002), que permite realizar o ensaio de módulo de resiliência, de fadiga e de deformação axial estática ou dinâmica. Hoje vários equipamentos semelhantes existem pelo Brasil.

O ensaio em compressão diametral gera um estado biaxial de tensão (Figura 2.22) em um corpo-de-prova cilíndrico obtido no compactador Marshall convencional ou no giratório. No decorrer do ensaio de fadiga, a deformação de tração aumenta até o rompimento completo da amostra, o que corresponde ao chamado ensaio de tensão controlada. Este tipo de ensaio é compatível com a caracterização de materiais de

revestimentos mais espessos em decorrência da predominância de absorção das tensões pelo revestimento com relação às camadas subjacentes. A mistura vai perdendo sua rigidez com o número de aplicações de carga e, portanto, sofrendo maiores deformações com o tempo (PINTO, 1991; HUANG, 1993).

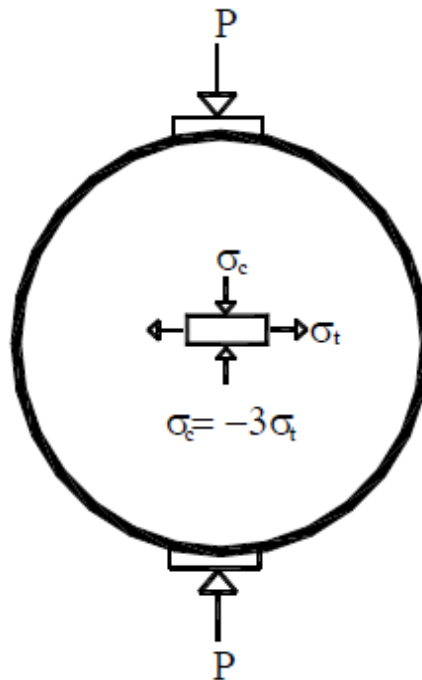


Figura 2.22 - Representação das tensões no centro da amostra (PINTO, 1991).

Através do método mecanístico de dimensionamento de pavimentos, por exemplo, proposto por MOTTA (1991) ou por FRANCO (2007) é possível calcular as tensões e deformações que solicitam a estrutura e compará-las com as tensões e deformações admissíveis provenientes de ensaios laboratoriais e de equações de previsão mecanístico - empíricas.

A curva de fadiga é o parâmetro principal do dimensionamento mecanístico, permite prever quantos ciclos de carga determinada estrutura poderá suportar e será comparado com o tráfego real previsto para o segmento. De forma geral, curvas de fadiga de misturas podem ser comparadas para indicar qual terá melhor comportamento, desde que em estruturas iguais e analisando-se as tensões geradas com a substituição do material do revestimento em cada caso, representado pelo seu módulo de resiliência. Caso os módulos de resiliência das misturas ensaiadas a serem comparadas sejam semelhantes, é possível então uma análise imediata somente pelas curvas ou expressões

numéricas da modelagem, independente das estruturas. Outro aspecto imediato de comparação entre misturas é a análise dos expoentes das expressões visto que quanto maior for este expoente mais sensível a mistura será a mudanças da estrutura do pavimento e das espessuras (MEDINA e MOTTA, 2005).

A diferença de tensões de tração e compressão na fibra inferior do revestimento asfáltico pode ser associada ao trincamento por fadiga do revestimento em campo, quando se utiliza como critério os resultados obtidos com ensaios à tensão controlada (TC) em compressão diametral. Relaciona-se o número N determinado a partir do tráfego previsto com o número de golpes em laboratório por um fator laboratório-campo (FLC): relação entre o número N até um determinado nível de trincamento (NC(TR)) obtido através do monitoramento de trechos durante seu tempo de serviço e o número de aplicações de carga em laboratório no ensaio de fadiga.

É válido ressaltar que o envelhecimento da mistura na pista e a propagação do dano no material durante o ensaio não são levados em consideração, além de aspectos presentes no campo não simulados em laboratório como variação térmica, presença de cargas estocásticas, a ocorrência do fenômeno de recuperação de trincas em virtude da ausência de cargas em alguns períodos e ainda a dificuldade de obter o número N (RODRIGUES, 1991; PINTO, 1991, MOTTA, 1991).

Uma pequena melhoria nesta previsão pode ser feita estabelecendo-se um critério de ruptura que defina o momento em que a mistura começa a apresentar valores de deformação específica de tração que indiquem o fim da vida de fadiga da mistura. Esse critério deve se aproximar ao máximo do momento em que ocorrem as primeiras trincas na mistura gerando um decréscimo na rigidez suficiente para definir um estado crítico de ruptura como propôs LOUREIRO (2003).

No caso do ensaio à deformação controlada (DC), a simulação corresponde a revestimentos mais delgados uma vez que nestes há maior contribuição das subcamadas na absorção das tensões solicitantes. Segundo PINTO (1991) e HUANG (1993), em revestimentos com espessuras inferiores a 5 cm, não acontece um decréscimo suficiente na rigidez, quantificada pelo módulo de rigidez por flexão de modo a causar uma variação no nível de deformação durante o carregamento. Neste ensaio, a deformação é mantida constante enquanto que a tensão inicial no corpo-de -prova diminui até o fim do ensaio. Este tipo de ensaio não é possível de ser realizado em prensas pneumáticas como são a maioria das existentes no país.

O ensaio de vida de fadiga em misturas asfálticas realizado tradicionalmente nos laboratórios no Brasil apresenta algumas inconsistências no que diz respeito à modelagem da evolução do dano. Especificamente, destaca-se o fato do material sofrer dano progressivo ao longo do carregamento repetido do ensaio, afetando assim sua rigidez e conseqüentemente o estado de tensões no mesmo. Por outro lado, o fim do ensaio é típico e pode ser conduzido de forma simples. Há já no país um acúmulo de dados considerável com este tipo de avaliação, como pode ser visto, por exemplo, em FRANCO (2007).

Durante muitos anos, a deformação permanente não era considerada um dos principais defeitos das rodovias brasileiras. No entanto, a mudança do tipo de carga, o volume e o peso das cargas bem maiores do que em décadas passadas vem favorecendo o aumento da profundidade dos afundamentos de trilha de rodas. Atualmente, um dos principais mecanismos de ruptura do pavimento de locais de alto volume de tráfego comercial está associado ao fenômeno do afundamento de trilha de roda, resultante do acúmulo das deformações plásticas ou permanentes das misturas, exclusivamente. No caso das deformações permanentes, o afundamento de trilha de roda pode ser resultante de dois somatórios: um é o das contribuições de todas as camadas do pavimento e também do subleito e o segundo resulta somente da contribuição do revestimento e este é que tem aumentado (MEDINA e MOTTA, 2005).

Na tentativa de quantificar, durante a dosagem de uma mistura, seu potencial para desenvolver deformações permanentes foi desenvolvido um ensaio de compressão axial, também chamado de *Creep*. Este ensaio pode ser realizado de forma estática ou dinâmica.

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de *Creep* é o mesmo empregado na realização dos ensaios de Módulo de Resiliência e Fadiga, porém o corpo-de-prova é colocado em compressão axial.

Mais modernamente esta avaliação tem sido realizada de forma mais conveniente pelo ensaio conhecido como “FlowNumber”, que tem correlação muito boa com a previsão de campo de afundamentos. Na compactação giratória, é possível também fazer boas previsões com parâmetros chamados CDI e TDI (relacionados a trabalhabilidade das misturas) obtidos da curva de compactação por número de giros. Detalhes destes parâmetros podem ser vistos em NASCIMENTO (2008).

### 2.5.2 Resistência à tração estática

A configuração do ensaio de resistência à tração indireta de misturas asfálticas, RT, é a do ensaio desenvolvido por Lobo Carneiro para concreto, porém com aplicação da força através de frisos de carga no corpo-de-prova cilíndrico, visto que estas apresentam superfície lateral irregular e são bem mais deformáveis. Considera a aplicação de duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão em um cilindro que geram, ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tração uniformes perpendiculares a este diâmetro. Este ensaio é adotado desde 1972 para a caracterização de misturas asfálticas.

### 2.5.3 Módulo de resiliência

No caso do ensaio de carga repetida em misturas asfálticas como o ligante possui propriedades termoviscoelásticas, o deslocamento medido durante a aplicação dos pulsos de carga, e a partir deste a deformação, exibe três parcelas: elástica, viscosa e permanente. Não é fácil distingui-las, logo, foi preciso convencionar uma forma de separação das parcelas uma vez que, para o módulo de resiliência, só se deve considerar a parcela elástica, por definição. No sistema mais comum, indicado pela norma brasileira DNER ME 133/94, o método de medição da deformação resiliente para cálculo do MR é computado por interpolação de duas tangentes aos dois trechos retos da curva de deslocamento ou deformação.

O módulo de resiliência de misturas asfálticas tem influência relevante do tipo de ligante e da granulometria dos agregados, tendo menor influência do teor de vazios. Para este cálculo também é necessário o conhecimento do coeficiente de Poisson, pois por definição, o MR é calculado com a tensão de tração induzida, integrada ao longo do diâmetro. O coeficiente de Poisson varia de 0,15 a 0,35, de acordo com a temperatura em que se faz o ensaio.

O ensaio de Módulo de resiliência (MR) em misturas asfálticas é realizado aplicando - se carga repetidamente no plano diametral vertical de um corpo-de-prova cilíndrico regular. Esta carga gera uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação da carga. Mede-se então o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente à tensão gerada, numa dada temperatura ( $T$ ) e define-se o MR como a relação entre a tensão de tração aplicada e a deformação de tração recuperável.

#### 2.5.4 Fratura de disco chanfrado

Hirsch (2009) introduziu no país um novo ensaio de avaliação da qualidade de uma mistura asfáltica sob o ponto de vista da fratura, estabelecendo os procedimentos laboratoriais para obter o corpo-de-prova e para realizar o ensaio de fratura em disco circular com fenda – ASTM D7313. Foram os primeiros ensaios de fratura em disco circular com fenda (*disk-shapedcompact*), ou DC(T), realizados no Brasil para determinar propriedades de fratura de concretos asfálticos, executados em uma prensa ShimadzuAutograph AG-X 100 kN, com uma célula de carga do tipo SLFL de 100 kN, do Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ. Na Figura 2.23 está uma vista de um corpo-de-prova, colocado na prensa, pronto para a realização do ensaio.

De acordo com a ASTM D7313 o método consiste na determinação da energia de fratura ( $G_f$ ) de uma dada mistura asfáltica utilizando a geometria de tração de um disco circular com fenda induzida. A geometria do disco compacto é um corpo-de-prova circular com uma única aresta tracionada, que foi estudada de forma a obter resultados satisfatórios para misturas com o diâmetro nominal máximo dos agregados de 4.75 a 19 mm.

A energia de fratura pode ser utilizada como parâmetro para avaliar a resistência à fratura do concreto asfáltico e ajudar a diferenciar as misturas cuja vida útil pode ser comprometida por fissuras. O parâmetro da energia de fratura é particularmente útil na avaliação de misturas com ligantes dúcteis e modificados por polímero. O teste é geralmente válido para temperaturas de 10°C ou inferiores ou para combinações de materiais e de temperaturas que produzem condições válidas. O modelo da geometria e a terminologia do disco de tração compacto foi inspirado no método do ensaios E 399 para tenacidade de deformação plana de fratura de materiais metálicos, com modificações para permitir o teste de fratura do concreto asfáltico. O método de ensaio descreve o aparelho do teste, instrumentação, fabricação e procedimentos de análises requeridos a fim de determinar a energia de fratura do concreto asfáltico. A unidade padrão de medida da energia de fratura é Joule/ (metro.metro). Mas a norma ASTM D7313 é pouco detalhada na parte de fabricação da amostra e preparação do corpo-de-prova e HIRSCH (2009) desenvolveu uma série de facilidades para conseguir produzir as condições geométricas corretas, com as correções indicadas.

A preparação do corpo-de-prova passa pela moldagem de discos de diâmetro de 15cm no compactador giratório, na altura final de 5 cm, e após esta moldagem consiste

na execução dos furos de carregamento e a realização dos cortes de fenda (trinca inicial) e do faceamento para o acoplamento do *clip-on-gage*.

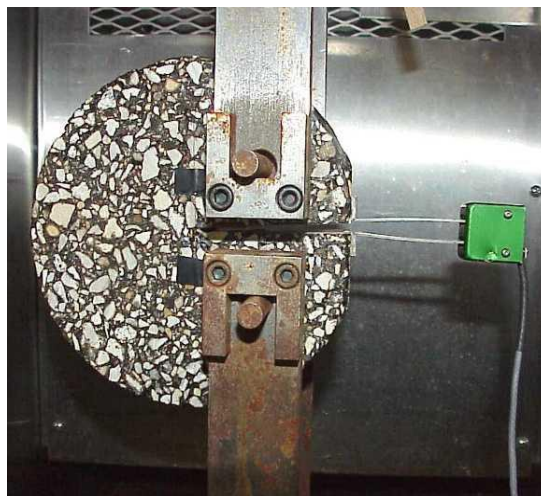


Figura 2.23 – Configuração do carregamento do ensaio de fratura ASTM D7313 (Hirsch, 2009).

Com a moldagem executada realizam-se os furos de carregamento com precisão rígida de dimensões e posicionamento. Após várias tentativas, HIRSCH (2009) concluiu que a maneira mais eficaz de executá-los era utilizando uma furadeira grande, tipo de bancada. Dessa forma pode-se controlar a verticalidade e horizontalidade da mesa, garantindo também que o corpo-de-prova e o gabarito fiquem presos com segurança. Vale ressaltar que é de extrema importância manter a verticalidade dos furos a fim de proporcionar bom ajuste do encaixe das garras da prensa no decorrer do ensaio propriamente dito e não desenvolver excentricidade de carregamento. São vários cuidados: envolve-se o corpo-de-prova com a espessura desejada de  $50 \pm 5$  mm com fita adesiva e fixa-o dentro de um molde de compactação tri-partido, originalmente utilizado para a realização do ensaio de CBR.

A etapa final da preparação do corpo-de-prova para a realização do ensaio de fratura consiste na execução da fenda (trinca inicial), e também, na preparação da face do corpo-de-prova para o acoplamento ao *clip-on-gage*. Estas etapas de preparação dos corpos-de-prova, que foram objeto desta dissertação, realizadas para as misturas desta pesquisa no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ serão descritas detalhadamente no capítulo 3.

Recentemente (LOPÉZ, 2010) realizou uma modelagem computacional através do Método dos Elementos Discretos (MED) que permitiu fazer uma simulação da

iniciação e da propagação do trincamento neste ensaio de tração direta chamado de Disco Circular com Fenda (*Disk Shaped compact*), considerando uma abordagem da teoria da mecânica da fratura elástica linear (MFEL) e a incorporação do modelo constitutivo de zona coesiva (MZC). As modelagens realizadas permitiram inferir o comportamento de corpos de prova de Disco Circular com Fenda DC(T) feitos em laboratório. O método dos elementos discretos mostrou-se uma ferramenta apropriada para realizar este tipo de simulação.

## 2.6 Comparações entre ensaios de fratura e fadiga

RODRIGUES (1991) verificou a possibilidade de se utilizar os parâmetros do ensaio de fadiga convencional a tensão controlada para estimar os parâmetros da mecânica da fratura de misturas asfálticas definidos pela Lei de Paris. Através de modelagem numérica ele mostra que na expressão:  $dC/dN = A (\Delta K)^n$  - lei de Paris, o  $n$  pode variar de 2 a 100 dependendo do material e das condições de contorno. Estudos desde a década de 1970 mostram que estas considerações se aplicam a misturas asfálticas que estejam nas temperaturas entre 5°C e 32°C.

No caso da expressão comumente usada no país para expressar a fadiga de mistura asfáltica, de forma aproximada, por ensaios fenomenológicos experimentais simplificados à tensão controlada:  $N = K (\Delta\sigma)^n$ , estes parâmetros variam com o tipo de ensaio, não sendo, portanto, constantes verdadeiras do material, e também não separam o início da trinca do crescimento posterior. Porém, no atual estágio de desenvolvimento dos métodos de dimensionamento mecanístico – empíricos ainda são úteis para prever a vida de fadiga em projetos.

Daí a vantagem de se usar o conceito de fator de intensidade de tensões que vem com a mecânica da fratura do que a própria tensão (ou diferença de tensões) levou RODRIGUES (1991) a obter uma correlação entre as duas expressões. A importância de obter correlações entre as duas formas de observação e expressão do trincamento é tentar explicar e prever melhor o processo no campo. Rodrigues comenta que autores mostram que a velocidade de propagação das trincas é função do tamanho da fissura inicial e do balanço de energia na ponta da trinca. Daí é possível supor que misturas com granulometria mais fina apresentem propagação de trincas mais lenta, visto que as misturas mais graúdas devem apresentar fissuras iniciais maiores. Assim, esta poderia ser uma explicação para a maior dispersão nos ensaios de fadiga executados em misturas de comportamento graúdo em relação à de comportamento miúdo. No entanto,

pode haver certa compensação no caso dos agregados graúdos apresentarem intertravamento acentuado, havendo maior transferência de carga nas trincas se houver entrosamento dos agregados.

RODRIGUES (1991) modelou o ensaio de compressão diametral, obteve a expressão de previsão do fator de intensidade de tensões no modo I, e desenvolvendo as expressões em várias etapas, apoiado em valores de curvas de fadiga de misturas asfálticas brasileiras, conclui que:

- a) da expressão  $N = K (\Delta\sigma)^n$  para o banco de dados analisados:

$$\ln K = 3,5156 + 3,8339n \quad (2.7)$$

$$n = -13.7521 + 6.0024 (RT) - 0.6871 (RT)^2 + 0,02505 (RT)^3$$

Onde:

K e n são as constantes da curva de fadiga e RT a resistência á tração.

- b) da comparação da Lei de Paris ( $dC/dN = A (\Delta K)^n$ ) com a expressão da fadiga anterior, para as condições de fator de intensidade de tensões ( $\Delta K$ ) na compressão diametral:

$$\ln A = -1,4224 - 4,27134 n \quad (2.8)$$

Onde:

A é a constante da lei de Paris e n o expoente da lei de fadiga, que pode ser considerado IGUAL ao expoente da Lei de Paris segundo o desenvolvimento realizado.

Inspirado neste estudo BRAZ (1997) fez medições reais por tomografia de crescimento de trincas em corpos-de-prova de misturas asfálticas submetidas ao ensaio de fadiga e obteve alguns parâmetros ajustados para os fatores das expressões de RODRIGUES (1991).

No caso do presente estudo, é feita uma analogia do estudo de Rodrigues para a fadiga a CD com a Lei de Paris, para este que obteve os parâmetros do ensaio de fratura. Admitindo que a energia de fratura e o pico do ensaio de fratura sejam estimativas do fator de intensidade de tensões, é esperado que estas características possam também se correlacionar com a curva de fadiga. Esta será então a linha usada nas correlações, a princípio tomando como base os tipos de expressões obtidas por Rodrigues e Braz, como se verá mais adiante nos próximos capítulos.

## 3. MATERIAIS E MÉTODOS

### 3.1 Ligantes asfálticos utilizados neste estudo

#### 3.1.1 Ligantes asfálticos convencionais

Os ligantes convencionais analisados nesta pesquisa foram os mesmos utilizados por CAVALCANTI (2010): uma amostra de CAP 50/70 e uma de CAP 30/45, provenientes da REDUC – Refinaria de Duque de Caxias. O CAP 30/45 foi coletado em galões de 3,6 litros diretamente de um caminhão durante o descarregamento na Usina de Asfalto da Rua Francisco Bicalho, da Prefeitura do Rio de Janeiro, no mês de Fevereiro de 2009. O CAP 50/70 foi cedido pelo CENPES em galões de 20 litros no mês de Junho de 2009.

Os ensaios de caracterização convencionais dos ligantes mencionados acima foram realizados nos laboratórios da Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro e no Instituto Militar de Engenharia (IME). Os ensaios de penetração e dutilidade também foram realizados na COPPE por CAVALCANTI (2010), em conformidade com as normas DNER ME 003/99 e DNER ME 163/98, respectivamente. Ambos confirmaram os valores obtidos pelos outros laboratórios. Os resultados destes ensaios estão apresentados na Tabela 3.1.

CAVALCANTI (2010) também realizou os ensaios de viscosidade através do viscosímetro rotacional Brookfield da COPPE/UFRJ, obedecendo a ASTM D 4402. Nas Figuras 3.1 e 3.2 estão mostradas as curvas de viscosidade dos ligantes convencionais utilizados nesta pesquisa. Estão indicadas também as faixas de temperatura de mistura e de compactação, correspondentes aos intervalos de 150cP e 190cP e 250cP a 310cP, respectivamente. O valor de viscosidade escolhido para preparar as misturas com os agregados foi o médio das duas faixas (170cP para mistura e 280cP para compactação). Com isto as temperaturas resultantes para mistura e compactação do CAP 50/70 e do CAP 30/45 foram as indicadas em tabela a seguir no item de misturas.

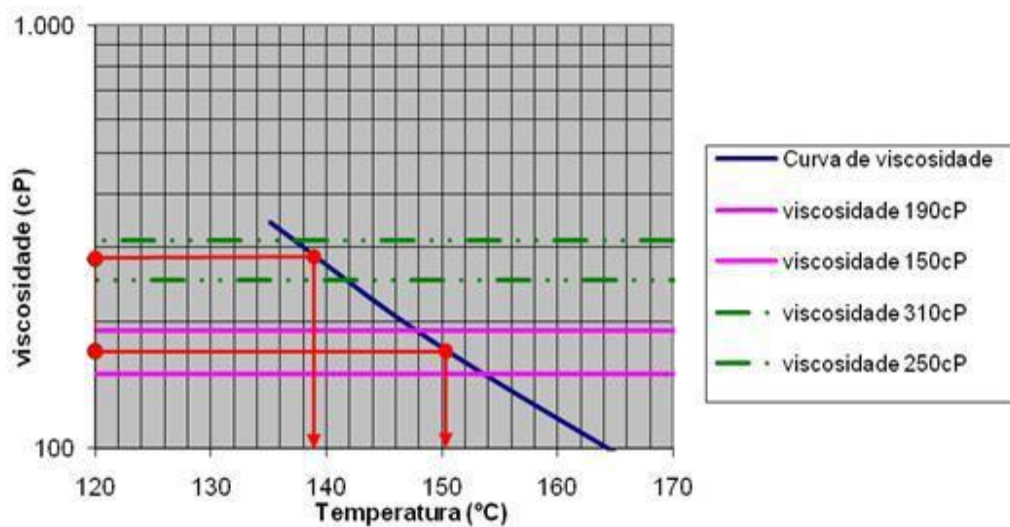


Figura 3.1 - Curva da viscosidade versus a temperatura do ligante puro CAP 50/70.

Fonte: CAVALCANTI (2010).

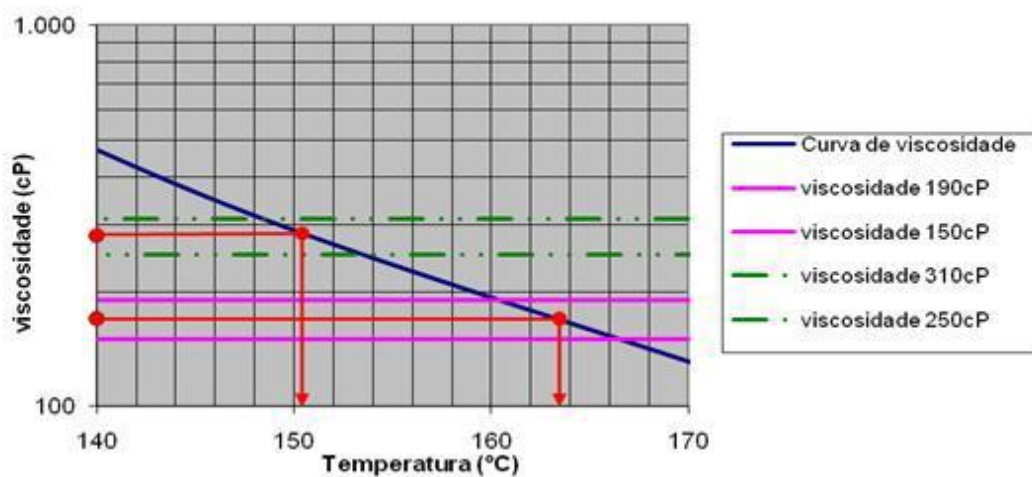


Figura 3.2 - Curva da viscosidade versus a temperatura do ligante puro CAP 30/45.

Fonte: CAVALCANTI (2010).

Tabela 3.1-Ensaio de caracterização dos ligantes convencionais usados neste estudo.

| CAP   |               | Penetração<br>(dmm) | Ponto de<br>amolecimento,°C | Dutilidade<br>(cm) | Viscosidade<br>Brookfield<br>(cP) 135°C | Densidade<br>relativa |
|-------|---------------|---------------------|-----------------------------|--------------------|---|-----------------------|
| 50/70 | Antes         | 63                  | 50,3                        | 60                 | 343                                     | 1,030                 |
|       | Após<br>RTFOT | 37                  | 53,4                        | 60                 | -                                       | -                     |
| 30/45 | Antes         | 34                  | 55                          | 60                 | 615                                     | 1,056                 |
|       | Após<br>RTFOT | 25                  | 58,2                        | 60                 | -                                       | -                     |

Fonte - CAVALCANTI (2010).

### 3.1.2 Ligantes asfálticos modificados utilizados nesta pesquisa.

Na presente pesquisa foram utilizados dois ligantes modificados, com o intuito de potencializar as suas propriedades em relação aos convencionais e identificar a possível influência destes modificadores na fratura das misturas asfálticas preparadas com os mesmos agregados utilizados nas misturas com os ligantes convencionais. São os seguintes ligantes modificados usados:

- Ecoflex Pave B: proveniente de uma obra na Concessionária Via Oeste – SP. É um ligante asfáltico modificado pela adição de pó de pneus inservíveis, na quantidade de 15% de pó de pneus em peso.
- GRECA FLEX 60/85: proveniente de obra da Concessionária Nova Dutra para pesquisa COPPE/ USP/ ND. Trata-se de um asfalto modificado por polímero tipo SBS 60/85.

Nas Tabelas 3.2 e 3.3 estão indicadas as características dos ligantes modificados utilizados nesta pesquisa. Em uma tabela apresentada a seguir no item de misturas são indicadas as temperaturas de mistura e de compactação selecionadas para cada ligante modificado, em geral indicadas pelos fornecedores dos mesmos.

Tabela 3.2 - Características do ligante EcoflexPave B (modificado por borracha).

| Ensaio                             | Norma         | Especificação | Resultados |
|------------------------------------|---------------|---------------|------------|
| Penetração (dmm)<br>100g, 5s, 25°C | NBR 6576      | 30 a 70       | 57         |
| Ponto de amolecimento, °C          | NBR 6560      | 55 (mínimo)   | 58         |
| Ponto de fulgor, °C                | NBR 11341     | 235 (mínimo)  | 240        |
| Densidade relativa                 | NBR 6296      | -             | 1,030      |
| Viscosidade<br>BrookfieldcP175°C   | ASTM D2196-99 | 800-2000      | 1580       |

Fonte -Dados obtidos pela ECOFLEX em 07/12/09.

Tabela 3.3 - Características do ligante GRECAFLEX 60/85 (modificado por polímero).

| Ensaio                               | Norma         | Especificação | Resultados |
|--------------------------------------|---------------|---------------|------------|
| Penetração (dmm)<br>100g, 5s, 25°C   | NBR 6576      | 45 a 70       | 54         |
| Ponto de amolecimento, °C            | NBR 6560      | 60 (mínimo)   | 76         |
| Ponto de fulgor, °C                  | NBR 11341     | 235 (mínimo)  | >240       |
| Densidade relativa                   | NBR 6296      | -             | 1,012      |
| Viscosidade<br>Brookfield (cP) 175°C | ASTM D2196-99 | 3000 (máxima) | 1810       |

Fonte - Dados obtidos pela GRECA ASFALTOS em Março/2007.

### 3.2 Agregados utilizados neste estudo

#### 3.2.1 Origem dos agregados utilizados

Esta pesquisa utilizou o conjunto dos seguintes agregados: brita 1, brita 0 e pó de pedra, existentes no laboratório de pavimentos da COPPE/UFRJ, utilizados por CAVALCANTI (2010) para fins de sua dissertação de mestrado. Todos os agregados foram cedidos pela prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro e pela pedreira Sepetiba, foram coletados nas usinas de Campo Grande, na usina de Francisco Bicalho e no estoque da pedreira Sepetiba.

A brita 1 é proveniente da Pedreira Santo Antônio em Nova Iguaçu – RJ. Coletada de montes do estoque da usina de Campo Grande da Prefeitura da Cidade do

Rio no mês de abril de 2009, em diversos pontos para se obter uma amostra representativa do material. A brita 0 foi fornecida à Prefeitura da Cidade do Rio pela pedreira Ipê e coletada na entrada de 2 silos na Usina de Francisco Bicalho, no mês de maio de 2009. O pó de pedra foi fornecido pela pedreira Sepetiba em Itaguaí, coletado no mês de fevereiro de 2009, em diversos montes do estoque da pedreira. A mistura de agregados de origens diversas visou simular o procedimento corrente na Prefeitura do Rio de Janeiro que compra as várias frações de agregados por licitação.

### 3.2.2 Granulometria dos agregados.

Os agregados foram peneirados segundo a norma DNER ME 083/98. Na Tabela 3.4 é mostrada a composição granulométrica de cada agregado. A faixa granulométrica escolhida foi a B do DNIT, faixa recomendada para capa e camada de ligação. A composição da mistura de agregados foi realizada pelo método das tentativas. Na Tabela 3.4 estão mostradas as proporções de cada agregado e a granulometria final da mistura, também indicada na Figura 3.3. Definiu-se também o tamanho nominal máximo dos agregados, que é a abertura da primeira peneira acima daquela que retém mais de 10% de material, como sendo TMN = 19 mm.

Tabela 3.4 - Proporção de cada agregado e granulometria da composição enquadrada na faixa B do DNIT.

| Passante<br>% #<br>(mm) | Brita 1 |       | Brita 0 |       | Pó de Pedra |       | DNER<br>Faixa B |        | Curva<br>obtida |
|-------------------------|---------|-------|---------|-------|-------------|-------|-----------------|--------|-----------------|
|                         | Amostra |       | Amostra |       | Amostra     |       | mínimo          | máximo |                 |
|                         | Total   | 24%   | Total   | 24%   | Total       | 52    |                 |        |                 |
| 25                      | 100,00  | 24,00 | 100,00  | 24,00 | 100,00      | 52,00 | 95              | 100    | 100,0           |
| 19                      | 85,48   | 20,52 | 100,00  | 24,00 | 100,00      | 52,00 | 80              | 100    | 96,5            |
| 9,5                     | 18,31   | 4,39  | 97,38   | 23,37 | 100,00      | 52,00 | 45              | 80     | 79,8            |
| 4,8                     | 1,71    | 0,41  | 18,88   | 4,53  | 99,92       | 51,96 | 28              | 60     | 56,9            |
| 2                       | 0,74    | 0,18  | 8,39    | 2,01  | 81,45       | 42,35 | 20              | 45     | 44,5            |
| 0,42                    | 0,68    | 0,16  | 5,16    | 1,24  | 37,26       | 19,38 | 10              | 32     | 20,8            |
| 0,18                    | 0,56    | 0,13  | 2,90    | 0,70  | 19,45       | 10,11 | 8               | 20     | 10,9            |
| 0,075                   | 0,17    | 0,04  | 1,12    | 0,27  | 8,47        | 4,40  | 3               | 8      | 4,7             |

Fonte - Autora deste trabalho.

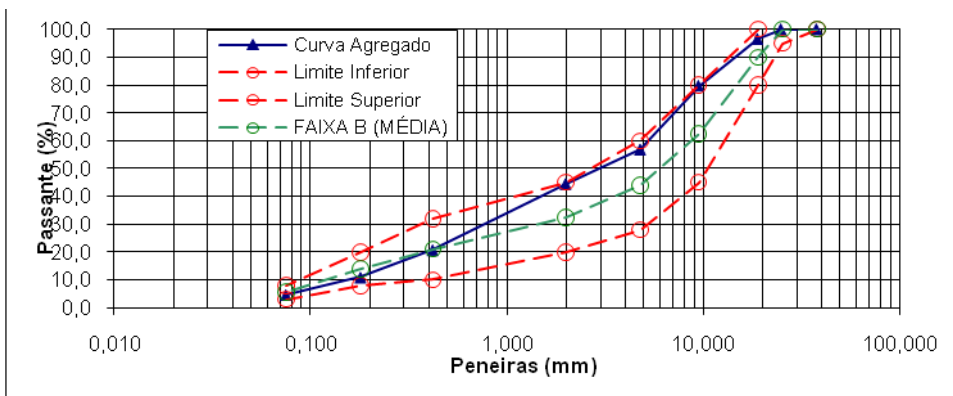


Figura 3.3 - Curva granulométrica dos agregados usados nesta dissertação (Faixa B-DNIT).

Fonte - Autora deste trabalho.

### 3.2.3 Ensaios de caracterização dos agregados

Os ensaios foram realizados no laboratório de Geotecnia da COPPE por CAVALCANTI (2010). Os ensaios de densidade e absorção foram realizados seguindo as normas DNER 081/94 e ASTM C128 para agregados graúdos e para agregados miúdos, respectivamente. Na Tabela 3.5 mostram-se os resultados obtidos das densidades e da absorção dos agregados.

Para a avaliação dos agregados de acordo com a sua resistência mecânica foram realizados os ensaios de abrasão Los Angeles dos agregados graúdos, segundo procedimento DNER ME 035/94. Na Tabela 3.6 são apresentados os valores obtidos do ensaio de abrasão e os limites especificados pelo DNIT.

Tabela 3.5 - Resultados dos ensaios das densidades e absorção dos agregados.

| Agregado    | Procedimento   | Densidade Real | Densidade Aparente | Absorção (%) |
|-------------|----------------|----------------|--------------------|--------------|
| Brita 1     | DNER ME 081/94 | 2,766          | 2,711              | 0,73         |
| Brita 0     | DNER ME 081/94 | 2,677          | 2,626              | 0,72         |
| Pó de pedra | ASTM C128/97   | 2,707          | 2,681              | 0,36         |

Fonte - CAVALCANTI (2010).

Tabela 3.6 - Resultados dos ensaios de Abrasão Los Angeles dos agregados.

| Agregado | Procedimento   | Abrasão Los Angeles (%) | Limite - DNIT ES 031/06 |
|----------|----------------|-------------------------|-------------------------|
| Brita 1  | DNER ME 035/94 | 17                      | ≤50                     |
| Brita 0  | DNER ME 035/94 | 46                      | ≤50                     |

Fonte - CAVALCANTI (2010).

Os agregados miúdos não são testados quanto à sua resistência mecânica. Contudo, o ensaio de equivalente de areia foi realizado a fim de determinar a porcentagem de material deletério fino contido no pó de pedra. Os procedimentos utilizados para este ensaio seguem a norma DNER ME 054/94. Na Tabela 3.7 mostra-se o resultado do ensaio de equivalente de areia.

Tabela 3.7 - Resultado do ensaio de equivalente de areia do pó de pedra utilizado.

| Agregado    | Procedimento   | Equivalente de areia (%) | Límite - DNIT ES 031/06 |
|-------------|----------------|--------------------------|-------------------------|
| Pó de pedra | DNER ME 054/94 | 93                       | ≥ 55%                   |

Fonte - CAVALCANTI (2010).

### 3.3 Misturas asfálticas

#### 3.3.1 Misturas dosadas no presente estudo

As misturas foram executadas considerando a mesma faixa granulométrica (B-DNIT) apresentada na Tabela 3.4 e sempre utilizando os mesmos agregados. A composição consiste em 24% de brita 1, 24% de brita 0 e 52% de pó de pedra. Como forma de avaliar as potencialidades dos diferentes tipos de ligantes em laboratório, apenas estes foram alterados para efeito da análise, resultando em quatro diferentes misturas assim nomeadas:

- Mistura 1 (I): mistura de referência – CAP 50/70;
- Mistura 2 (II): mistura de referência – CAP 30/45;
- Mistura 3 (III): asfalto modificado por borracha – ECOFLEX PAVE B;
- Mistura 4 (IV): asfalto modificado por polímero – GRECAFLEX 60/85.

Cada mistura foi dosada segundo os critérios da metodologia SUPERPAVE, considerando-se na escolha do teor de projeto de ligante o percentual de 96% da densidade relativa máxima, Gmm, (4% de vazios de ar) a um dado número de giros de compactação (Nprojeto) em função do tráfego, conforme será visto adiante.

Foi utilizado para a execução das misturas um misturador francês modelo BBMAX80 do laboratório de pavimentação da COPPE/UFRJ, conforme a Figura 3.4, programado para operar em cada temperatura de mistura por 2 minutos.



Figura 3.4 - Misturador mecânico francês modelo BBMAX80 com capacidade máxima para 80 kg de mistura usado neste estudo. Foto da autora deste trabalho de equipamento da COPPE/UFRJ.

O misturador permite que se preparem grandes quantidades de misturas em uma única batelada, minimizando o tempo gasto na produção das mesmas. No entanto, para misturas mais graúdas, é importante lembrar que devido à heterogeneidade das frações a produção de grande quantidade pode ocasionar segregação da mesma, na hora de separar as porções por corpo-de-prova, caso não se tenha o cuidado devido, interferindo nos valores de módulo resiliente médio, por exemplo.

A temperatura dos agregados foi tomada como 10°C acima da temperatura do ligante em cada caso.

Os materiais foram selecionados e misturados obedecendo às temperaturas indicadas na Tabela 3.8, que mostra a identificação das misturas, as respectivas temperaturas dos agregados e ligantes para produção e as temperaturas de compactação.

Tabela 3.8 - Identificação das misturas, respectivas temperaturas dos agregados e ligantes para produção e temperaturas de compactação deste estudo.

| Mistura | Ligante         | Temperatura (°C) |         |             |
|---------|-----------------|------------------|---------|-------------|
|         |                 | Agregados        | Ligante | Compactação |
| I       | CAP 50/70       | 160              | 150     | 140         |
| II      | CAP 30/45       | 173              | 163     | 150         |
| III     | ECOFLEX PAVE B  | 185*             | 175*    | 170*        |
| IV      | GRECAFLEX 60/85 | 177*             | 167*    | 150*        |

\*indicadas pelo fabricante

### 3.3.2 Método de compactação das misturas realizadas

Após a preparação de cada mistura foram pesados, em embalagens de alumínio descartáveis, três corpos-de-prova para cada teor previsto (4,5%, 5,0% e 5,5%) com massa de 1200 g cada. Os corpos-de-prova das misturas realizadas foram condicionados à temperatura de compactação durante duas horas em estufa, segundo requer a metodologia SUPERPAVE.

Definidos os teores ótimos realizou-se uma batelada de 32 kg (22 corpos - de - prova com 1200 g cada e 2 corpos-de-prova com 2500 g para realização do RICE) para cada mistura. Sabe-se que o tempo de moldagem de um corpo-de-prova para o outro varia e pode ocasionar envelhecimento diferenciado, além da possibilidade de segregação dos agregados pelo fato da batelada ser grande e serem retiradas pequenas porções para cada moldagem. Para observar o possível efeito da segregação por batelada, foram numerados os corpos-de-prova na sequência de moldagem e observados os módulos referentes ao primeiro e ao último corpo-de-prova moldado.

Para a compactação utilizou-se o compactador giratório da marca IPC Global Servopac com sistema de carga eletro-pneumático, conforme mostrado na Figura 3.5. O número de giros de projeto adotado foi  $N_{proj} = 100$ , para se obter o teor de projeto. Este número representa um tráfego equivalente a uma carga de eixo simples (ESAL) entre  $3.10^6$  e  $3.10^7$ , considerado adequado para vias de tráfego médio a pesado.

Para a moldagem dos corpos-de-prova no teor de projeto, destinado aos ensaios mecânicos, foram utilizados dois moldes: um de 100 mm, para os corpos-de-prova dos ensaios dinâmicos e resistência à tração, e um de 150 mm de diâmetro, específico para a moldagem dos corpos-de-prova do ensaio de fratura. Estas moldagens foram realizadas fixando-se a altura final do corpo-de-prova no compactador giratório. Assim, foi

possível prever a quantidade de vazios, levando em consideração a correção da  $G_{mb}$  para cálculo da massa do corpo-de-prova para se alcançar o  $V_v\%$  desejado.

A correção da densidade aparente estimada pelo equipamento durante a compactação giratória se dá porque no cálculo do volume do corpo-de-prova considera-se que o cilindro representativo é perfeito, sendo ignoradas as irregularidades superficiais que levam a um volume levemente superior (NASCIMENTO, 2008).

No compactador giratório apenas um corpo-de-prova pode ser moldado por vez. Dessa forma, cada amostra foi colocada no molde pré-aquecido na temperatura de compactação.



Figura 3.5 - Compactador giratório IPC Servopac com sistema de carga eletro-pneumático utilizado nesta pesquisa. Foto da autora deste trabalho de equipamento da COPPE/UFRJ.

### 3.3.3 Cálculo dos parâmetros volumétricos.

Os parâmetros volumétricos da mistura asfáltica precisam ser determinados para o projeto da mesma. Tradicionalmente essa determinação é usada para conversão de pesos para volumes a partir do conhecimento da densidade real dos agregados.

No cálculo dos parâmetros volumétricos optou-se pelo uso da densidade máxima medida da mistura ( $G_{mm}$ ), determinação da densidade efetiva dos agregados ( $G_{se}$ ) e obtenção da densidade máxima calculada (DMC) em diferentes teores. A escolha do teor de projeto baseou-se no critério do volume de vazios de 4%.

As densidades máximas medidas (Gmm) foram determinadas através do método conhecido como Rice, conforme os procedimentos descritos na ABNT NBR 15619/08. Foram realizados ensaios de Gmm em todas as misturas e em todos os teores.

As densidades específicas aparentes (Gmb) dos corpos-de-prova foram determinadas segundo o procedimento ABNT NBR 15573/08, fundamentado no princípio de Arquimedes (*"Todo corpo mergulhado num fluido em repouso sofre, por parte do fluido, uma força vertical para cima, cuja intensidade é igual ao peso do fluido deslocado pelo corpo."*).

Após a determinação dessas densidades (Gmm e Gmb) foi possível calcular os parâmetros volumétricos úteis à escolha do teor de projeto pelas seguintes expressões:

$$Gse = Gmm \cdot Ga \cdot (100 - a\%) / ((100 \cdot Ga - (Gmm \cdot a\%))) \quad (3.1)$$

$$DMC = 100 / (100 - a\%/Gse) + (a\%/Ga) \quad (3.2)$$

$$Vv\% = 100 \cdot (DMC - Gmb) / DMC \quad (3.3)$$

$$VCB\% = Gmb \cdot a\% / Ga \quad (3.4)$$

$$RBV\% = 100 \cdot VCB / VAM \quad (3.5)$$

Onde:

Gse = densidade efetiva dos agregados;

Gmm = densidade máxima medida;

Vv% = porcentagem de volume de vazios da mistura;

DMC = densidade máxima calculada;

Gmb = densidade aparente da mistura;

VCB% = porcentagem de vazios com betume;

a% = teor de asfalto na mistura;

Ga = densidade do asfalto;

RBV % = relação betume/vazios.

De acordo com recomendações de vazios do agregado mineral (VAM) o valor mínimo é função do tamanho nominal máximo (TMN) do agregado. Os valores de VAM mínimo para cada TMN (AASHTO MP2/01) são mostrados na Tabela 3.9 e é dado pela seguinte expressão:

$$VAM\% = 100 - ((Gmb) \cdot (100 - a\%)) / Gsb \quad (3.6)$$

Onde:

VAM % = porcentagem de vazios do agregado mineral;

a% = teor de asfalto na mistura;

Gsb = densidade aparente dos agregados.

Os vazios preenchidos com asfalto (RBV) são especificados em função do volume de tráfego número N - ESAL. Na Tabela 3.10 está mostrada a faixa de RBV recomendada pela AASHTO MP2/01, sendo calculada pela expressão a seguir:

$$RBV\% = 100 \cdot (VAM - V_v) / VAM \quad (3.7)$$

Tabela 3.9 - VAM mínimo em função do tamanho máximo do agregado, (AASHTO MP2/01).

| Tamanho nominal máximo do agregado | VAM mínimo % |
|------------------------------------|--------------|
| 9,5 mm                             | 15,0         |
| 12,5 mm                            | 14,0         |
| 19 mm                              | 13,0         |
| 25 mm                              | 12,0         |
| 37,5 mm                            | 11,0         |

Tabela 3.10 - Limites da RBV em função do volume de tráfego N-ESAL, (AASHTO-MP2/01).

| N - ESAL's           | RBV de projeto (%) |
|----------------------|--------------------|
| < 3.105              | 70 - 80            |
| 3.105 < ESAL < 3.106 | 65 - 78            |
| > 3.106              | 65 - 75            |

### 3.3.4 Método de cálculo para definição do teor ótimo das misturas realizadas.

Através dos valores obtidos nos ensaios de caracterização, dos parâmetros volumétricos encontrados e das tentativas realizadas considerando as limitações impostas pela relação Betume - Vazios (RBV) e pelos vazios do agregado mineral (VAM), chegou-se aos teores indicados a seguir, por tipo de mistura.

#### Mistura 1 - CAP 50/70.

Nas Tabelas 3.11 e 3.12 e nas Figuras 3.6 a 3.8 estão indicados os valores obtidos nas diversas tentativas de combinação de teores para o CAP convencional 50/70, neste estudo. A partir destes resultados, obteve-se para 4% de vazios a porcentagem de ligante igual a 4,9% como teor de projeto.

Tabela 3.11 - Dados de dosagem da Mistura 1 - agregados e CAP 50/70.

| Material    | %     | Teores Tentativos |      |      | Densidade Real (Dr) | Densidade Aparente (Da) |
|-------------|-------|-------------------|------|------|---------------------|-------------------------|
|             |       | 1                 | 2    | 3    |                     |                         |
| Brita 1     | 24    | 22,9              | 22,8 | 22,7 | 2,766               | 2,711                   |
| Brita 0     | 24    | 22,9              | 22,8 | 22,7 | 2,677               | 2,626                   |
| Pó de Pedra | 52    | 49,7              | 49,4 | 49,1 | 2,707               | 2,681                   |
| Ligante     | %     | 4,5               | 5,0  | 5,5  | 1,030               |                         |
| –           | Total | 100               | 100  | 100  | –                   | –                       |

Tabela 3.12 - Dados da mistura 1 - massa específica e volumetria.

| Teor ligante (%) | Massa específica aparente (g/cm <sup>3</sup> ) | Gmm (g/cm <sup>3</sup> ) | % vazios | VCB   | VAM   | RBV   |
|------------------|--|--------------------------|----------|-------|-------|-------|
| 4,5              | 2,406  | 2,523                    | 4,62     | 10,51 | 15,15 | 69,37 |
| 5,0              | 2,411  | 2,512                    | 4,01     | 11,71 | 15,72 | 74,49 |
| 5,5              | 2,434  | 2,489                    | 2,21     | 13,00 | 15,21 | 85,47 |

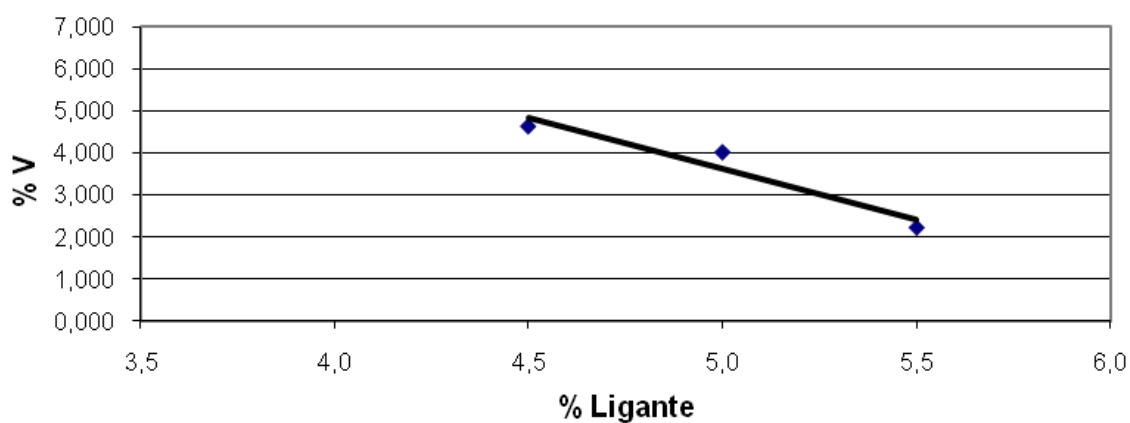


Figura 3.6 - Relação entre % de vazios versus % de ligante da mistura 1 (CAP 50/70).

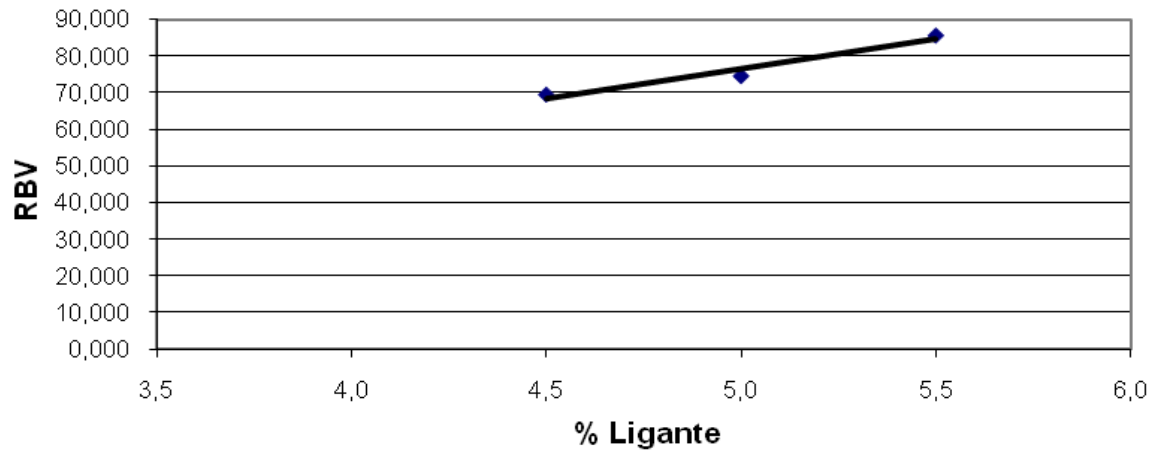


Figura 3.7 - Relação RBV versus % de ligante da mistura 1.

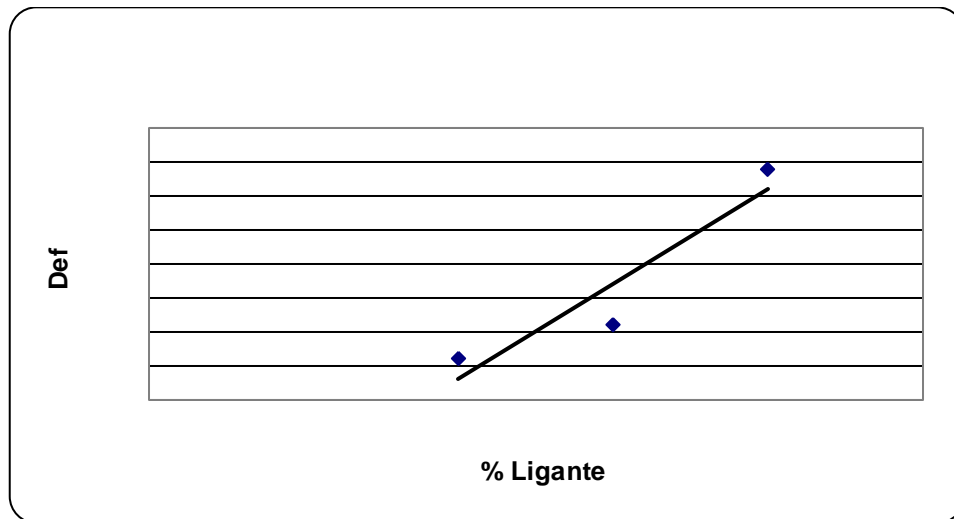


Figura 3.8 - Densidade efetiva versus % de ligante da mistura 1.

#### Mistura 2 - CAP 30/45.

Nas Tabelas 3.13 e 3.14 e nas Figuras 3.9 a 3.11 estão indicados os valores obtidos nas diversas tentativas de combinação de teores para o CAP convencional 30/45, neste estudo. A partir destes resultados, obteve-se para 4% de vazios a porcentagem de ligante igual a 5,6% como teor de projeto.

Tabela 3.13 - Dados de dosagem da Mistura 2: agregados e CAP 30/45.

| Material    | %     | Teores Tentativos |      |      |      | Densidade Real<br>(Dr) | Densidade Aparente<br>(Da) |
|-------------|-------|-------------------|------|------|------|------------------------|----------------------------|
|             |       | 1                 | 2    | 3    | 4    |                        |                            |
| Brita 1     | 24    | 22,9              | 22,8 | 22,7 | 22,6 | 2,766                  | 2,711                      |
| Brita 0     | 24    | 22,9              | 22,8 | 22,7 | 22,6 | 2,677                  | 2,626                      |
| Pó de Pedra | 52    | 49,7              | 49,4 | 49,1 | 48,9 | 2,707                  | 2,681                      |
| Ligante     | %     | 4,5               | 5,0  | 5,5  | 6,0  | 1,056                  |                            |
| –           | Total | 100               | 100  | 100  | 100  | –                      | –                          |

Tabela 3.14 - Dados da mistura 2 – Massa específica e volumetria.

| Teor ligante (%) | Massa específica aparente (g/cm <sup>3</sup> ) | Gmm (g/cm <sup>3</sup> ) | % vazios | VCB   | VAM   | RBV   |
|------------------|--|--------------------------|----------|-------|-------|-------|
| 4,5              | 2,356  | 2,530                    | 6,88     | 10,04 | 16,92 | 59,34 |
| 5,0              | 2,392  | 2,520                    | 5,08     | 11,33 | 16,41 | 69,04 |
| 5,5              | 2,389  | 2,500                    | 4,44     | 12,44 | 16,88 | 73,70 |
| 6,0              | 2,403  | 2,480                    | 3,10     | 13,65 | 16,75 | 81,49 |

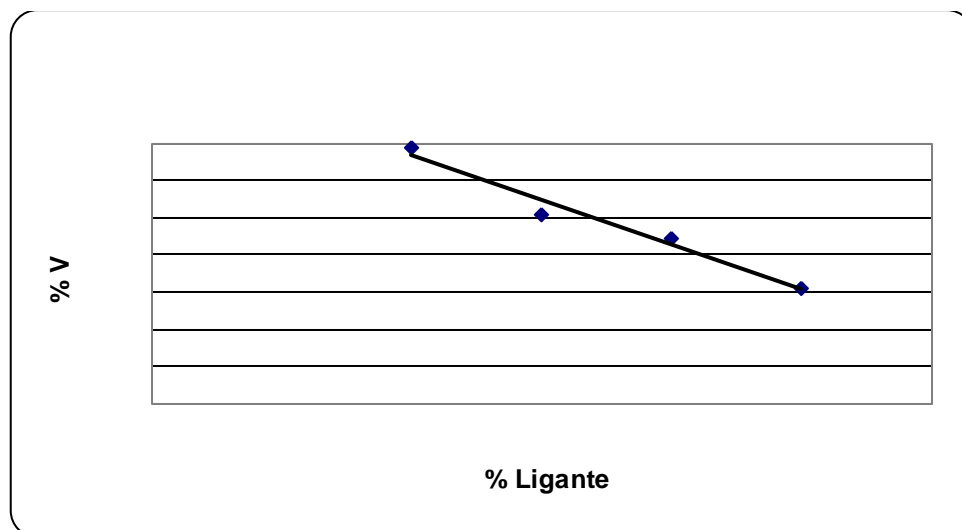


Figura 3.9 - Relação entre % de vazios versus % de ligante da mistura 2 (CAP 30/45).

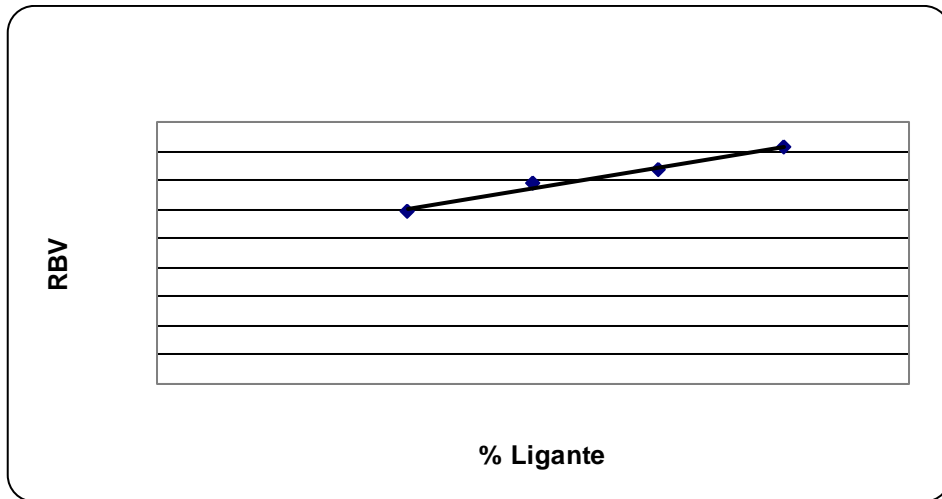


Figura 3.10 - Relação RBV versus % de ligante da mistura 2.

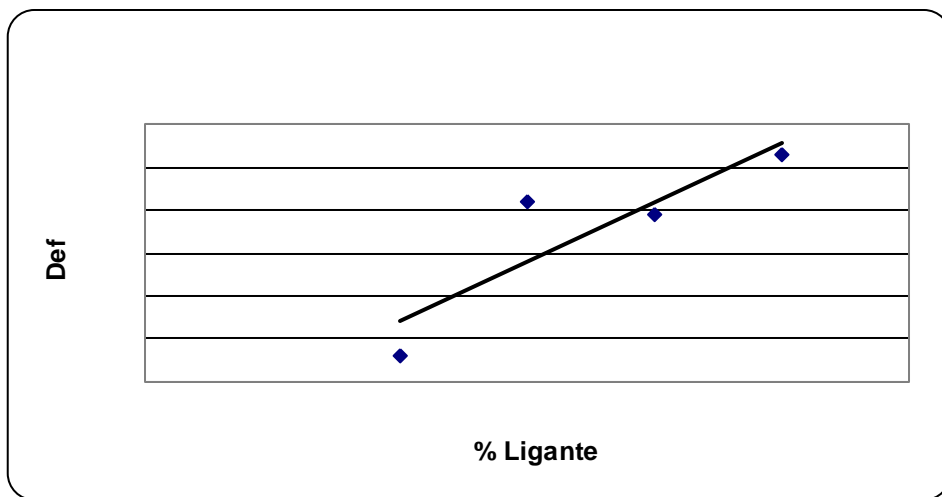


Figura 3.11 - Densidade efetiva versus % de ligante da mistura 2.

### Mistura 3 – Ecoflex Pave B.

Nas tabelas 3.15 e 3.16 e nas Figuras 3.12 a 3.14 estão indicados os valores obtidos nas diversas tentativas de combinação de teores para o CAP modificado por borracha – Ecoflex Pave B, neste estudo. A partir destes resultados, obteve-se para 4% de vazios a porcentagem de ligante igual a 5,0% como teor de projeto.

Tabela 3.15 -Dados de dosagem da Mistura 3: agregados e Ecoflex Pave B.

| Material       | %     | Teores Tentativos |      |      |      | Densidade Real<br>(Dr) | Densidade Aparente<br>(Da) |
|----------------|-------|-------------------|------|------|------|------------------------|----------------------------|
|                |       | 1                 | 2    | 3    | 4    |                        |                            |
| Brita 1        | 24    | 22,9              | 22,8 | 22,7 | 22,6 | 2,766                  | 2,711                      |
| Brita 0        | 24    | 22,9              | 22,8 | 22,7 | 22,6 | 2,677                  | 2,626                      |
| Pó de<br>Pedra | 52    | 49,7              | 49,4 | 49,1 | 48,9 | 2,707                  | 2,681                      |
| Ligante        | %     | 4,5               | 5,0  | 5,5  | 6,0  | 1,030                  |                            |
| –              | Total | 100               | 100  | 100  | 100  | –                      | –                          |

Tabela 3.16 - Dados da mistura 3 – Massa específica e volumetria.

| Teor ligante<br>(%) | Massa específica aparente<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | Gmm<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | % vazios | VCB   | VAM   | RBV   |
|---------------------|---|-----------------------------|----------|-------|-------|-------|
| 4,5                 | 2,34  | 2,489                       | 6,15     | 10,21 | 16,36 | 62,41 |
| 5,0                 | 2,38  | 2,457                       | 3,34     | 11,53 | 14,87 | 77,54 |
| 5,5                 | 2,37  | 2,420                       | 1,94     | 12,67 | 14,61 | 86,72 |
| 6,0                 | 2,40  | 2,414                       | 0,79     | 13,95 | 14,74 | 94,64 |

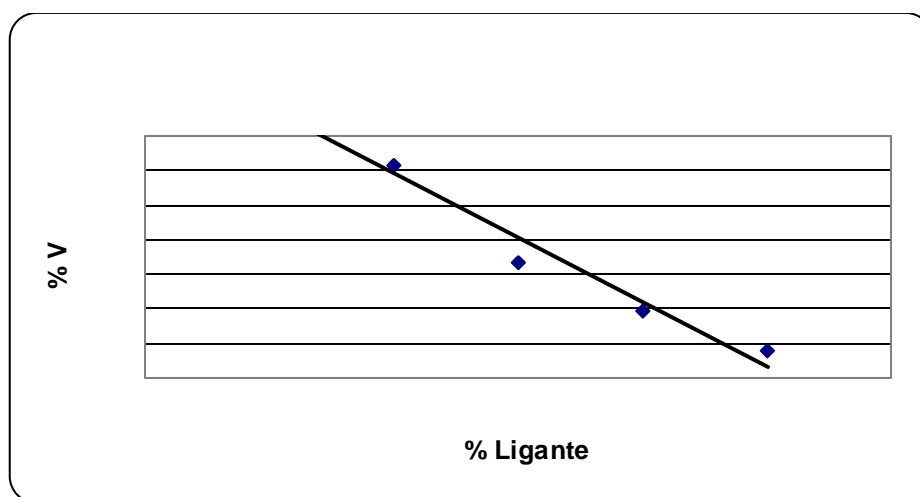


Figura 3.12 - Relação entre % de vazios versus % de ligante da mistura 3 (EcoflexPave B).

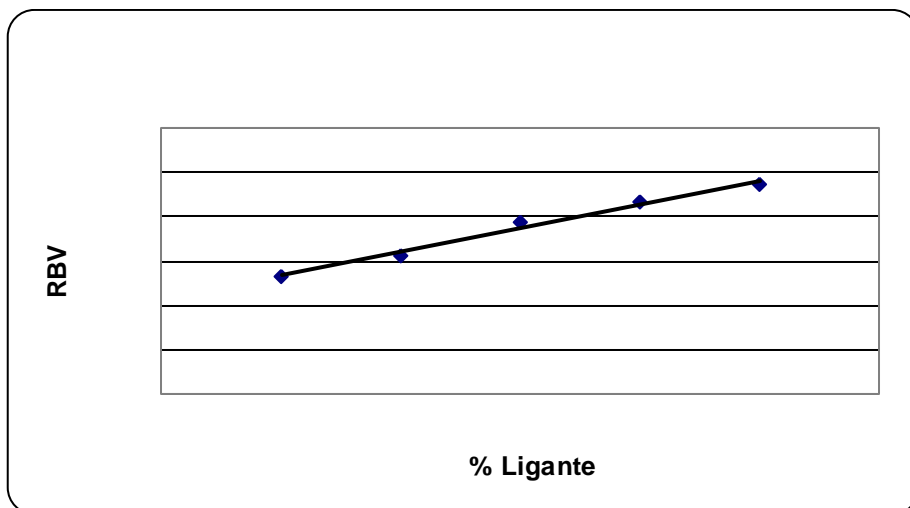


Figura 3.13 - Relação RBV versus % de ligante da mistura 3.

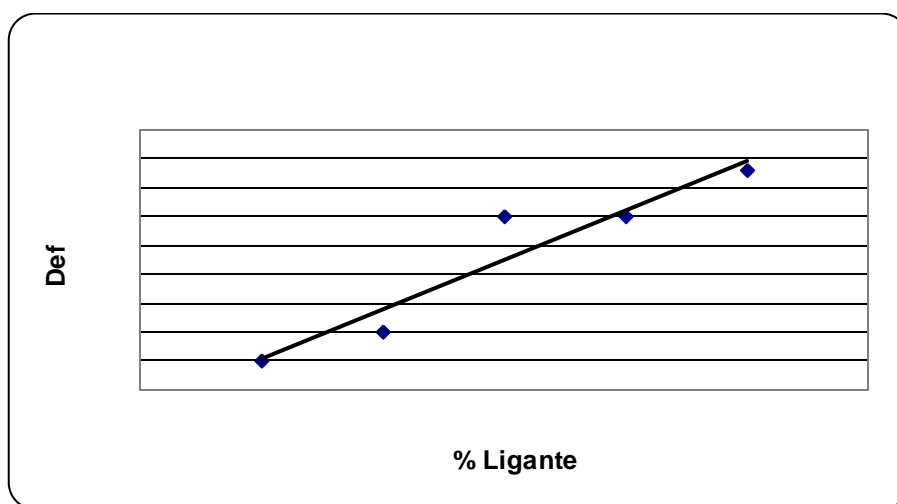


Figura 3.14 - Densidade efetiva versus % de ligante da mistura 3.

#### Mistura 4 - Grecaflex 60/85.

Nas Tabelas 3.17 e 3.18 e nas Figuras 3.15 a 3.17 estão indicados os valores obtidos nas diversas tentativas de combinação de teores para o CAP modificado por polímero – Grecaflex 60/85, neste estudo. A partir destes resultados, obteve-se para 4% de vazios a porcentagem de ligante igual a 4,7% como teor de projeto.

Tabela 3.17 – Dados de dosagem da mistura 4: agregados e Grecaflex 60/85.

| Material    | %     | Teores Tentativos |      |      | Densidade Real (Dr) | Densidade Aparente (Da) |
|-------------|-------|-------------------|------|------|---------------------|-------------------------|
|             |       | 1                 | 2    | 3    |                     |                         |
| Brita 1     | 24    | 23,0              | 22,9 | 22,8 | 2,766               | 2,711                   |
| Brita 0     | 24    | 23,0              | 22,9 | 22,8 | 2,677               | 2,626                   |
| Pó de Pedra | 52    | 49,9              | 49,7 | 49,4 | 2,707               | 2,681                   |
| Ligante     | %     | 4,0               | 4,5  | 5,0  | 1,012               |                         |
| –           | Total | 100               | 100  | 100  | –                   | –                       |

Tabela 3.18 - Dados da mistura 4 – Massa específica e volumetria.

| Teor ligante (%) | Massa específica aparente (g/cm <sup>3</sup> ) | Gmm (g/cm <sup>3</sup> ) | % vazios | VCB   | VAM   | RBV   |
|------------------|--|--------------------------|----------|-------|-------|-------|
| 4,0              | 2,34   | 2,545                    | 8,06     | 9,25  | 17,31 | 53,44 |
| 4,5              | 2,35   | 2,450                    | 4,08     | 10,45 | 14,53 | 71,92 |
| 5,0              | 2,43   | 2,494                    | 2,57     | 12,01 | 14,58 | 82,37 |

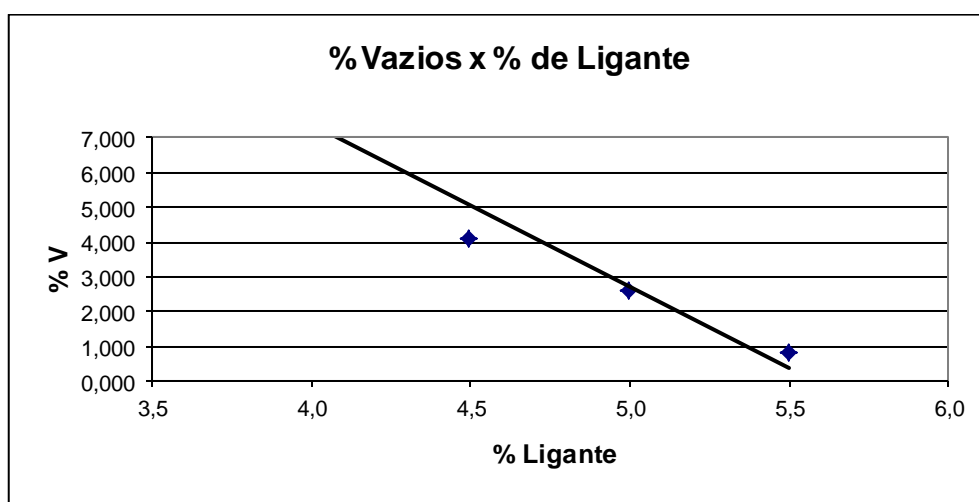


Figura 3.15 - Relação entre % de vazios versus % de ligante da mistura 4 (Grecaflex 60/85).

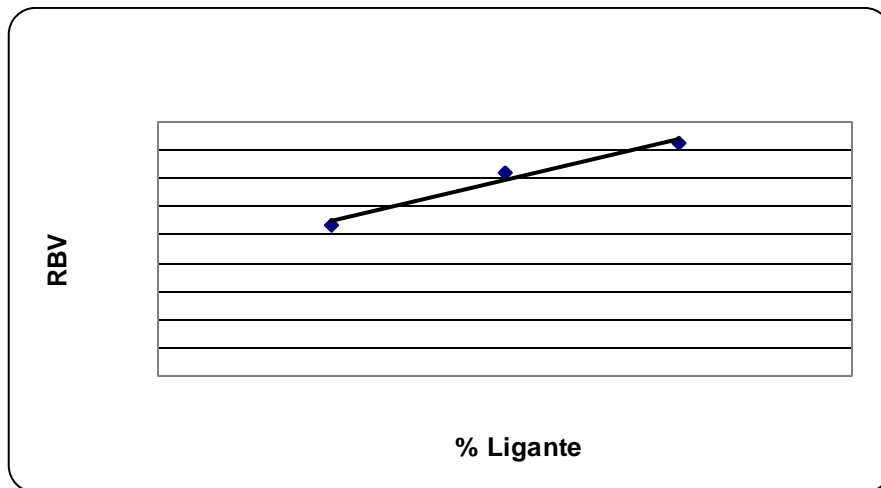


Figura 3.16 - Relação RBV versus % de ligante da mistura 4.

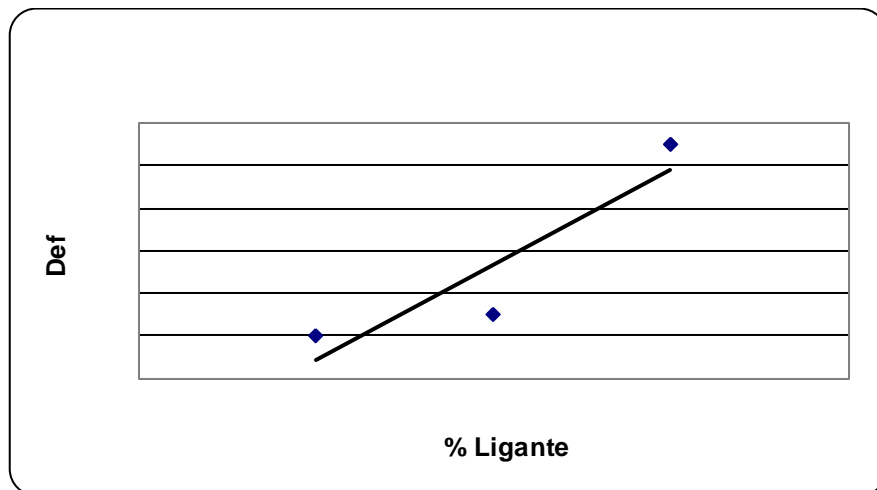


Figura 3.17 - Densidade efetiva versus % de ligante da mistura 4.

### 3.4 Preparação dos corpos-de-prova para o ensaio de fratura.

Os corpos-de-prova foram moldados no compactador giratório e apresentaram espessuras entre  $50 \pm 5$  mm e diâmetro entre  $150 \pm 10$  mm, conforme requer a norma ASTM D 7313 – 07a. Depois da moldagem foi configurada a geometria final do corpo-de-prova, com chanfro e pré-trinca, utilizando-se a configuração do disco circular com fenda, denominado *Disk-Shaped*, especificados na ASTM D7313 – 07a, com auxílio dos dispositivos desenvolvidos por HIRSCH (2009).

A preparação de cada corpo-de-prova consiste na execução dos furos de carregamento e na realização dos cortes de fenda (trinca inicial) e do faceamento (chanfro) para o acoplamento do *clip-on-gage*.

Os corpos-de-prova foram executados conforme as dimensões e a configuração apresentadas na especificação da ASTM D7313 – 07a e reproduzidas conforme a Figura 3.18:

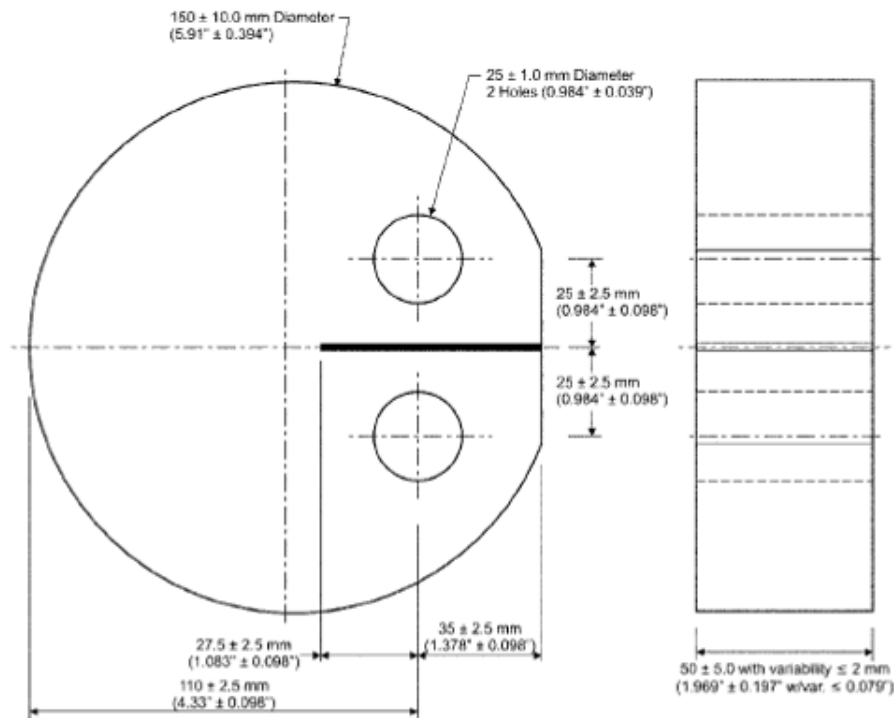


Figura 3.18 - Esquema do corpo-de-prova do ensaio de fratura.

Fonte - ASTM D7313 – 07a.

Após a moldagem, realizam-se inicialmente os furos de carregamento, com auxílio de uma furadeira grande, do tipo de bancada. Dessa forma, pode-se controlar a verticalidade e horizontalidade da mesa, garantindo também que o corpo-de-prova e o gabarito fiquem presos com segurança. Vale ressaltar que é de extrema importância manter a verticalidade dos furos, a fim de proporcionar bom ajuste do encaixe das garras da prensa no decorrer do ensaio propriamente dito e não desenvolver excentricidade de carregamento.

No segundo passo de preparação, envolveu-se o corpo-de-prova de espessura de  $50 \pm 5$  mm, por fita adesiva, garantindo melhor fixação entre o molde e a amostra. A seguir fixa-se o corpo-de-prova no interior de um molde de compactação tri-partido, originalmente utilizado para a realização do ensaio de CBR.

A etapa final da preparação do corpo-de-prova para a realização do ensaio de fratura consiste na execução da fenda (trinca inicial), seguida da preparação do chanfro da face do corpo-de-prova para o acoplamento ao *clip-on-gage*.

Estas etapas de preparação dos corpos-de-prova no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ estão apresentadas nas Figuras 3.19 a 3.25, mostradas em sequência.



Figura 3.19 - Corpo-de-prova sendo envolvido com fita adesiva no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Foto - Acervo da autora deste trabalho.



Figura 3.20 - Colocação do corpo-de-prova dentro do molde no laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Foto - Acervo da autora deste trabalho.



Figura 3.21 - Corpo-de-prova e gabarito dentro do molde para realização dos furos de carregamento, no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Foto - Acervo da autora deste trabalho.



Figura 3.22 - Injeção de água durante a realização dos furos na COPPE/UFRJ. Foto - Acervo da autora deste trabalho.



Figura 3.23 - Corpo-de-prova sendo serrado (trinca inicial), com injeção de água no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Foto- Acervo da autora deste trabalho.



Figura 3.24 -Corpo-de-prova sendo serrado (face para acoplamento do *clip ongage*), com injeção de água no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Foto -Acervo da autora deste trabalho.



Figura 3.25 - Detalhe das placas coladas na amostra para o ensaio de fratura.

Foto - Acervo da autora deste trabalho.

Após a preparação da amostra, esta deve passar por uma fase de condicionamento em uma câmara de temperatura controlada. No presente estudo os corpos-de-prova foram condicionados durante 24 horas numa temperatura de 10°C. A câmara localiza-se no Laboratório de Estruturas do Programa de Engenharia Civil da COPPE, onde também se encontra a prensa utilizada para a ruptura dos corpos-de-prova no ensaio de fratura.

Observou-se que o tempo necessário para a realização do ensaio é geralmente de 10 a 15 minutos. Logo, não se observa diferença de temperatura entre a saída da câmara, manuseio até a prensa e período para realização do teste.

Incumbe ressaltar que antes de serem ensaiados os corpos-de-prova foram pintados com tinta branca, na região do caminhamento da trinca, a fim de visualizar o início e a propagação das trincas.

#### 3.4.1 Cálculo da energia de fratura durante o ensaio de fratura

A energia de fratura é calculada determinando a área sob a curva força *versus* abertura de trinca obtida durante o carregamento do corpo-de-prova, normalizada pelo comprimento do ligamento e da espessura do corpo-de-prova. A variabilidade dos resultados do teste pode ser reduzida analisando os dados através de métodos numéricos ou por eliminação de eventual ruído eletrônico estranho capturado durante o ensaio. Alguns procedimentos podem ser usados para reduzir o ruído eletrônico associado com os dados de deslocamento da abertura da trinca. Uma possibilidade de correção eventual

é sugerida pela Norma ASTM do ensaio, fazendo uso de uma correção gráfica descrita a seguir.

Plota-se o gráfico “abertura de trinca (CMOD) *versus* tempo” como apresentado na Figura XX, e a regressão linear destes pontos permite obter os parâmetros de inclinação (A) e de interseção (B), representada pela equação seguinte:

$$\text{CMOD} = A + B * X \quad (3.8)$$

Onde:

CMOD = abertura de trinca (mm);

A e B = parâmetros da regressão;

X = tempo (seg.).

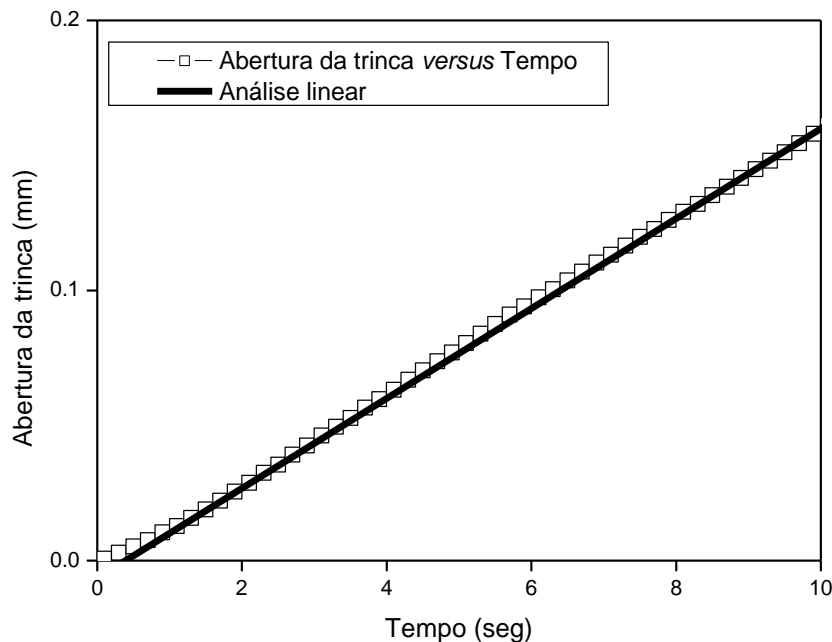


Figura 3.26 - Exemplo de gráfico “Abertura de trinca *versus* Tempo” e regressão linear.

Fonte - Norma ASTM D 7313 – 07a.

Utilizando os parâmetros da regressão da equação citada, cria-se uma nova coluna na planilha e recalculam-se os valores de CMOD para definir os valores de abertura de trinca ajustados ( $\text{CMOD}_{\text{fit}}$ ). Para isso utiliza-se a expressão seguinte:

$$\text{CMOD}_{\text{fit}} = B * \text{Tempo} \quad (3.9)$$

Onde:

$\text{CMOD}_{\text{fit}}$  = valores de CMOD ajustados;

B = parâmetro de regressão (inclinação);

Tempo = tempo (seg.).

A etapa seguinte consiste em traçar o gráfico “Força *versus* CMOD<sub>fit</sub> (abertura da trinca)” e calcular a área sob a curva. A área pode ser calculada através de programas computacionais ou, através de fórmulas simplificadas, como por exemplo, a regra do paralelograma.

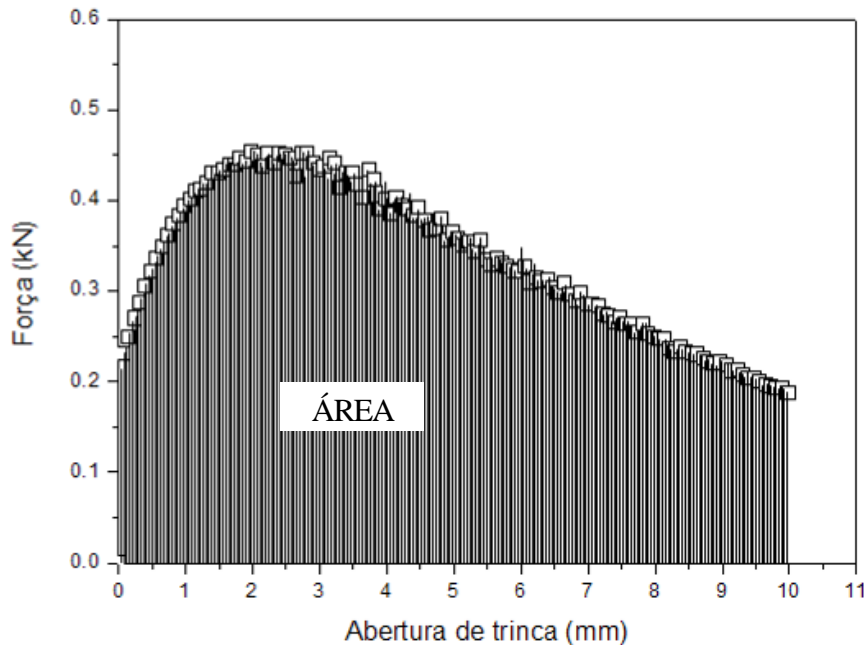


Figura 3.27 - Exemplo de gráfico para o cálculo da área sob a curva força versus abertura da trinca no ensaio de fratura.

Fonte - Norma ASTM D7313 – 07a.

A partir do cálculo da área sob a curva “força *versus* abertura de trinca”, junto com o valor da espessura do corpo-de-prova e o comprimento de ligamento (comprimento restante após a pré-trinca) ou disponível para trincar, obtêm-se a energia de fratura pela expressão seguinte:

$$G_f = \text{ÁREA} / B * (W - a) \quad (3.10)$$

Onde:

$G_f$  = energia de fratura (J/m<sup>2</sup>);

ÁREA = área abaixo da curva força *versus* CMOD<sub>fit</sub>;

B = espessura do corpo-de-prova (m);

W – a = comprimento disponível para trincar.

Pode-se observar na Figura 3.28 e na Tabela 3.19, a nomenclatura utilizada e as dimensões da configuração do corpo-de-prova na forma de disco circular usado neste ensaio de fratura, nas expressões de 3.8 a 3.10 e no texto.

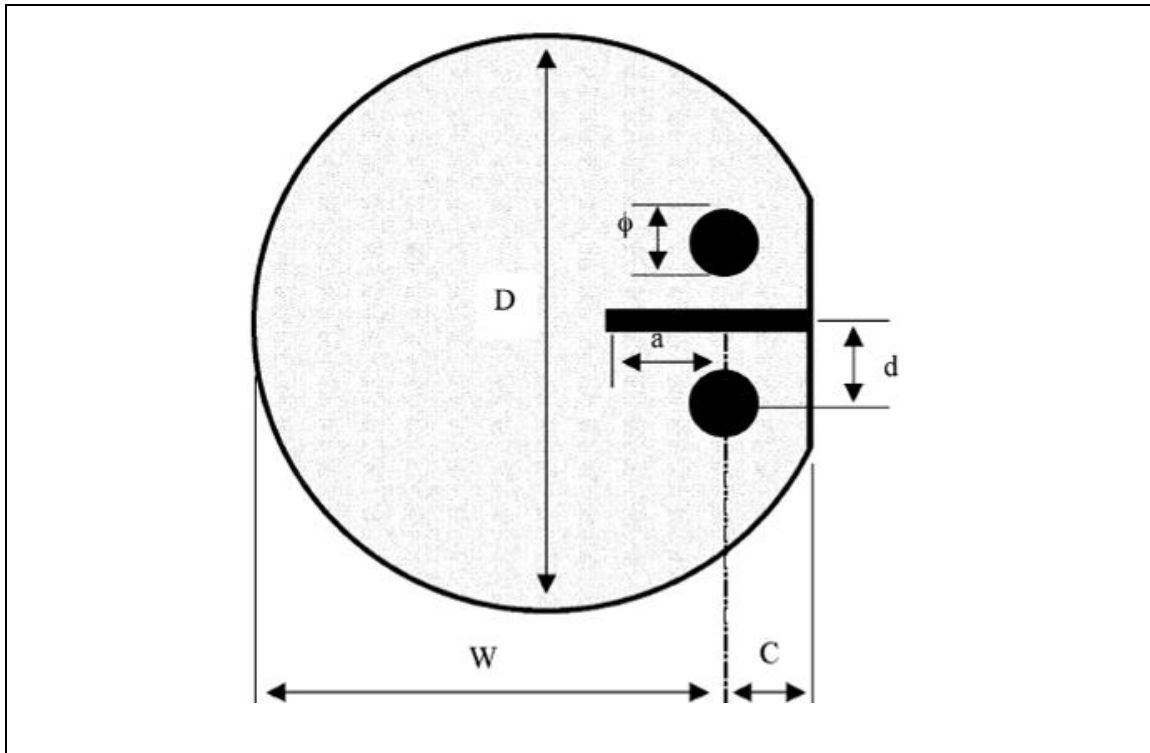


Figura 3.28 - Nomenclatura e dimensões da configuração do corpo-de-prova para ensaio de fratura. Fonte - Norma ASTM 7313 – 07a.

Tabela 3.19 - Dimensões recomendadas para a configuração de corpo-de-prova na forma de disco circular com fenda para o ensaio de fratura.

| Símbolo | Dimensões recomendadas (mm) |
|---------|-----------------------------|
| D       | 150                         |
| W       | 110                         |
| $\phi$  | 25                          |
| a       | 27,5                        |
| d       | 25                          |
| C       | 35                          |
| B       | 50                          |

### 3.5 Ensaio realizados

#### 3.5.1 Fadiga convencional

Foram moldados doze corpos-de-prova para cada uma das misturas executadas no seu respectivo teor de projeto para a realização do ensaio de fadiga por compressão diametral a tensão controlada. A realização deste ensaio possibilita a busca de correlação entre os parâmetros de energia de fratura encontrados no ensaio de fratura e os encontrados no ensaio de fadiga convencional.

Os ensaios foram realizados conforme descrito no item 2.5.1. Nas Figuras 3.29 a 3.32 estão mostradas as curvas obtidas para as misturas I, II, III e IV moldadas nesta pesquisa. Na Tabela 3.20 mostram-se os valores dos parâmetros da equação da vida de fadiga em função da diferença de tensões e em função da deformação específica resiliente.

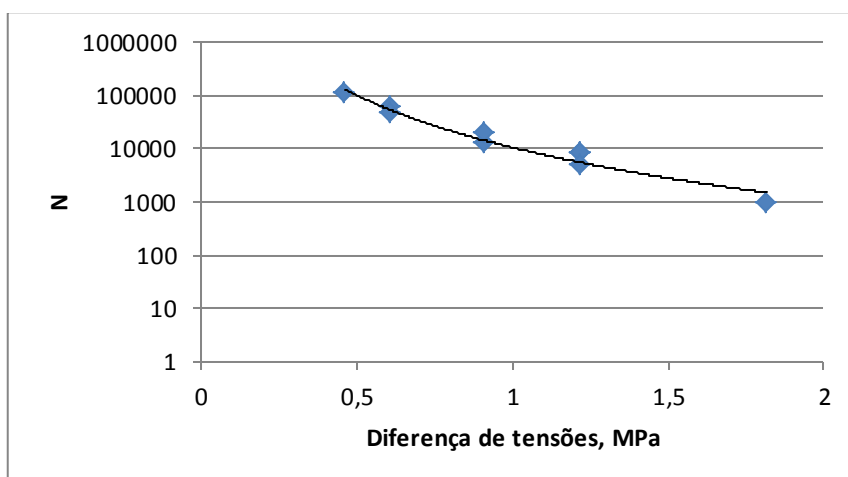


Figura 3.29 - Diferença de tensões x vida de fadiga da mistura 1.

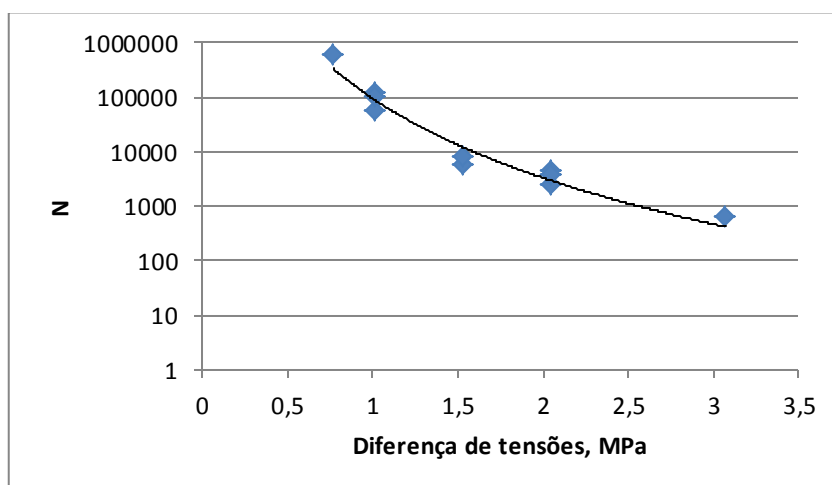


Figura 3.30 - Diferença de tensões x vida de fadiga da mistura 2.

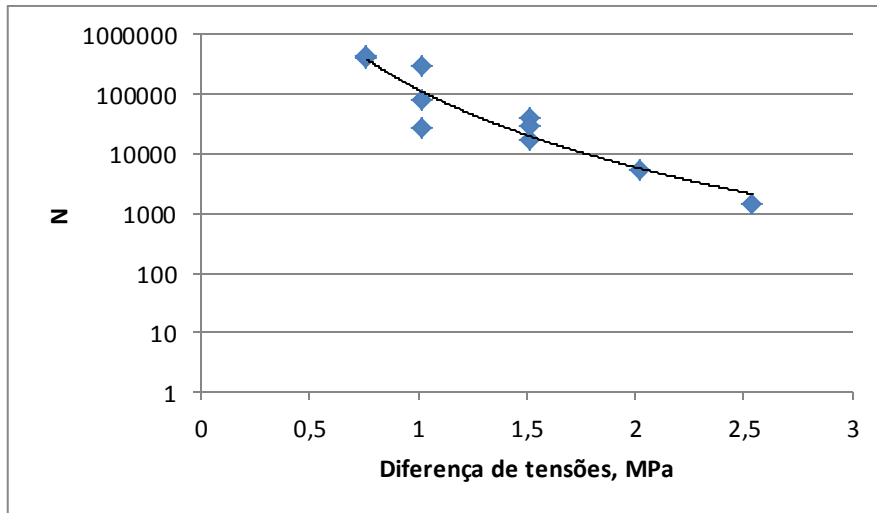


Figura 3.31 - Diferença de tensões x vida de fadiga da mistura 3.

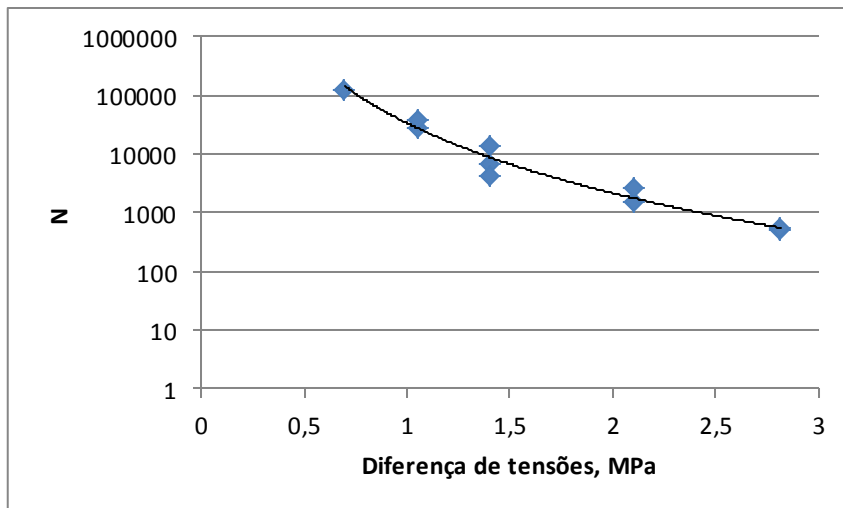


Figura 3.32 - Diferença de tensões x vida de fadiga da mistura 4.

Tabela 3.20: valores da estimativa da vida de fadiga por compressão diametral a tensão controlada das misturas deste estudo.

| Mistura | CAP                   | $N = k_1 \Delta\sigma^n$ |       |         |
|---------|-----------------------|--------------------------|-------|---------|
|         |                       | $R^2$                    | n     | K1      |
| I       | 50/70                 | 0,95                     | -3,26 | 10.615  |
| II      | 30/45                 | 0,96                     | -4,8  | 93.773  |
| III     | EcoflexPave B - AMB   | 0,88                     | -4,3  | 118.801 |
| IV      | Grecaflex 60/85 - AMP | 0,96                     | -3,97 | 33.654  |

### 3.5.2 Módulo de Resiliência (MR)

Foram moldados no compactador giratório três corpos-de-prova para cada mistura analisada, no teor ótimo, para realizar os ensaios de módulo de resiliência, que foram executados em conformidade com o item 2.5.3, a uma temperatura de 25°C.

Cada corpo-de-prova, de cada mistura, foi solicitado por três níveis de cargas, e o valor de MR admitido de cada foi a média dos três níveis. O valor de MR adotado como representativo da mistura é a média dos valores de MR admitido de cada corpo-de-prova, após análise de dispersão. Este procedimento estatístico é o adotado pelo Laboratório de Pavimentos da COPPE para determinação do MR, para um nível de confiança de 95%.

Na Tabela 3.21 são apresentados os valores de MR representativos para cada mistura deste estudo. Tais valores apresentam coerência com outros valores da literatura para os mesmos tipos de mistura asfáltica.

Embora o módulo de resiliência não seja exclusivamente função da penetração do ligante, pode-se afirmar que a maior consistência do CAP 30/45 justifica a maior rigidez apresentada pela mistura II. A deformação elástica no CAP 30/45 é menor do que nos demais ligantes o que ocasiona um módulo de resiliência maior.

Tabela 3.21 - Valores de Módulo de Resiliência (MR) para cada mistura deste estudo.

| Mistura | Ligante         | Módulo de Resiliência (MPa) |
|---------|-----------------|-----------------------------|
| I       | CAP 50/70       | 5752                        |
| II      | CAP 30/45       | 9115                        |
| III     | ECOFLEX PAVE B  | 3988                        |
| IV      | GRECAFLEX 60/85 | 5635                        |

### 3.5.3 Resistência à Tração (RT)

Foram moldados 3 corpos-de-prova para cada mistura, no compactador giratório, para os ensaios de resistência à tração, que foram realizados conforme o item 2.5.2. Na Tabela 3.22 mostram-se as médias dos resultados de ensaios de resistência à tração realizados em todas as misturas estudadas, incluindo resultados obtidos nos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de módulo de resiliência. Coerente com as características dos ligantes, a mistura com CAP 30/45 apresenta os maiores valores de RT, considerando o condicionamento de duas horas em estufa antes da compactação dos corpos-de-prova.

Tabela 3.22 - Valores de Resistência à Tração (RT) para cada mistura analisada.

| Mistura | Ligante         | RT (MPa) | RT após MR (MPa) |
|---------|-----------------|----------|------------------|
| I       | CAP 50/70       | 1,52     | 1,32             |
| II      | CAP 30/45       | 2,56     | 2,43             |
| III     | ECOFLEX PAVE B  | 1,27     | 0,99             |
| IV      | GRECAFLEX 60/85 | 1,76     | 1,72             |

#### 3.5.4 Fratura de disco chanfrado

Foram moldados e ensaiados 3 corpos-de-prova por mistura asfáltica no ensaio de fratura, conforme requer a norma americana ASTM D7313 – 07a. A preparação dos corpos-de-prova foi a etapa mais trabalhosa, conforme já comentado por HIRSCH (2009) e BASTOS (2010), consumindo muito tempo de execução para seguir todos os passos vistos no item 3.4.

O ensaio propriamente dito de ruptura dos corpos-de-prova (ensaio de fratura) foi executado numa prensa Shimadzu Autograph AG-X 100 kN, com uma célula de carga do tipo SLFL de 100 kN, como pode ser observado na Figura 3.33. Os corpos-de-prova devem ser ensaiados em uma prensa capaz de proporcionar um carregamento mínimo de 20 kN (4500 lbf) de tensão e a célula de carga deve ter uma precisão mínima de 20 N (4.5 lbf), segundo HIRSCH (2009).



Figura 3.33 - Equipamento utilizado na realização dos ensaios de fratura no Laboratório de Estruturas da COPPE/UFRJ. Fonte - Acervo da autora deste trabalho.

Durante o ensaio aplica-se uma tensão de tração no corpo-de-prova através dos furos de carregamento e o deslocamento da abertura da trinca é medido com o auxílio de um *clip-on-gage*. O *clip-on-gage* utilizado na realização dos ensaios de fratura para o controle da velocidade de carregamento e obtenção das leituras de deslocamento da abertura da trinca é de modelo TCK 3-10 M682801, da mesma marca da prensa, Shimadzu. O ensaio é realizado a uma taxa constante de deslocamento de abertura da trinca, ou seja, o ensaio é controlado através da velocidade de abertura da trinca com o auxílio do *clip-on-gage* e deve ser de 1,0 mm/min.



Figura 3.34 - Configuração de carregamento durante o ensaio – detalhe das garras e do *clip-on-gage* no equipamento utilizado nesta pesquisa na COPPE/UFRJ. Foto - Acervo da autora deste trabalho.



Figura 3.35 - Detalhe da propagação da trinca em uma das amostras desta pesquisa após o ensaio de Fratura. Foto - Acervo da autora deste trabalho.



Figuras 3.36 e 3.37 - Exemplos de vistas de uma das amostras desta pesquisa após ser tracionada. Foto - Acervo da autora deste trabalho.

Os resultados obtidos referentes à energia de fratura ( $G_f$ ) de cada mistura encontram-se no Anexo 1 e serão analisados no próximo capítulo.

## 4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão analisados os resultados dos ensaios das misturas preparadas no presente estudo, apresentados no capítulo 3, acrescidos dos dados obtidos por HIRSCH (2009) e BASTOS (2010). Todos os valores obtidos para esta análise, através dos ensaios descritos anteriormente, encontram-se dispostos numa Tabela que, por sua configuração, foi colocada no Anexo 1.

Os resultados encontrados por HIRSCH (2009) e BASTOS (2010), foram agrupados aos valores gerados nesta pesquisa de forma a ampliar o banco de dados disponível e possibilitar melhor compreensão do comportamento de misturas asfálticas quando solicitadas pelos diversos tipos de carregamento dos ensaios mecânicos de fratura, tração indireta e fadiga.

### 4.1 Materiais utilizados por HIRSCH (2009)

O material utilizado por Fábio Hirsch na sua dissertação foi proveniente de moldagens com o compactador SUPERPAVE de algumas misturas asfálticas entre as utilizadas no Projeto Fundão, plano de recuperação da pavimentação das ruas da Cidade Universitária da UFRJ. Foram dosadas e preparadas misturas asfálticas densas, do tipo concreto asfáltico, com ligantes utilizados em trechos experimentais. Foram utilizados quatro ligantes asfálticos, sendo dois ligantes convencionais (PG 70-16 e PG 64-16) e dois modificados por polímeros (Flex 65/90 e Asfalto-Borracha), cujas características estão apresentadas na Tabela 4.1 a seguir. Os agregados foram obtidos na pedreira Sepetiba e são de origem granítica. Suas características estão apresentadas na Tabela 4.2, sendo os mesmos utilizados nos trechos construídos no Fundão.

Tabela 4.1 - Características dos ligantes utilizados por HIRSCH (2009).

| Ensaio                             | PG 70-16 | PG 64-16 | FLEX 65/90 | Asfalto-Borracha | Método         |
|------------------------------------|----------|----------|------------|------------------|----------------|
| Penetração (100g, 25°C, 5 s) (dmm) | 34       | 43       | 57         | 69               | ASTM D 5       |
| Ponto de amolecimento (°C)         | 53,8     | 48,7     | 77,2       | 55,6             | ASTM D 36      |
| Viscosidade Brookfield             | (cP)     |          |            |                  |                |
| 135°C                              | 515      | 445      | 1512,5     | 2387             | ASTM D 4402    |
| 150°C                              | 246,3    | 216,5    | 865,63     | 1455             | ASTM D 4402    |
| 175°C                              | -        | 82,5     | 344,05     | -                | ASTM D 4402    |
| Densidade (g/cm <sup>3</sup> )     | -        | -        | 1,052      | -                | DNIT ME 193/96 |

Fonte: CENPES e Hirsch (2009).

Tabela 4.2 - Granulometria dos materiais pétreos utilizados por Hirsch (2009).

| Peneira (mm) | Brita 0 | Brita 1 | Pó de pedra | Fíler |
|--------------|---------|---------|-------------|-------|
| 25,00        | 100,0   | 100,0   | 100,0       | -     |
| 19,00        | 100,0   | 92,0    | 100,0       | -     |
| 12,50        | 100,0   | 35,0    | 100,0       | -     |
| 9,50         | 100,0   | 14,3    | 100,0       | -     |
| 4,75         | 29,0    | 2,6     | 99,7        | -     |
| 2,00         | 1,3     | 2,5     | 76,4        | -     |
| 1,18         | 1,1     | 2,4     | 60,3        | -     |
| 0,60         | 1,0     | 2,2     | 44,7        | -     |
| 0,30         | 0,9     | 1,9     | 28,9        | -     |
| 0,15         | 0,7     | 1,5     | 15,7        | -     |
| 0,075        | 0,5     | 1,0     | 7,2         | 100,0 |

As misturas com os ligantes modificados (FLEX 60/85 e Asfalto-Borracha) foram dosadas utilizando a faixa B do DNIT, tamanho nominal máximo de agregados de 19,1 mm. As misturas com os ligantes convencionais (PG 70-16 e PG 64-16) foram

dosadas para as faixas B e C do DNIT, tamanho nominal máximo de 19,1 mm e 12,7 mm, respectivamente. Logo, foram dosadas seis diferentes tipos de misturas. Nas tabelas 4.3 e 4.4 estão apresentadas as granulometrias de trabalho das misturas de 19,1 mm e 12,7 mm, respectivamente, determinadas pelo CENPES.

Na Tabela 4.5 apresenta-se um resumo dos parâmetros volumétricos médios das misturas moldadas na pesquisa de Hirsch no Laboratório de Pavimentação da COPPE: teor de projeto, volume de vazios, relação betume/vazios, vazios do agregado mineral e massa específica.

Tabela 4.3 - Granulometria de trabalho da mistura de 19,1mm do trabalho de HIRSCH (2009).

| Peneira (mm) | % Passante | Potência 0,45 |
|--------------|------------|---------------|
| 25,40        | 100,00     | 4,29          |
| 19,00        | 97,44      | 3,76          |
| 12,50        | 79,20      | 3,12          |
| 9,50         | 72,58      | 2,75          |
| 4,75         | 54,49      | 2,02          |
| 2,00         | 37,73      | 1,37          |
| 1,18         | 29,93      | 1,08          |
| 0,59         | 22,36      | 0,79          |
| 0,30         | 14,66      | 0,58          |
| 0,15         | 8,16       | 0,43          |
| 0,075        | 3,88       | 0,31          |
| Fundo        | 0,00       | -             |

Tabela 4.4 - Granulometria de trabalho da mistura de 12,7 da pesquisa de HIRSCH (2009).

| Peneira (mm) | % Passante | Potência 0,45 |
|--------------|------------|---------------|
| 25,40        | 100,00     | 4,29          |
| 19,00        | 99,12      | 3,76          |
| 12,50        | 92,85      | 3,12          |
| 9,50         | 90,57      | 2,75          |
| 4,75         | 54,38      | 2,02          |
| 2,00         | 31,47      | 1,37          |
| 1,18         | 24,92      | 1,08          |
| 0,59         | 18,61      | 0,79          |
| 0,30         | 12,21      | 0,58          |
| 0,15         | 6,79       | 0,43          |
| 0,075        | 3,24       | 0,31          |
| Fundo        | 0,00       | -             |

Tabela 4.5 - Resumo dos parâmetros volumétricos médios das misturas moldadas por Hirsch (2009).

| Mistura                  | Teor de ligante (%) | Volume de vazios (%) | RBV (%) | VAM (%) | MEA   |
|--------------------------|---------------------|----------------------|---------|---------|-------|
| FLEX 65/90 19,1 mm       | 5,0                 | 4,0                  | 72,2    | 14,2    | 2,478 |
| Asfalto-Borracha 19,1 mm | 5,4                 | 4,0                  | 71,9    | 15,0    | 2,456 |
| PG 70-16 19,1 mm         | 5,0                 | 4,0                  | 71,4    | 13,9    | 2,479 |
| PG 70-16 12,7 mm         | 5,5                 | 4,0                  | 73,0    | 14,6    | 2,470 |
| PG 64-16 19,1 mm         | 5,0                 | 4,0                  | 70,8    | 13,7    | 2,471 |
| PG 64-16 12,7 mm         | 5,5                 | 4,0                  | 73,6    | 14,3    | 2,464 |

Fonte: HIRSCH, 2009.

Utilizando o método SUPERPAVE foram moldados 36 corpos-de-prova do tipo *disk shaped* para todas as misturas, em forma de disco nas dimensões especificadas pela norma de execução do ensaio de fratura.

Na tabela 4.6 mostram-se as médias dos resultados de todos os ensaios mecânicos realizados por HIRSCH (2009).

Tabela 4.6 - Média dos resultados dos ensaios realizados por Hirsch (2009).

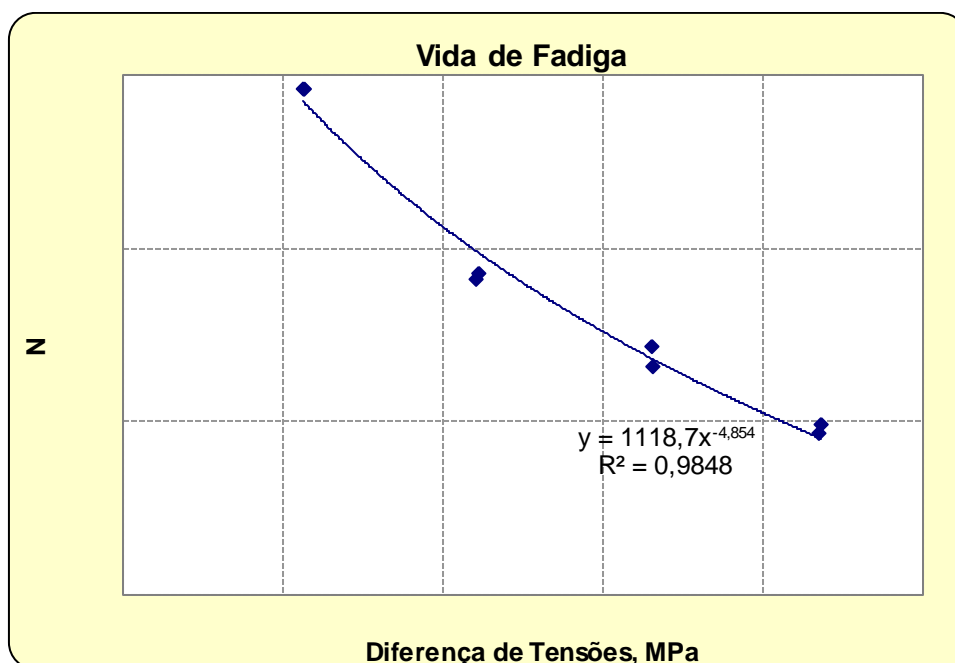
| Misturas                 | MR (MPa) | RT (MPa) | Gf (J/m <sup>2</sup> ), 10°C | Gf (J/m <sup>2</sup> ), 25°C | Força de pico (kN), 10°C | Força de pico (kN), 25°C | Área (m <sup>2</sup> ), 10°C | K      | n     |
|--------------------------|----------|----------|------------------------------|------------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------|--------|-------|
| FLEX 65/9019, 1 mm       | 2999     | 1,47     | 1922,26                      | 956,74                       | 2,64                     | 0,49                     | 8,24                         | 4979,2 | -4,03 |
| Asfalto-Borracha 19,1 mm | 2452     | 1,49     | 2009,93                      | 419,8                        | 2,28                     | 0,27                     | 8,46                         | 131,7  | -3,66 |
| PG 70-16 19,1 mm         | 4179     | 2,04     | 753,89                       | 1646,2                       | 3,52                     | 1,09                     | 3,16                         | 227,59 | -4,27 |
| PG 70-16 12,7 mm         | 4664     | 2,14     | 985,13                       | 1527,9                       | 3,43                     | 0,89                     | 4,26                         | 1118   | -4,85 |
| PG 64-16 19,1 mm         | 3112     | 1,64     | 1638,85                      | 857,24                       | 3,6                      | 0,51                     | 7,0                          | 691,03 | -4,56 |
| PG 64-16 12,7 mm         | 3512     | 1,62     | 2306,73                      | 698,82                       | 3,13                     | 0,43                     | 9,7                          | 552,74 | -4,42 |

Fonte: HIRSCH, 2009.

De acordo com a Tabela 4.6 pode-se perceber a mudança no comportamento das misturas, que apresentaram a 25°C forças de pico muito inferiores do que a 10°C. Quando o material se torna mais rígido, em geral, se torna mais frágil no sentido de ruptura súbita, sem o escoamento plástico típico de misturas dúcteis. Assim, ele absorve mais tensões, contudo ocorre ruptura brusca, depois de atingir o pico de força as deformações aumentam muito e rapidamente. Se o mesmo material está a uma temperatura onde se torna mais dúctil (com uma parcela viscosa), pode suportar uma força de pico menor, mas se deforma mais lentamente depois do pico de carga. A ruptura de um material frágil geralmente se define bem pela carga de pico, para o material dúctil se define melhor por um critério de deformação, porque geralmente a carga de ruptura não é bem definida.

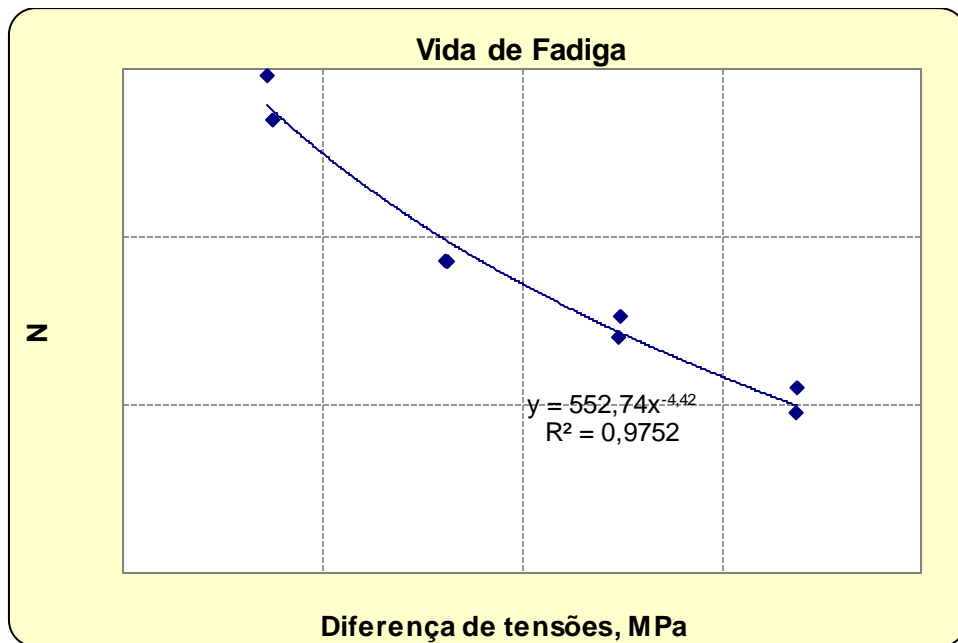
Nos Gráficos 4.1 a 4.5 estão mostradas as curvas de fadiga dos materiais ensaiados a fratura por HIRSCH (2009). No entanto, estas curvas de fadiga foram realizadas dentro da pesquisa do Projeto Fundão, na prensa MTS do CENPES e não foram objetos de descrição e análise na dissertação de Hirsch. A análise destes dados junto aos gerados nesta presente pesquisa visa assim utilizar um espectro maior de tipos de mistura, mesmo com risco de introduzir múltiplas variáveis, como por exemplo, agregados de diferentes origens. Os parâmetros K e n destas curvas estão indicados na Tabela 4.6. Estes ensaios foram executados a 25°C em compressão diametral.

Gráfico 4.1 - Vida de fadiga do CAP 30/45 (PG 70-16) – 12,7 mm correspondente ao material ensaiado por Hirsch (2009).



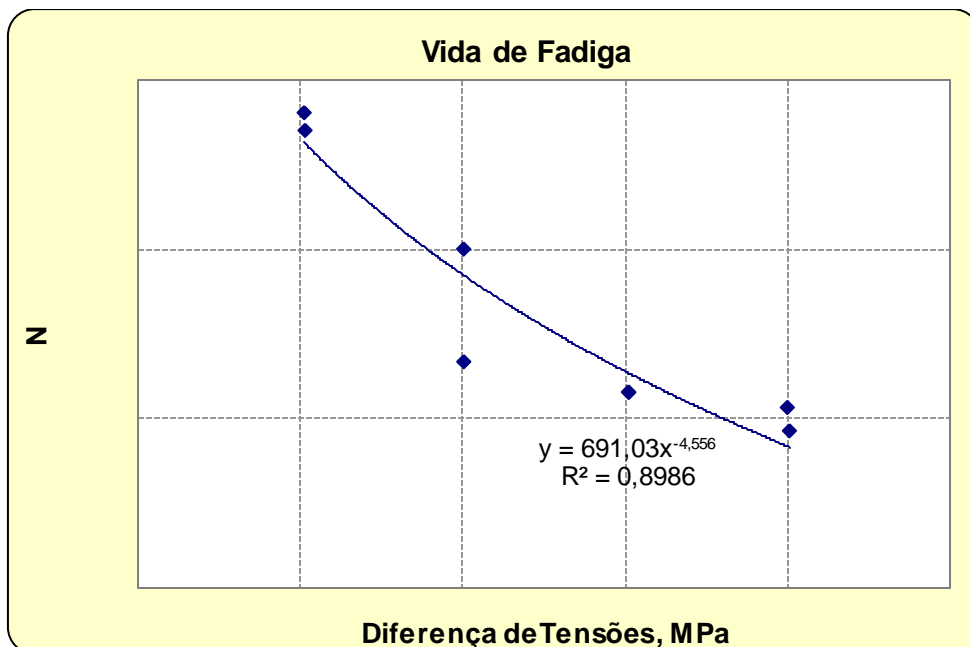
Fonte: CENPES – Relatório Projeto Fundão (2009).

Gráfico 4.2 - Vida de fadiga do CAP 50/70 (PG 64-16) – 12,7 mm correspondente ao material ensaiado por Hirsch (2009).



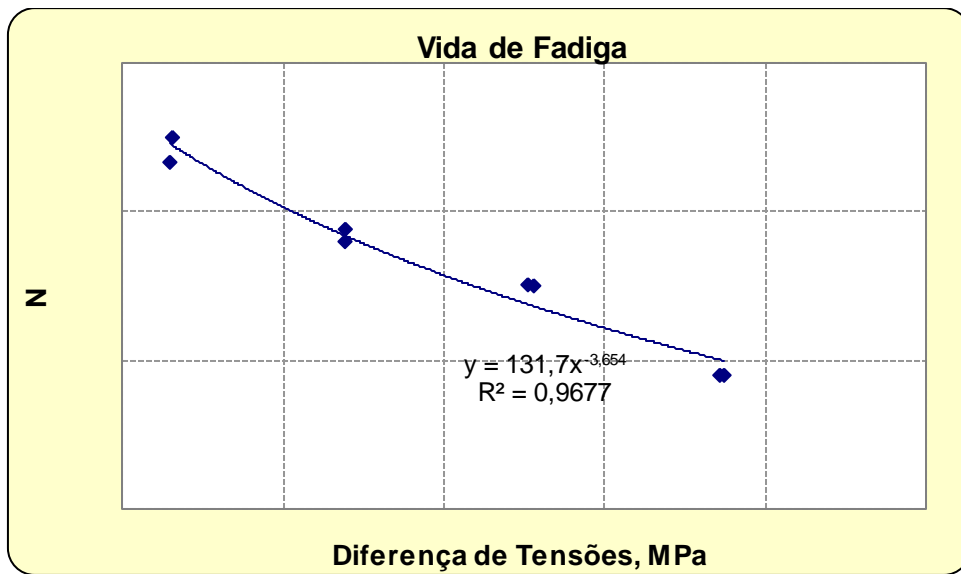
Fonte: CENPES – Relatório Projeto Fundão (2009).

Gráfico 4.3 - Gráfico: vida de fadiga do CAP 50/70 (PG 64-16) – 19,1 mm correspondente ao material ensaiado por Hirsch (2009).



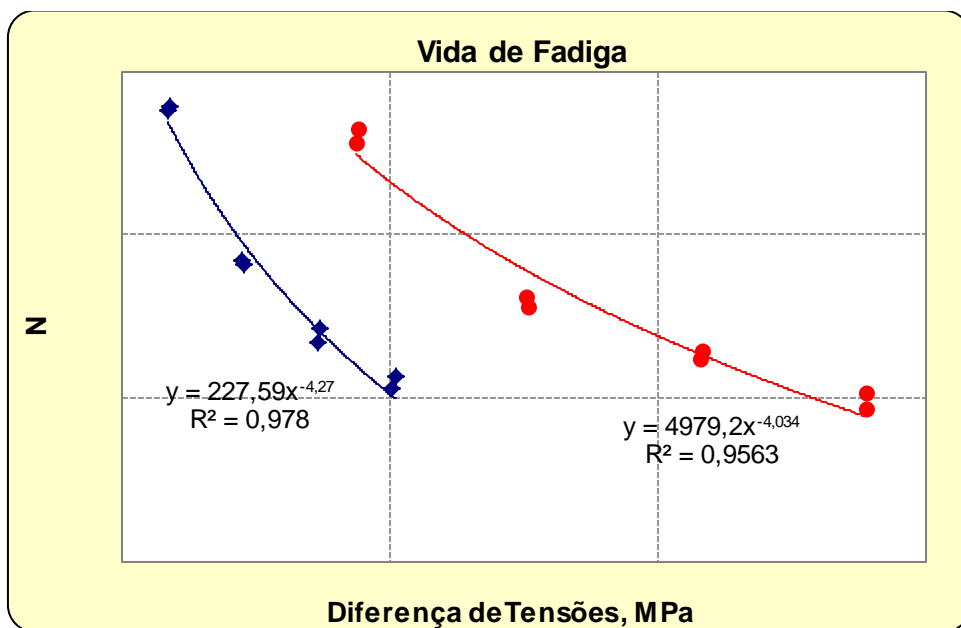
Fonte: CENPES – Relatório Projeto Fundão (2009).

Gráfico 4.4 - Vida de fadiga do ligante FLEX B – 19,1 mm correspondente ao material ensaiado por Hirsch (2009).



Fonte: CENPES – Relatório Projeto Fundação (2009).

Gráfico 4.5 - Vida de fadiga do CAP 30/45 (PG 70-16) e do FLEX 65/90 - 19,1 mm correspondente ao material ensaiado por Hirsch (2009).



Fonte: CENPES – Relatório Projeto Fundação (2009).

#### 4.2 Materiais utilizados por BASTOS (2010)

Foram extraídos corpos-de-prova do “Tanque-Teste de Pavimentos”, localizado no laboratório de pavimentos da COPPE/UFRJ para realização dos ensaios mecânicos. Havia lá dois tipos de misturas asfálticas: uma correspondente ao revestimento existente, executado por Silva (2009) e outro executado durante o trabalho de Bastos, como camada de reforço. As geogrelhas empregadas como camadas intermediárias entre as duas misturas asfálticas foram de dois tipos: uma de fibra de vidro de marca CIDEX tipo 35.70, que de acordo com o fabricante, apresenta resistências mecânicas 35 kN/m no sentido longitudinal e 70 kN/m no sentido transversal, e módulo de elasticidade de 70.000 MPa; a outra geogrelha de marca Hatelit C 40/17, que de acordo com especificação do fabricante possui resistência à tração nominal de 50 kN/m (em ambos os sentidos) e apresenta deformação na resistência nominal de 12%. Nas tabelas 4.7 e 4.8 apresentam-se as características de tais misturas asfálticas.

Na camada correspondente ao revestimento antigo o CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente) foi usinado pela empresa CRAFT ENGENHARIA LTDA. para construção de trecho no Fundão, e no tanque foi compactada com uso de compactador manual tipo soquete vibratório (chamado popularmente de “sapo mecânico”), com espessura média de 6,0 cm. Este primeiro revestimento foi executado para a tese de SILVA (2009).

Sobre este revestimento “antigo” foram colocadas em cada metade da área, as geogrelhas, e executada sobre elas nova camada em CBUQ, usinado pela empresa CRAFT ENGENHARIA LTDA., espessura média de 6,0 cm. Os materiais foram: pó de pedra da EMASA MINERAÇÃO; brita 0 e brita 1 da pedreira SEPETIBA LTDA e o ligante, CAP 30/45, da Refinaria Duque de Caxias (REDUC), Rio de Janeiro.

Portanto, no trabalho de BASTOS (2010), as geogrelhas foram colocadas sobre a camada existente do trabalho de Silva (2009) e receberam nova capa asfáltica de concreto asfáltico, também compactada manualmente. Os corpos-de-prova extraídos foram então compostos por metade da mistura antiga, geogrelha e metade da mistura nova, compondo, depois de corte conveniente, todo este conjunto a espessura de 5cm para os ensaios mecânicos. Os ensaios executados nas amostras extraídas do “Tanque-Teste de Pavimentos” foram: resistência à tração estática e módulo de resiliência, ambos por compressão diametral, no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da COPPE, além do ensaio de tração em disco circular com fenda (Disk-Shaped Compact Tension Geometry), no Laboratório de Estruturas da COPPE.

Tabela 4.7 - Características da mistura asfáltica previamente existente no Tanque-Teste de Pavimentos executada por Silva (2009) e aproveitada no estudo de Bastos (2010).

|  |
|--|
| Granulometria: densa TMN: 19,1 mm Superpave                  |
| Faixa B - DNIT   |
| Dosagem Superpave $N_{des}$ 100 giros, teor de projeto: 4,7% |
| Resistência à Tração (RT): 0,87 MPa                          |
| Módulo de resiliência (MR): 4575 MPa (cp extraído)           |
| Densidade aparente: 2,378 (cp extraído)                      |

Tabela 4.8 - Características da mistura asfáltica executada como camada de reforço no Tanque-Teste de Pavimentos no estudo de Bastos (2010).

|                             |       |
|-----------------------------|-------|
| Teor de ligante (%)         | 5,3   |
| Densidade Teórica           | 2,475 |
| Densidade Aparente          | 2,380 |
| % de vazios                 | 3,8   |
| V.A.M                       | 15,9  |
| R.B.V                       | 75,9  |
| Estabilidade                | 1210  |
| Fluência                    | 13    |
| Módulo de Resiliência (MPa) | 5716  |
| Resistência à Tração (MPa)  | 1,22  |

Também foram moldados por BASTOS (2010) corpos-de-prova na prensa giratória, com mesma composição da mistura da tabela 4.8 e compostos por mistura, geogrelha, mistura, na espessura total final de 5cm, totalizando sessenta e três amostras (63): vinte uma (21) para cada situação (sem geogrelha, geogrelha de fibra de vidro e geogrelha de poliéster). Os ensaios de fadiga foram realizados apenas nestes corpos de prova moldados, devido à quantidade reduzida de amostras extraídas. Estes ensaios de fadiga foram executados sob o modo de solicitação correspondente à tensão controlada (carga controlada), tal como os do presente estudo descritos no capítulo 3. Os ensaios de tração em disco circular com fenda foram realizados nestes corpos – de - prova moldados, à temperatura de 10°C, no Laboratório de Estruturas da COPPE. Nos gráficos 4.6 a 4.8 estão mostradas as curvas de fadiga das misturas moldadas. Nas tabelas 4.9 e

4.10 estão apresentados os resultados dos ensaios mecânicos de interesse no presente estudo, realizados por BASTOS (2010) para as misturas moldadas em laboratório.

Gráfico 4.6 - Vida de Fadiga (número de golpes *versus* diferença de tensões) para os corpos - de prova moldados sem presença de camada intermediária de geogrelha por BASTOS (2010).

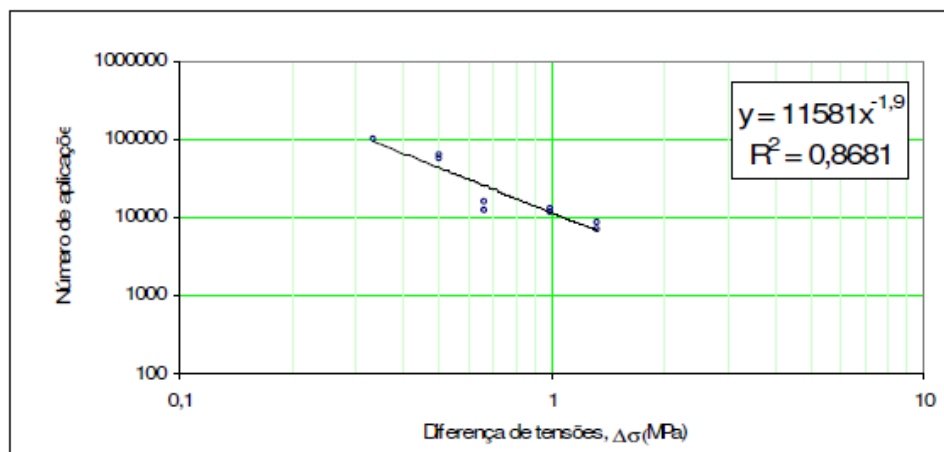


Gráfico 4.7 - Vida de Fadiga (número de golpes *versus* diferença de tensões) para os corpos de prova moldados com a presença de camada intermediária de geogrelha de fibra de vidro por BASTOS (2010).

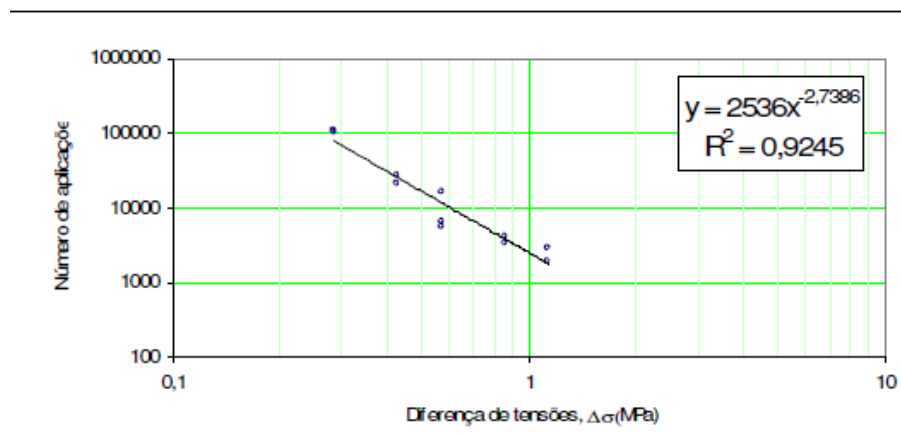


Gráfico 4.8 - Vida de Fadiga (número de golpes *versus* diferença de tensões) para os corpos de prova moldados com a presença de camada intermediária de geogrelha de poliéster por BASTOS (2010).

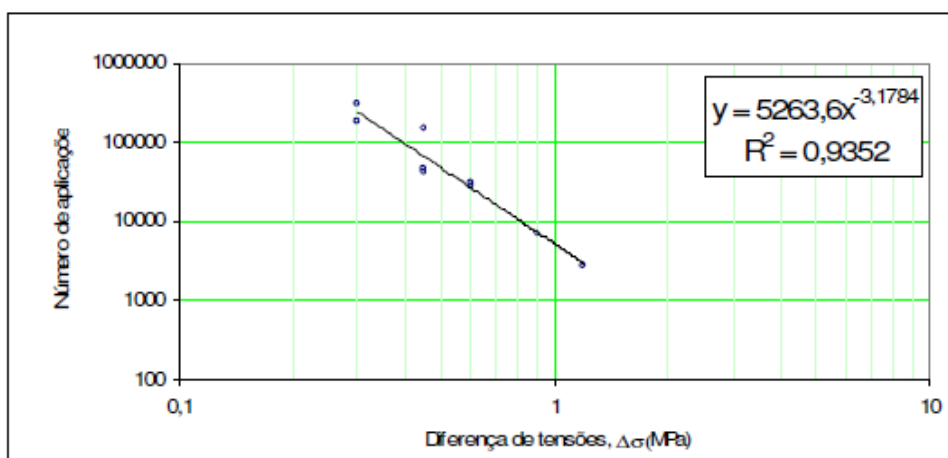


Tabela 4.9 – Média dos resultados dos ensaios de resistência à tração estática, módulo de resiliência e fadiga convencional realizados nas misturas moldadas em laboratório por BASTOS (2010).

| Mistura  | RT (MPa) | MR (MPa) | K      | n     |
|--|----------|----------|--------|-------|
| CAP 30/45, faixa B, sem a presença de geogrelha.     | 0,83     | 10370    | 11581  | -1,9  |
| CAP 30/45, faixa B, com geogrelha de fibra de vidro. | 0,71     | 9008     | 2536   | -2,74 |
| CAP 30/45, faixa B, com geogrelha de poliéster.      | 0,74     | 7951     | 5263,6 | -3,18 |

Tabela 4.10 – Média dos resultados do ensaio de fratura realizado nas misturas moldadas em laboratório por BASTOS (2010).

| Mistura  | Força de Pico (KN) | Gf (J/m²) | Área (m²) |
|--|--------------------|-----------|-----------|
| CAP 30/45, faixa B, sem geogrelha.                   | 2,30               | 1548      | 6,36      |
| CAP 30/45, faixa B, com geogrelha de fibra de vidro. | 1,29               | 1639      | 6,66      |
| CAP 30/45, faixa B, com geogrelha de poliéster.      | 2,03               | 1647      | 6,68      |

#### 4.3 Tentativa das correlações

Foram utilizados os diversos parâmetros levantados dos ligantes e das misturas deste presente estudo, de BASTOS (2010) e HIRSCH (2009), agrupados na tabela do ANEXO 1, para tentar correlacionar com os parâmetros de fadiga e de fratura. Assim,

empregou-se a planilha do programa Excel para gerar combinações de análise, tais como:

- (a) energia de fratura (Gf) por expoente da curva de fadiga (n);
- (b) logaritmo neperiano da energia de fratura (LnGf) contra o expoente da curva de fadiga (n);
- (c) o expoente da curva de fadiga (n) versus o logaritmo neperiano do coeficiente (LnK) da curva de fadiga;
- (d) resistência à tração (RT) versus o expoente da curva de fadiga (n);
- (e) energia de fratura (Gf) por coeficiente (K) da curva de fadiga;
- (f) força de pico (FP) obtida por fratura versus o expoente da curva de fadiga (n);(g) força de pico (FP) obtida por fratura versus resistência à tração (RT);
- (h) resistência à tração (RT) versus energia de fratura (Gf);
- (i) força de pico (FP) obtida por fratura versus o coeficiente (K) da curva de fadiga e
- (j) resistência à tração (RT) versus o coeficiente (K) da curva de fadiga, com penetração e com viscosidade.

### 1) Gf versus n:

No Gráfico 4.9 estão indicados todos os pontos correspondentes ao banco de dados gerado considerando as misturas variáveis quanto aos ligantes e agregados e presença de geogrelha, na tentativa de correlação entre a energia de fratura e o expoente da curva de fadiga, expressa em termos de diferença de tensões. Utilizou-se uma equação de terceiro grau para tentar o ajuste dos pontos por ter sido também esta a escolha de RODRIGUES (1991) e BRAZ (1997) para estudo semelhante como comentado no capítulo 2. Obteve-se a expressão seguinte, cujo ajuste é apenas razoável:

$$n = -2E-09Gf^3 + 6E-06Gf^2 - 0,0039Gf - 4,4396 \quad (4.1)$$
$$R^2 = 0,463$$

Como o ajuste foi apenas razoável, buscou-se verificar quais seriam as misturas que mais estão contribuindo para esta dispersão. Os pontos mais distantes da curva interpolada correspondem às misturas de BASTOS (2010). Assim, retirando-se estes pontos e analisando os demais valores (Gráfico 4.10), a correspondência da curva aos

pontos experimentais apresentou-se mais aderente (expressão 4.2), com coeficiente de correlação maior do que o primeiro, mas ainda relativamente baixo:

$$n = -2E-09 Gf^3 + 7E-06Gf^2 - 0,0072Gf - 2,3028 \quad (4.2)$$

$$R^2 = 0,605$$

Gráfico 4.9 – Correlação entre a energia de fratura (Gf) e a sensibilidade ao nível de tensões (n) da curva de fadiga em termos de diferença de tensões das misturas consideradas.

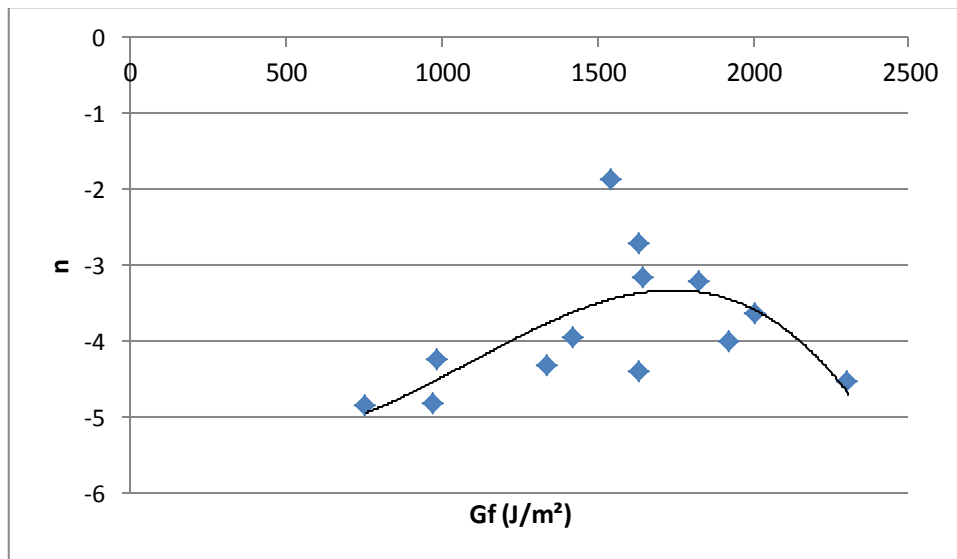
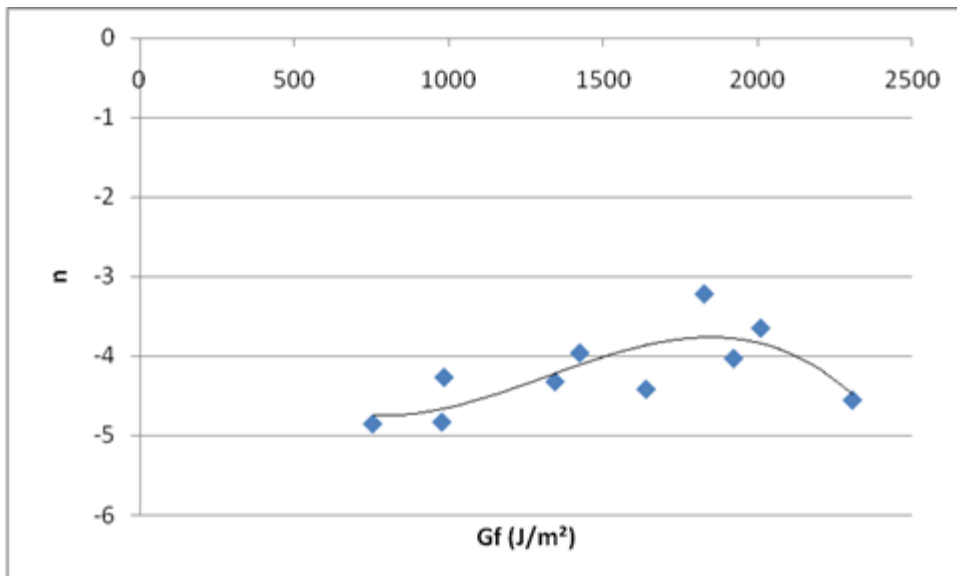


Gráfico 4.10 – Correlação entre a energia de fratura (Gf) e a sensibilidade ao nível de tensões (n) para as misturas desta pesquisa e de Hirsch (2009).

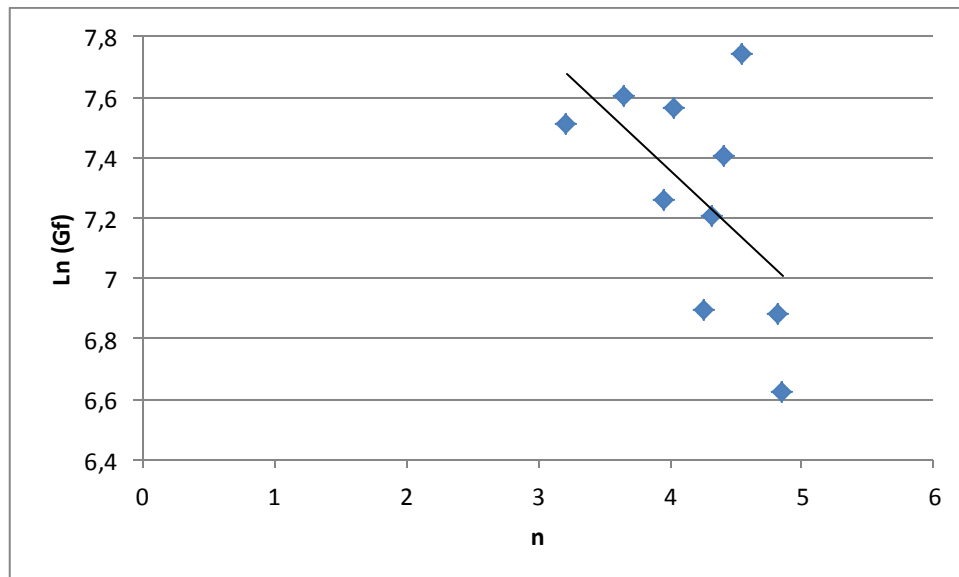


Ainda numa outra tentativa de correlação, optou-se por testar a expressão logaritmo neperiano de  $G_f$  contra  $n$ , mostrada no Gráfico 4.11 a seguir, que resultou em uma relação com pior  $R^2$ . As misturas filtradas correspondem às utilizadas por BASTOS (2010).

$$\text{Ln}(G_f) = -0,4109n + 9,0007 \quad (4.3)$$

$$R^2 = 0,33$$

Gráfico 4.11 – Correlação entre o expoente da lei de fadiga e Logaritmo neperiano da energia de fratura ( $G_f$ ).



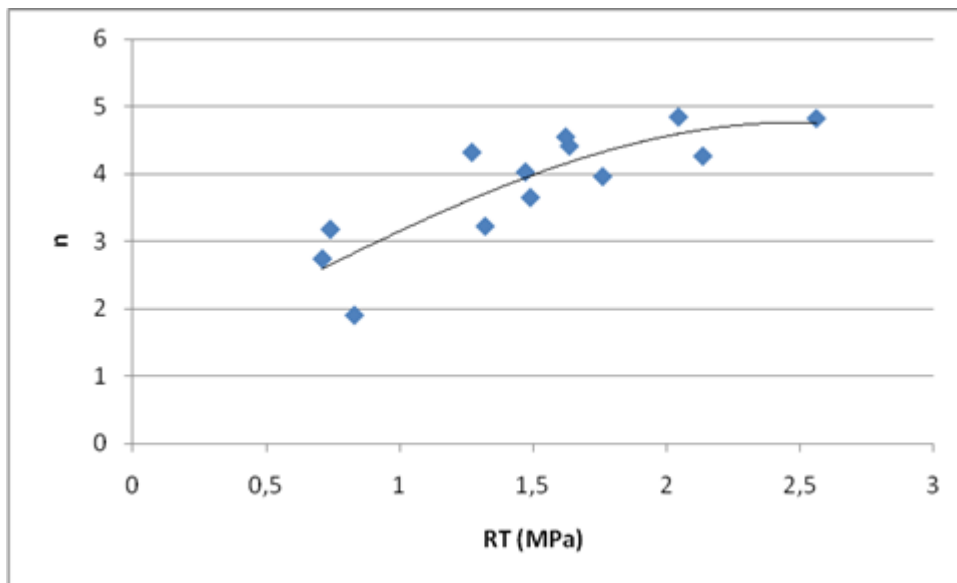
Como já comentado no capítulo 2, RODRIGUES (1991) fez um estudo numérico dos parâmetros de fratura de misturas asfálticas convencionais, a partir dos resultados experimentais dos autores PREUSSLER (1983) e PINTO (1991), para misturas de concreto asfáltico utilizadas em rodovias federais de tráfego pesado no Brasil. Destas misturas ele obteve os valores de resistência à tração e os resultados dos ensaios de fadiga em compressão diametral. Modelou a fratura pela lei de Paris e correlacionou estes parâmetros da modelagem com a fadiga experimental. Também obteve equação de correlação entre as constantes  $K$  e  $n$  da lei de fadiga, representada por  $N_f = K(\Delta\sigma)^{-n}$  e de  $n$  com a resistência à tração ( $RT$ ). Na pesquisa de BRAZ (1997) foram confirmadas algumas das tendências observadas por Rodrigues.

## 2) RT versus n:

Para todos os dados agrupados desta pesquisa (Gráfico 4.12), obteve-se a seguinte correlação entre a resistência a tração (RT) e o expoente da lei de fadiga (n), com coeficiente de correlação razoável:

$$n = -0,1509(RT)^3 + 0,1593(RT)^2 + 1,98669(RT) + 1,155 \quad (4.4)$$
$$R^2 = 0,720$$

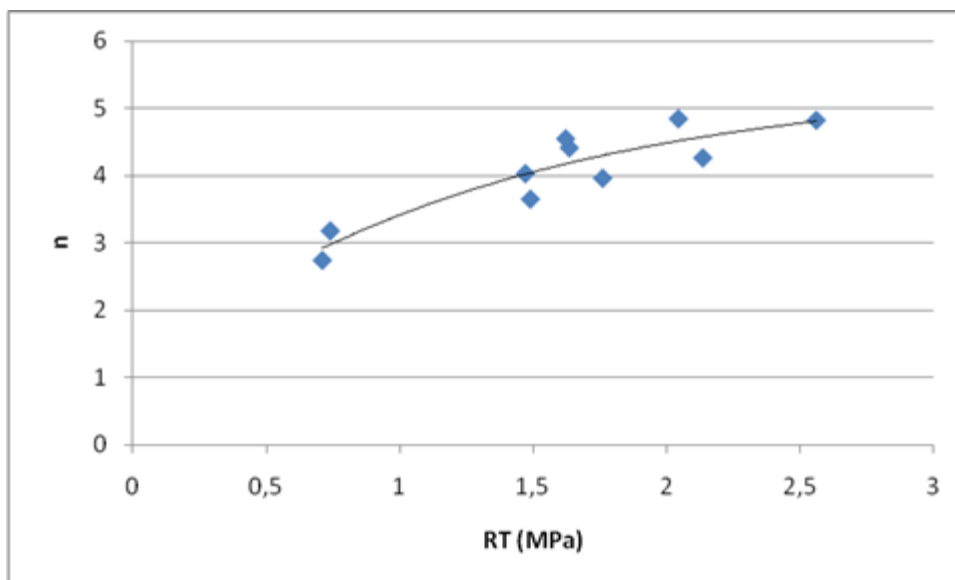
Gráfico 4.12 – Correlação entre o expoente da lei de fadiga (n) e a resistência à tração (RT) considerando todos os dados agrupados nesta pesquisa (Tabela Anexo 1).



Na tentativa de melhorar a previsão, mostram-se no Gráfico 4.13 as misturas excluindo os valores menos aderentes à curva interpolada, tendo sido retiradas: CAP 30/45, faixa B, utilizado por BASTOS (2010) e o ECOFLEX PAVE B e o CAP 50/70, ambos faixa B, da presente pesquisa. Resultou na seguinte expressão:

$$n = 0,095(RT)^3 - 0,8429(RT)^2 + 2,9338(RT) + 1,227 \quad (4.5)$$
$$R^2 = 0,829$$

Gráfico 4.13 - Correlação entre o expoente da lei de fadiga (n) e a resistência à tração (RT) de pontos selecionados da tabela do anexo.



O comportamento obtido na presente pesquisa, embora utilizando misturas bem distintas, segue a tendência polinomial encontrada por RODRIGUES (1991) e confirmada por BRAZ (1997), que determinou a expressão 4.6:

$$n = -13,7521 + 6,0024(RT) - 0,6871(RT)^2 + 0,02505(RT)^3 \quad (4.6)$$

Não há no trabalho citado indicação do ajuste da equação.

Este tipo de relação pode ser uma ferramenta útil na estimativa, em nível de anteprojeto, da sensibilidade de determinada mistura asfáltica ao nível de tensão atuante na camada, uma vez que o ensaio de fadiga convencional requer bastante tempo para sua conclusão: poder estimar a sensibilidade ao nível de tensões (n), realizando apenas o ensaio de resistência à tração (RT) torna o processo mais simples, embora naturalmente interpretado com a devida cautela.

Obtendo-se a seguir uma correlação entre o n e o K da equação de fadiga, a estimativa pode ser ainda mais detalhada, e para esta, a equação proposta por BRAZ (1997) foi a seguinte:

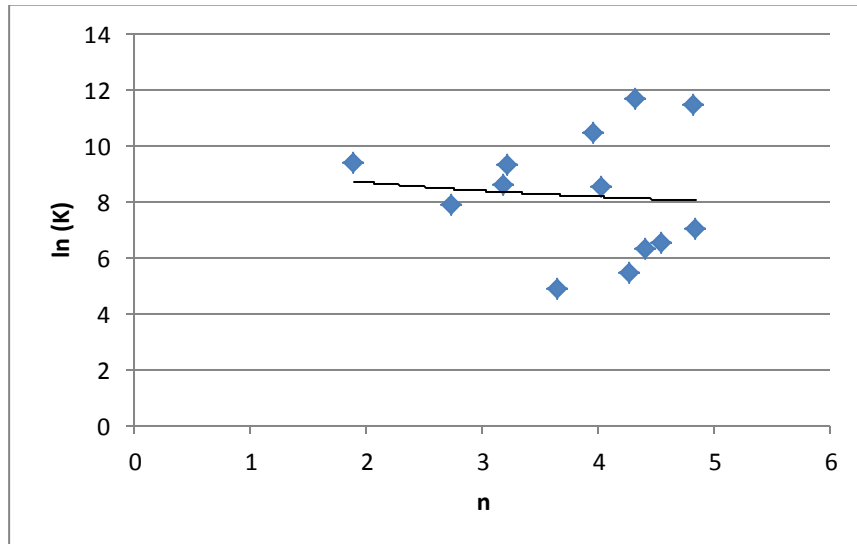
$$\ln(K) = 3,5156 + 3,8339 n \quad (4.7)$$

Na presente pesquisa obteve-se para as mesmas variáveis a expressão do Gráfico 4.14:

$$\ln(K) = -0,745n + 9,2335 \quad (4.8)$$

$$R^2 = 0,0083$$

Gráfico 4.14 – Correlação entre o n e o K da equação de fadiga de todas as misturas usadas no presente estudo.

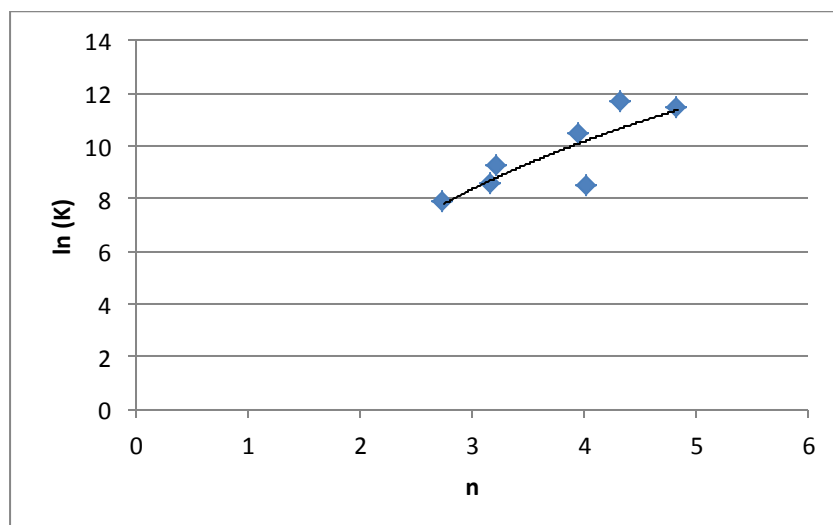


Excluindo alguns pontos obtém-se o Gráfico 4.15, com um ajuste um pouco melhor, cuja equação é a seguinte:

$$\ln(K) = 6,3107n + 1,4307 \quad (4.9)$$

$$R^2 = 0,6894$$

Gráfico 4.15 – Correlação entre o n e o K da equação de fadiga.



Pelo fato dos materiais das misturas serem muito distintos há interferência na curva que não se apresenta conforme sugere RODRIGUES (1991) e BRAZ (1997).

### 3) Força de Pico versus n:

Um segundo parâmetro que se obtém nos ensaios de fratura é a força de pico (FP) durante a ruptura por fratura. Este parâmetro foi correlacionado com o n da curva de fadiga, também visando obter estimativa da curva tradicional de previsão da vida útil num dimensionamento mecânico, como proposto, por exemplo, em MOTTA (1991) e MEDINA e MOTTA (2005). Para os dados totais desta presente pesquisa (Tabela Anexo 1) obtém-se a expressão seguinte, cujos dados estão apresentados de maneira visual no Gráfico 4.16, a seguir:

$$n = 0,1942 (FP)^3 - 1,6952 (FP)^2 + 3,892 (FP) - 5,8173 \quad (4.10)$$
$$R^2 = 0,4867$$

A correlação é sofrível, havendo pontos não aderentes à curva interpolada. Tentando melhorar o ajuste da curva, excluindo os valores referentes às misturas utilizadas por BASTOS (2010) pode-se melhorar esta estimativa obtendo-se (Gráfico 4.17) e expressão:

$$n = -0,4045 (FP)^2 + 1,6694 (FP) - 5,5393$$
$$R^2 = 0,5477$$

Esta correlação apresentou tendência linear: quanto maior a força de pico maior a sensibilidade ao nível de tensões na vida de fadiga.

Gráfico 4.16 – Correlação entre a força de pico e a sensibilidade ao nível de tensões ( $n$ ) para todas as misturas da Tabela Anexo 1.

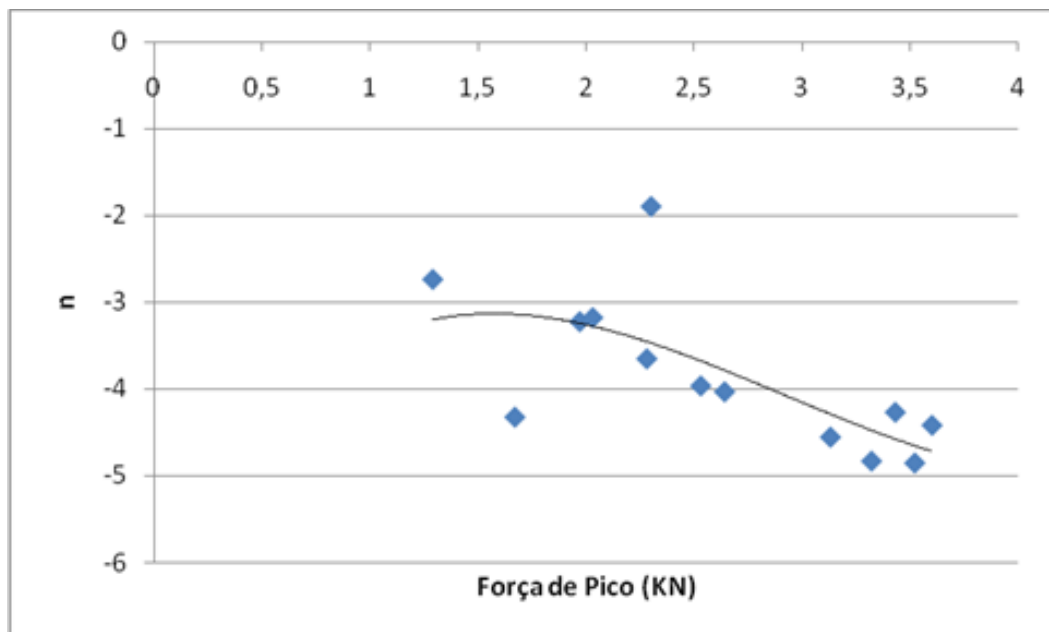
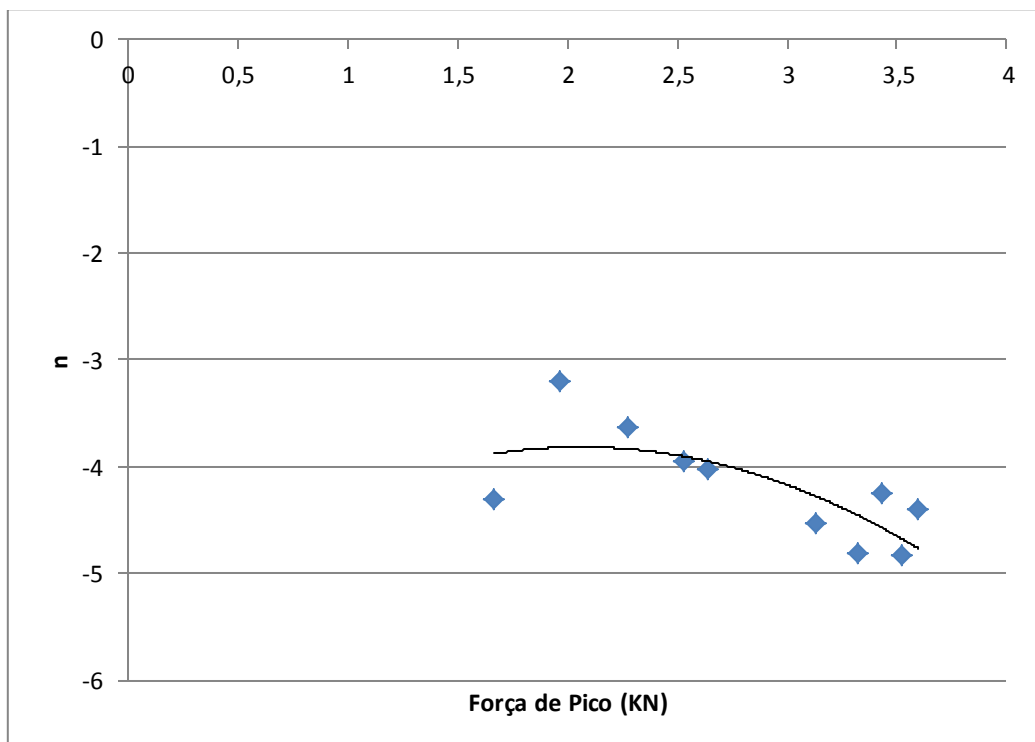


Gráfico 4.17 – Correlação entre a força de pico e a sensibilidade ao nível de tensões ( $n$ ) para misturas selecionadas da Tabela Anexo 1.



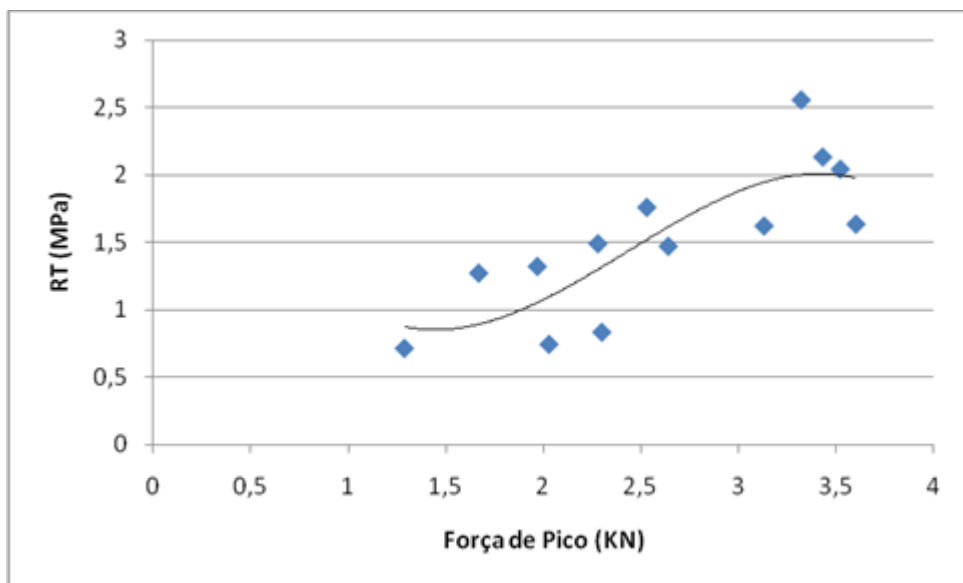
#### 4) Força de Pico versus RT:

Para todas as misturas selecionadas na presente pesquisa, a correlação entre a força de pico do ensaio de fratura, em kN, e a resistência a tração, em MPa, pode ser expressa como segue (Gráfico 4.18):

$$RT = -0,3056 (FP)^3 + 2,2272(FP)^2 - 4,5257(FP) + 3,6616 \quad (4.12)$$

$$R^2 = 0,6533$$

Gráfico 4.18 – Correlação entre a força de pico (kN) e a resistência à tração (RT) em MPa para todas as misturas do presente estudo.



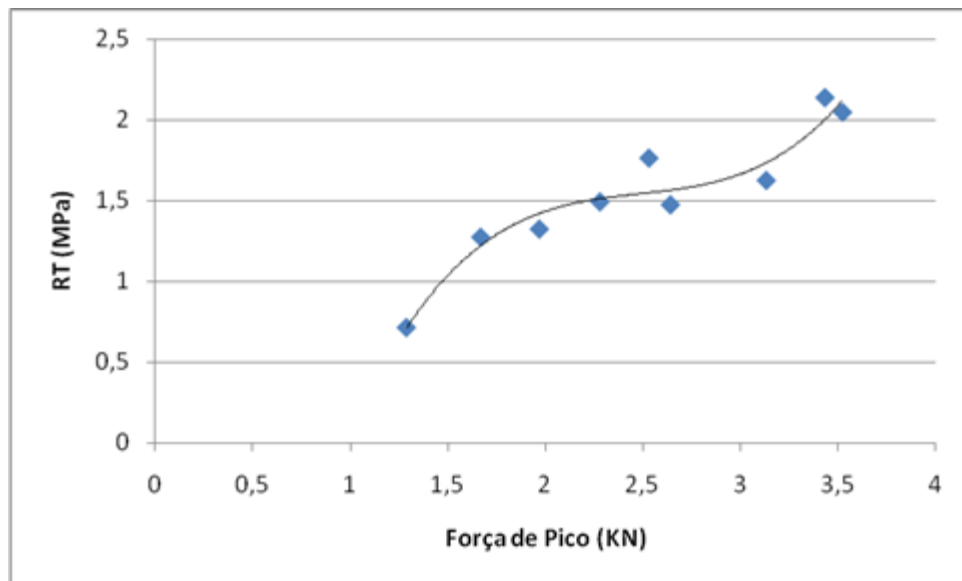
Tentando melhorar o ajuste da curva, retiraram-se os valores correspondentes ao CAP 30/45 desta pesquisa, ao CAP 30/45 com geogrelha de fibra de vidro usado por BASTOS (2010), ao CAP 30/45 sem geogrelha utilizado por BASTOS (2010) e ao CAP 50/70, faixa C, da pesquisa de HIRSCH (2009) obtém-se (Gráfico 4.19) a expressão seguinte:

$$RT = 0,3932(FP)^3 - 2,9309(FP)^2 + 7,415(FP) - 4,8191 \quad (4.13)$$

$$R^2 = 0,931$$

Pode-se concluir que esta correlação é bastante bem ajustada, como esperado, e que quanto maior a força de pico, maior a resistência à tração da mistura asfáltica.

Gráfico 4.19 – Correlação entre a força de pico e a resistência à tração (RT) para misturas selecionadas da Tabela Anexo 1.



#### 5) RT versus Gf:

Para todas as misturas do presente estudo, a correlação entre a energia de fratura em  $J/m^2$ , e a resistência a tração em MPa, pode ser expressa pela equação seguinte e está mostrada no Gráfico 4.20 a seguir:

$$G_f = 894,73 RT^3 - 4906 RT^2 + 7760,1 RT - 1853,3 \quad (4.14)$$

$$R^2 = 0,5424$$

Tentando melhorar o ajustada correlação entre os resultados, retiram-se os dados dos materiais utilizados por BASTOS (2010). A nova curva encontrada é a mostrada no Gráfico 4.21 e na expressão seguinte.

$$G_f = 4431,8e^{-0,652RT} \quad (4.15)$$

$$R^2 = 0,5196$$

Quanto maior a energia de fratura, menor a resistência à tração.

Gráfico 4.20 – Correlação entre a resistência à tração (RT) e a energia de fratura considerando todas as misturas da tabela Anexo 1.

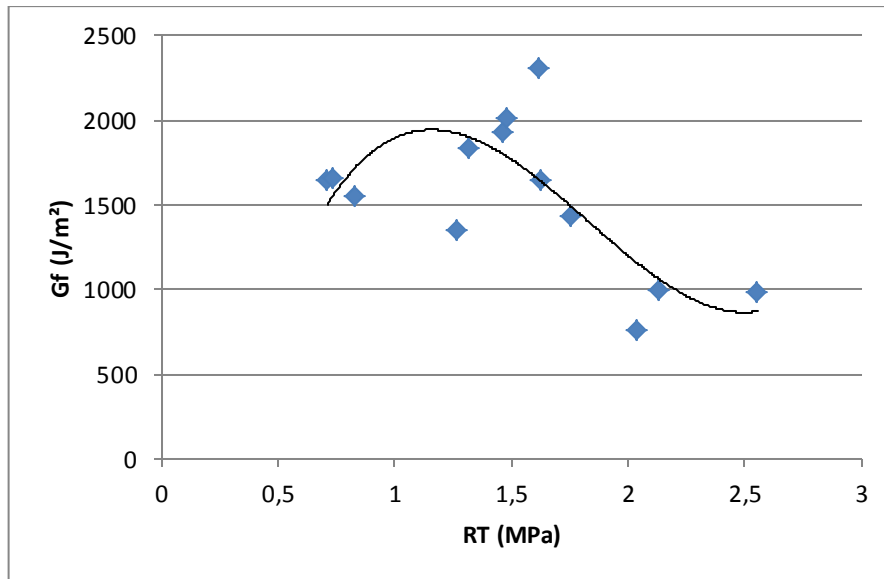
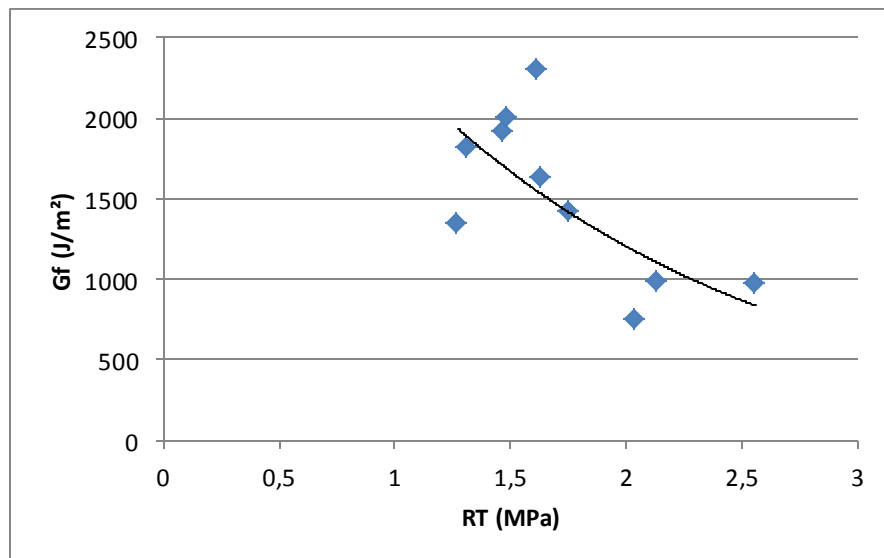


Gráfico 4.21 – Correlação entre a resistência à tração (RT) e a energia de fratura para misturas selecionadas da tabela Anexo 1.



#### 6) Força de Pico versus K (curva fadiga):

A tentativa de correlacionar os valores de força de pico com o parâmetro K da curva de fadiga, não foi possível encontrar nenhuma tendência, mesmo que fracamente correlacionada, os dados estão altamente dispersos conforme pode ser verificado na tabela do Anexo 1.

### 7) Gf versus K:

Da mesma forma, os valores de Gf comparados aos de K são altamente dispersos, sem correlação alguma, conforme pode ser verificado na Tabela do Anexo 1.

### 8) RT versus K:

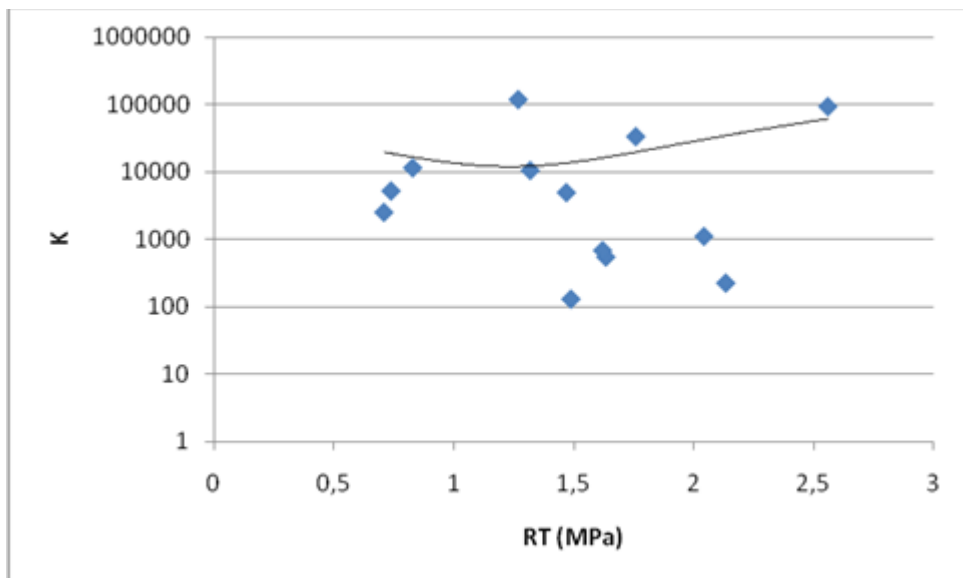
No caso da tentativa de correlação de RT com o parâmetro K da curva de fadiga ( $N = K \Delta\sigma^n$ ), mostrado no Gráfico 4.22, também não foi possível detectar correlação pelo menos razoável, como mostra a expressão seguinte:

$$\text{Log K} = 27787 (\text{RT})^2 - 68555(\text{RT}) + 54232 \quad (4.16)$$

$$R^2 = 0,1205$$

Não foi possível melhorar esta tendência.

Gráfico 4.22– Correlação entre a resistência à tração (RT) e o K do ensaio de fadiga para todas as misturas deste estudo.



### 9) MR versus K:

Utilizando todos os dados de todas as misturas deste estudo, buscou-se correlação do Módulo de resiliência com o parâmetro K da curva de fadiga, obtendo-se o Gráfico 4.23 e a expressão seguinte como melhor ajuste:

$$K = 5E-06 (\text{MR})^{2,3998} \quad (4.17)$$

$$R^2 = 0,2728$$

Na tentativa de ajustar os valores considerando a retirada das misturas utilizadas por BASTOS (2010) há uma pequena melhoria da correlação, porém nada que seja considerado aceitável, como mostra o Gráfico 4.24 e expressão seguinte:

$$K = 2E-12 (MR)^{4,2227} \quad (4.18)$$

$$R^2 = 0,427$$

A tendência é que quanto maior o módulo de resiliência, maior o K do ensaio de fadiga, para ensaio realizado a tensão controlada e expresso em termos de diferença de tensões.

Gráfico 4.23 – Correlação entre o módulo de resiliência e o K do ensaio de fadiga para todas as misturas deste estudo

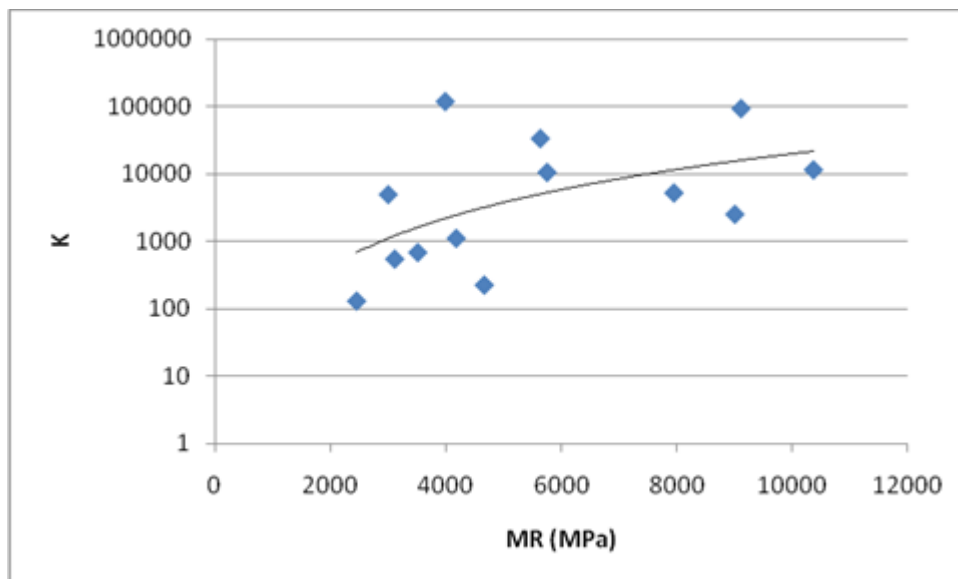
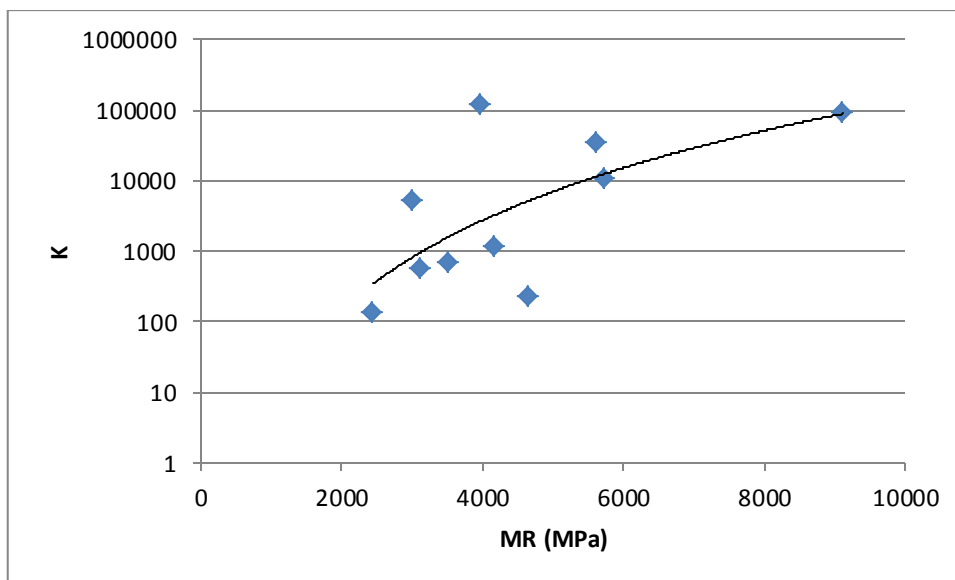


Gráfico 4.24 – Correlação entre o módulo de resiliência e o K do ensaio de fadiga para misturas selecionadas da Tabela Anexo 1.



#### 10) Gf versus Viscosidade:

A correlação entre a energia de fratura e as viscosidades dos ligantes a 175° C utilizados nas misturas realizadas nesta pesquisa e nas executadas por HIRSCH (2009) encontra-se disposta no Gráfico 4.25, não sendo incluídas as realizadas por BASTOS (2010). Excluindo o ponto mais disperso que corresponde ao ECOFLEX PAVE B, desta pesquisa, chega-se ao Gráfico 4.26.

Mesmo assim, percebe-se que a viscosidade não está servindo para explicar as características de fratura. Isto pode estar associado ao fato de que o valor de viscosidade referido é o correspondente a 175°C, enquanto o ensaio de fratura foi realizado a 10°C. Nesta temperatura baixa o material asfáltico deixou de ser fluido no momento de execução do ensaio.

Gráfico 4.25 – Correlação entre a energia de fratura e a viscosidade do ligante usado em cada mistura considerada.

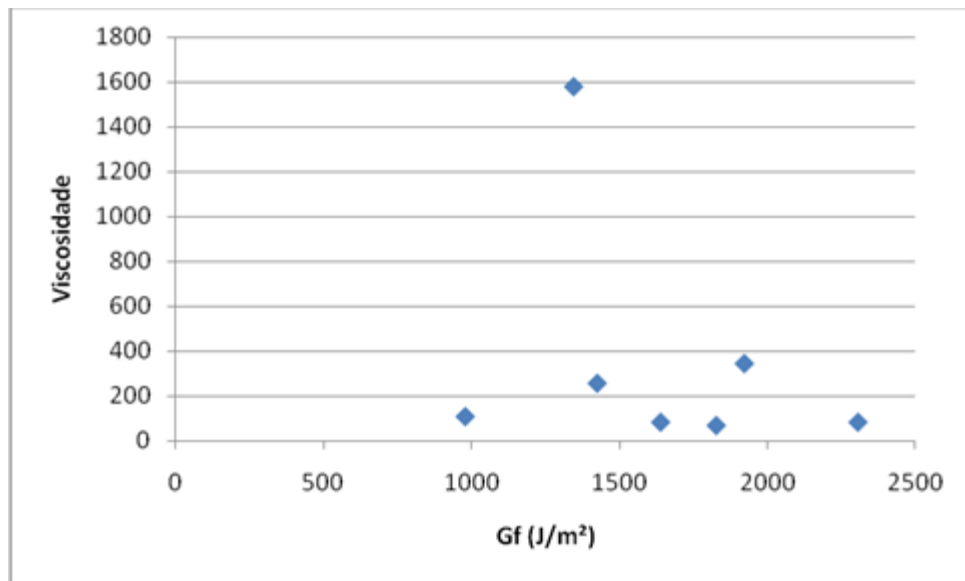
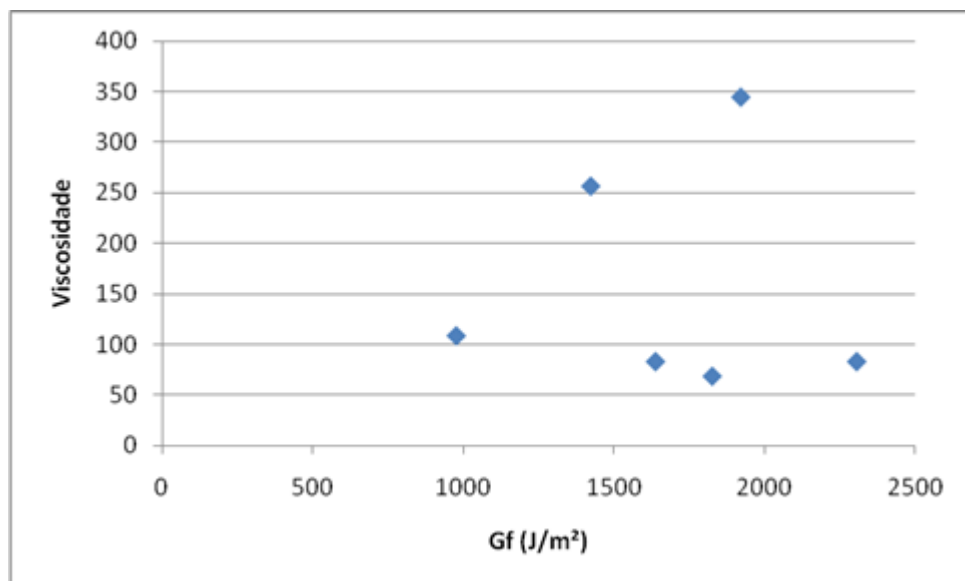


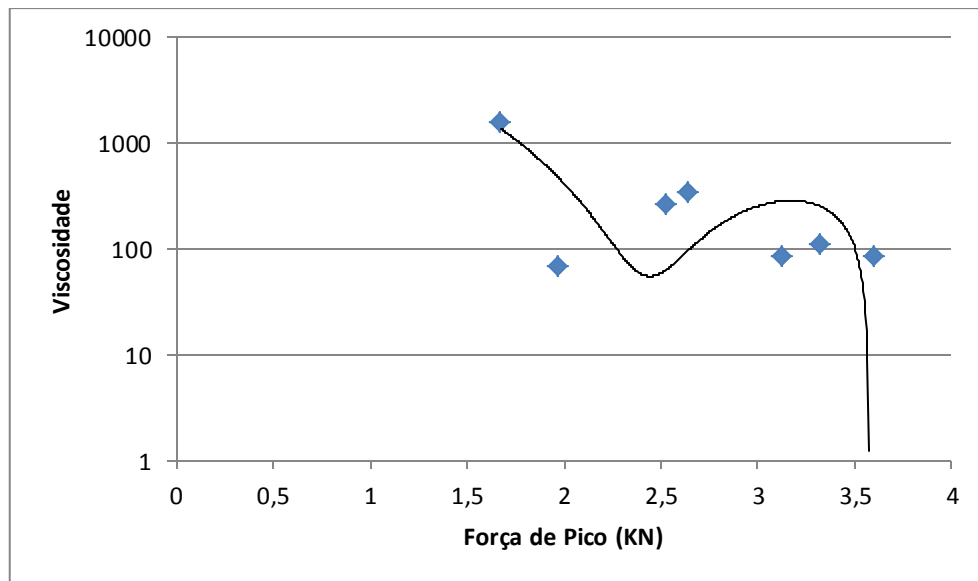
Gráfico 4.26 – Correlação entre a energia de fratura e a viscosidade do ligante para parte do banco de dados.



### 11) Força de Pico versus Viscosidade:

Esta análise foi realizada correlacionando os valores desta pesquisa e os obtidos por HIRSCH (2009). A tendência é que esta correlação não apresente um comportamento significativo similar ao da relação da energia de fratura versus a viscosidade, pelo mesmo fato explicitado no item anterior. No Gráfico 4.27 mostra-se a tentativa de correlação. Não foi possível ajuste melhor.

Gráfico 4.27 – Correlação entre a força de pico e a viscosidade do ligante para todas as misturas agrupadas neste estudo.

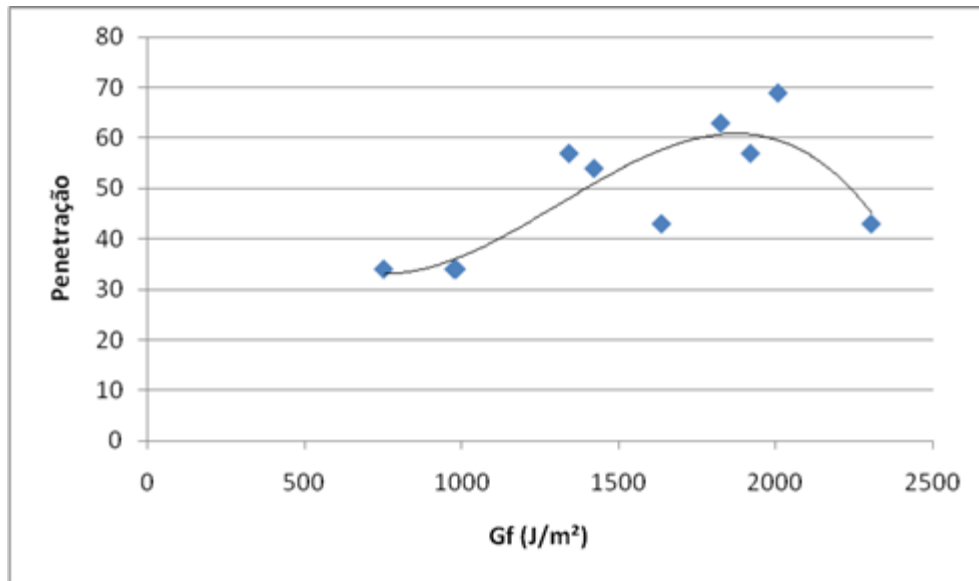


## 12) Gf versus Penetração:

Correlacionando os valores de energia de fratura com a penetração do ligante usado em cada mistura, obtidos por HIRSCH (2009) com os encontrados na presente pesquisa obteve-se os Gráficos 4.28 e 4.29 como tentativas. No Gráfico 4.29 foram retirados dados correspondentes ao FLEX B e ao CAP 50/70 utilizados por HIRSCH (2009).

Observa-se nos Gráficos 4.28 e 4.29 que quanto maior for a penetração, até certo valor, a tendência é que a energia de fratura seja maior. No entanto, deve-se olhar este resultado de forma parcial, tendo em vista que estão misturados ligantes comuns e modificados, e a penetração sabidamente não expressa de forma conveniente as características destes distintos materiais.

Gráfico 4.28 – Correlação entre a energia de fratura e a penetração do ligante para todas as misturas agrupadas neste estudo.

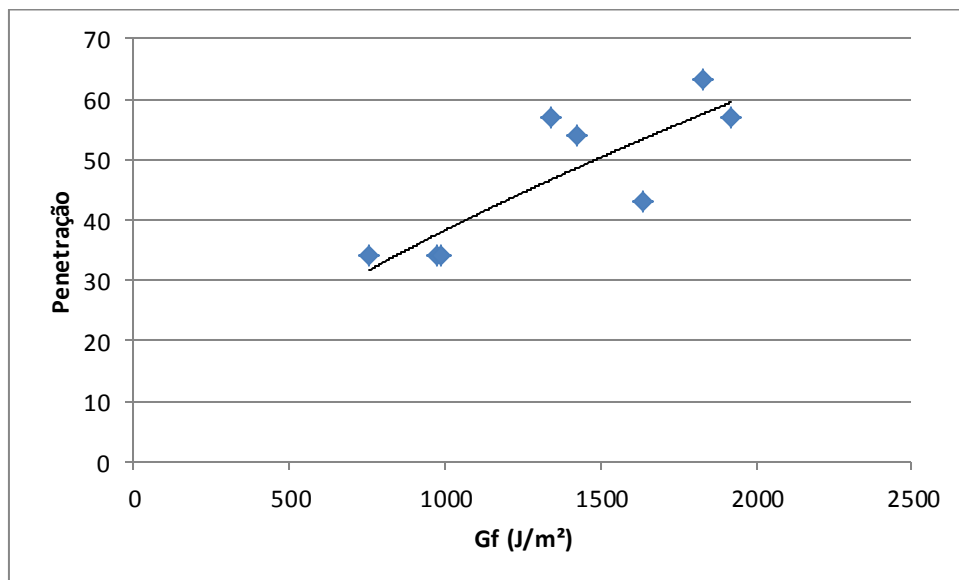


Cuja expressão é a seguinte:

$$Gf = -4E-08 (PEN)^3 + 0,0002 (PEN)^2 - 0,1673 (PEN) + 87,62 \quad (4.19)$$

$$R^2 = 0,7144$$

Gráfico 4.29 - Correlação entre a energia de fratura e a penetração do ligante para misturas selecionadas da tabela Anexo 1.



Cuja expressão é a seguinte:

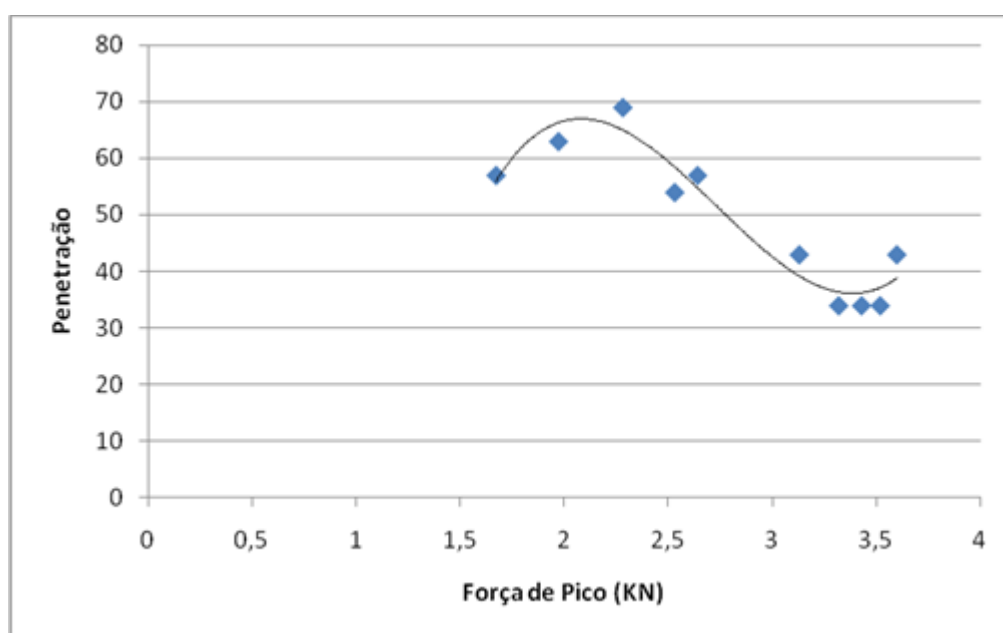
$$PEN = 0,3597 (Gf)^{0,6756} \quad (4.20)$$

$$R^2 = 0,726$$

### 13) Força de Pico versus Penetração:

Na tentativa de correlacionar a força de pico do ensaio de fratura com a penetração dos ligantes asfálticos usados em cada mistura, montou – se o Gráfico 4.30 a seguir, considerando os dados deste estudo e os de HIRSCH. A tendência encontrada aparenta ser inversamente proporcional ao que ocorre com a energia de fratura versus a penetração: quanto maior a força de pico, menor a penetração, o que remete á discussão do comportamento frágil e dúctil já comentado.

Gráfico 4.30 – Correlação entre a força de pico e a penetração do ligante para os dados agrupados nesta pesquisa.



A expressão correspondente ao Gráfico 4.30 é a seguinte:

$$PEN = 27,721 (FP)^3 - 227,32 (FP)^2 + 585,91 (FP) - 417,73 \quad (4.21)$$

$$R^2 = 0,9301$$

#### 4.4 Correlações utilizando somente o CAP 30/45, faixa B (DNIT).

Para tentar isolar uma variável do banco de dados da Tabela Anexo 1, escolheu-se agrupar somente as misturas realizadas com CAP 30/45 na faixa granulométrica B do DNIT nos três estudos agrupados: esta dissertação, HIRSCH e BASTOS. Neste caso, mesmo todas as misturas tendo usado a faixa B, ainda assim os agregados são de diferentes origens, o que pode interferir de certa forma. Além disso, apesar de todos os ligantes serem da mesma classificação foram produzidos em épocas distintas.

Nos Gráficos 4.31 a 4.40 estão mostradas as correlações, algumas relativamente melhores do que as generalizadas para mais misturas com ligantes muito diferentes. Pode ser que por enquanto seja ainda preciso trabalhar com família de misturas para melhor previsão da fadiga com o ensaio de fratura.

#### 14) Gf versus n:

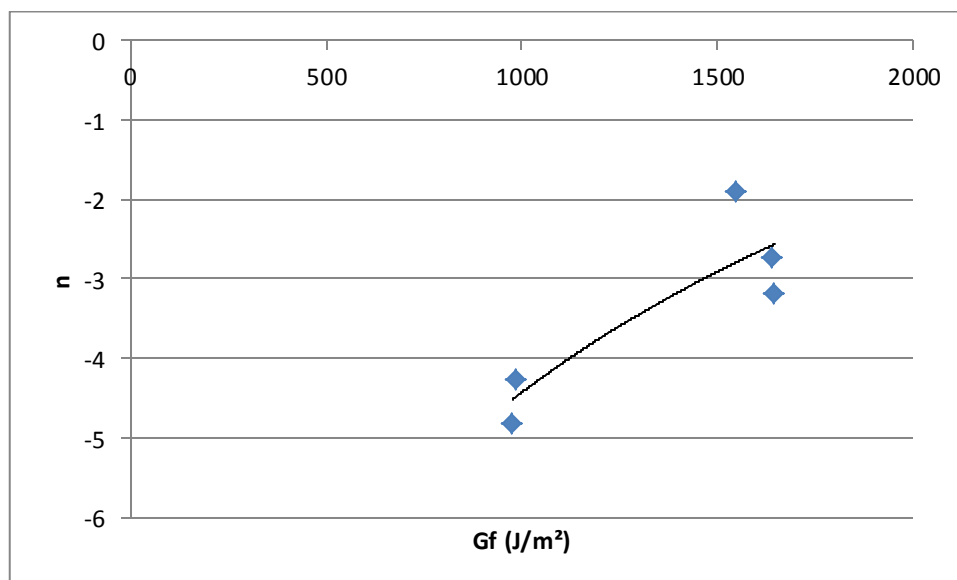
A equação 4.22 indica o melhor ajuste para a correlação mostrada no Gráfico 4.31, que busca expressar o n da curva de fadiga em termos da energia de fratura:

$$y = 3,7547\ln(x) - 30,366 \quad (4.22)$$

$$R^2 = 0,7556$$

Esta é uma correlação que apresentou melhor ajuste que a generalizada indicada anteriormente. Portanto, selecionar um ligante parece ser um caminho para melhorar as previsões.

Gráfico 4.31 – Correlação entre n da curva de fadiga e a energia de fratura para misturas com CAP 30/45.



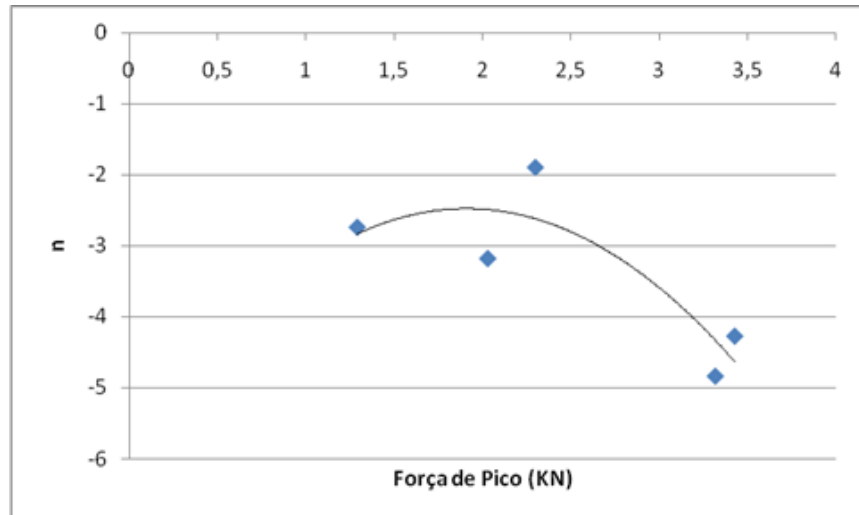
#### 15) Força de pico versus n:

A equação 4.23 expressa o melhor ajuste para o Gráfico 4.32 onde constam os dados analisados de força de pico versus n da curva de fadiga:

$$n = -0,9323 (FP)^2 + 3,5582 (FP) - 5,8731 \quad (4.23)$$

$$R^2 = 0,750$$

Gráfico 4.32– Correlação entre n da curva de fadiga e a força de pico para misturas com CAP 30/45.



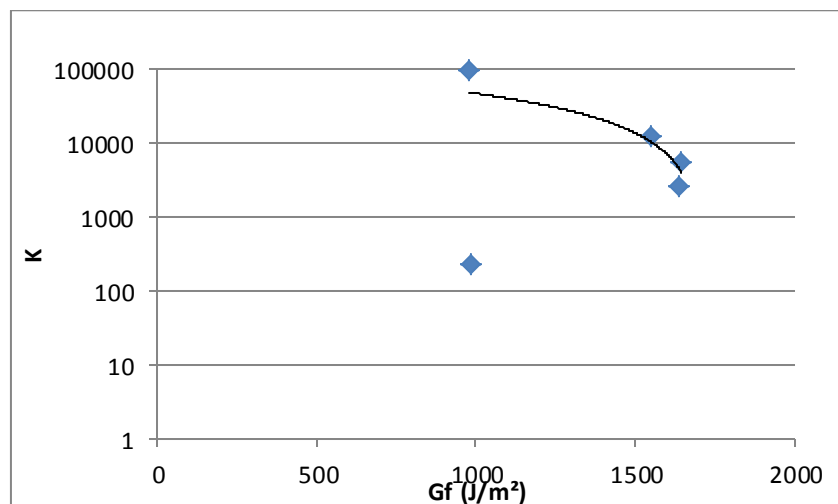
#### 16) Gf versus K:

Os valores de energia de fratura versus K se apresentam dispersos conforme mostra o Gráfico 4.33 e a equação 4.24:

$$\text{Log K} = -65,241Gf + 111367 \quad (4.24)$$

$$R^2 = 0,3212$$

Gráfico 4.33 – Correlação entre a energia de fratura (Gf) e o parâmetro K do ensaio de fadiga.



Retirando o ponto mais disperso, correspondente ao CAP 30/45 utilizado por HIRSCH, obtem-se a equação 4.25 e a configuração mostrada no Gráfico 4.34.

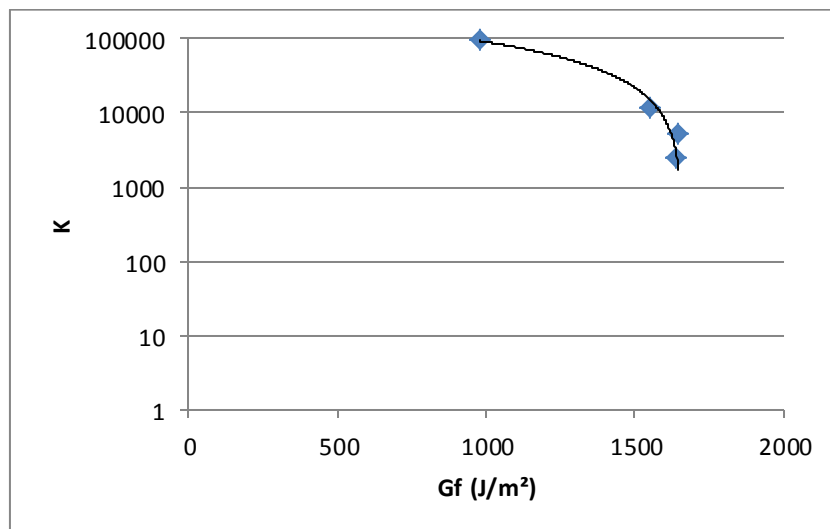
$$\text{Log } K = -136,64Gf + 226829 \quad (4.25)$$

$$R^2 = 0,9954$$

É possível questionar a validade destas exclusões parciais sem uma justificativa técnica, só porque o ponto está disperso, mas esta dissertação pode ser considerada um estudo exploratório, cujo objetivo é testar se há viabilidade de continuar esta busca de correlações entre os dois ensaios.

O ajuste obtido neste caso sugere que o parâmetro K do ensaio de fadiga apresenta um comportamento inversamente proporcional ao da energia de fratura (Gf).

Gráfico 4.34 – Correlação entre a energia de fratura (Gf) e o parâmetro K do ensaio de fadiga para misturas com o CAP 30/45.



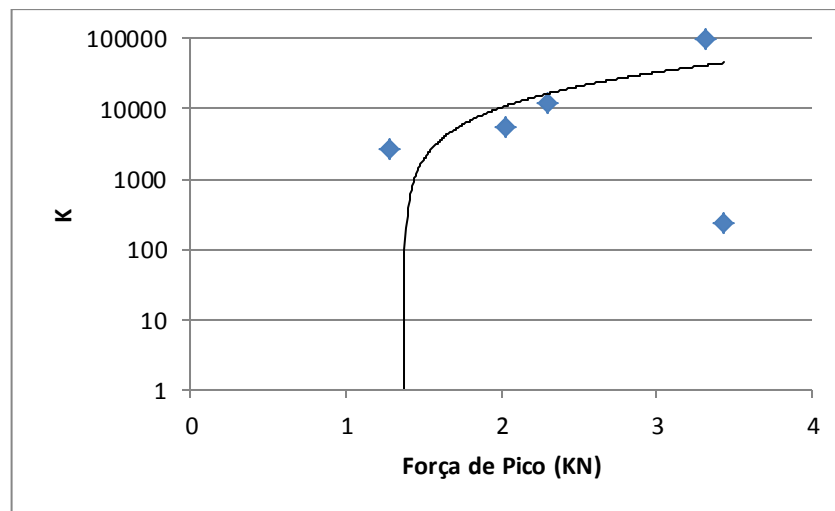
### 17) Força de pico versus K:

A equação 4.26 indica o melhor ajuste para o Gráfico 4.35 que mostra fraca correlação entre a força de pico e o K da curva de fadiga:

$$K = 3668,5(FP)^2 + 4308,9(FP) - 12829 \quad (4.26)$$

$$R^2 = 0,2528$$

Gráfico 4.35 – Correlação entre a força de pico (FP) e o parâmetro K da curva de fadiga para misturas com o CAP 30/45.

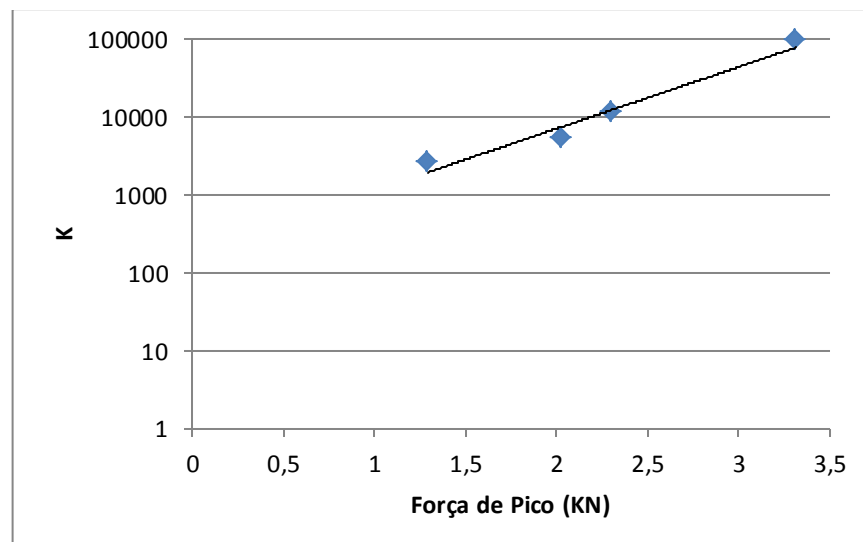


Retirando o ponto mais desfavorável, correspondente ao CAP 30/45 utilizado por Hirsch, obtém-se melhor correlação conforme mostra o Gráfico 4.36 e a equação 4.27:

$$K = 185,03 (FP)^{1,8267} \quad (4.27)$$

$$R^2 = 0,9686$$

Gráfico 4.36 – Correlação entre a força de pico (FP) e o parâmetro K do ensaio de fadiga para misturas com o CAP 30/45.



Percebe-se que quanto maior a força de pico, maior o valor do parâmetro K da fadiga.

### 18) RT versus Gf:

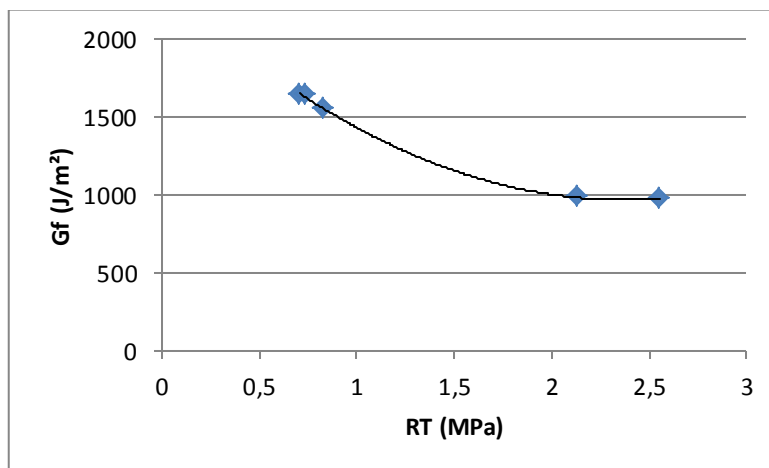
A correlação entre a energia de fratura em  $J/m^2$  e a resistência a tração, em MPa, pode ser expressa pela equação 4.28 e está mostrada no Gráfico 4.37 a seguir:

$$RT = 13,443(GF)^{-0,002} \quad (4.28)$$

$$R^2 = 0,9893$$

Quanto maior a energia de fratura, menor a resistência à tração.

Gráfico 4.37 – Correlação entre a energia de fratura (Gf) e a resistência à tração (RT) para misturas com o CAP 30/45.



### 19) RT versus Força de Pico:

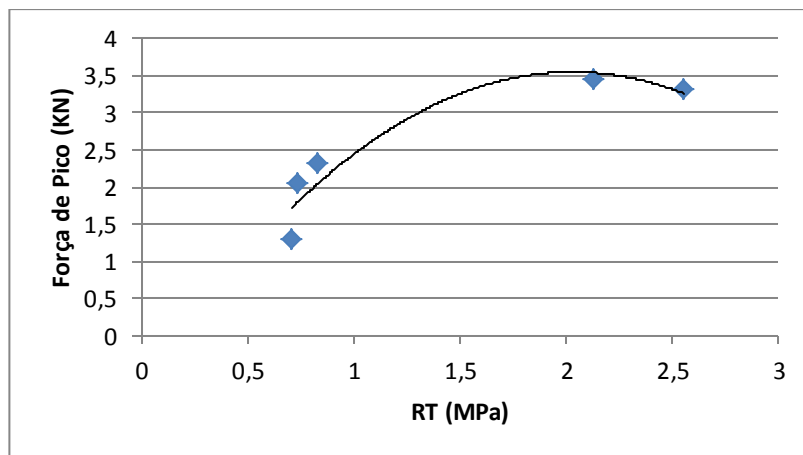
A correlação entre a força de pico do ensaio de fratura, em kN, e a resistência a tração, em MPa, pode ser expressa pela equação 4.29 e Gráfico 4.38:

$$FP = -1,0462 (RT)^2 + 4,249 (RT) - 0,7639 \quad (4.29)$$

$$R^2 = 0,9013$$

Quanto maior a força de pico, maior a resistência à tração.

Gráfico 4.38 – Correlação entre a força de pico (FP) e a resistência à tração (RT) para misturas com o CAP 30/45.



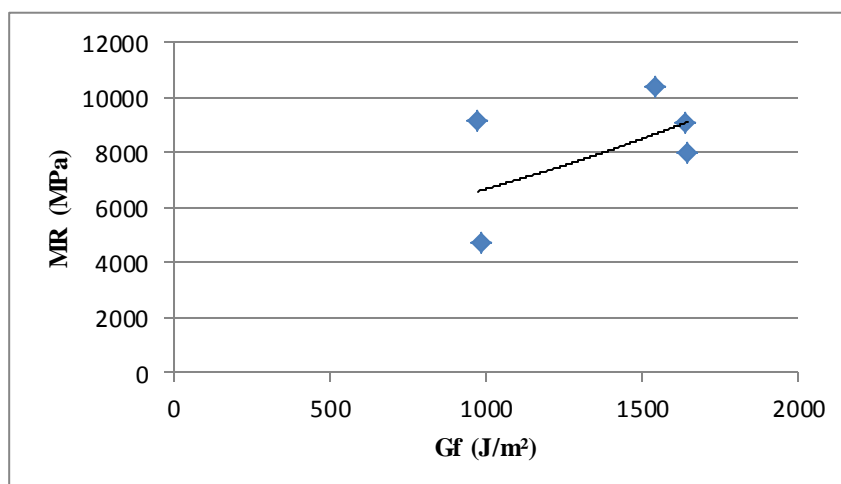
## 20) Gf versus MR:

A correlação entre a energia de fratura (Gf) do ensaio de fratura, em J/m<sup>2</sup>, e o Módulo de resiliência, em MPa, pode ser expressa como segue (equação 4.30 e Gráfico 4.39):

$$y = 4123,3e^{0,0005x}$$

$$R^2 = 0,288 \quad (4.30)$$

Gráfico 4.39 – Correlação entre a energia de fratura (Gf) e o Módulo de resiliência (MR) para misturas com o CAP 30/45.



## 21) MR versus Força de Pico:

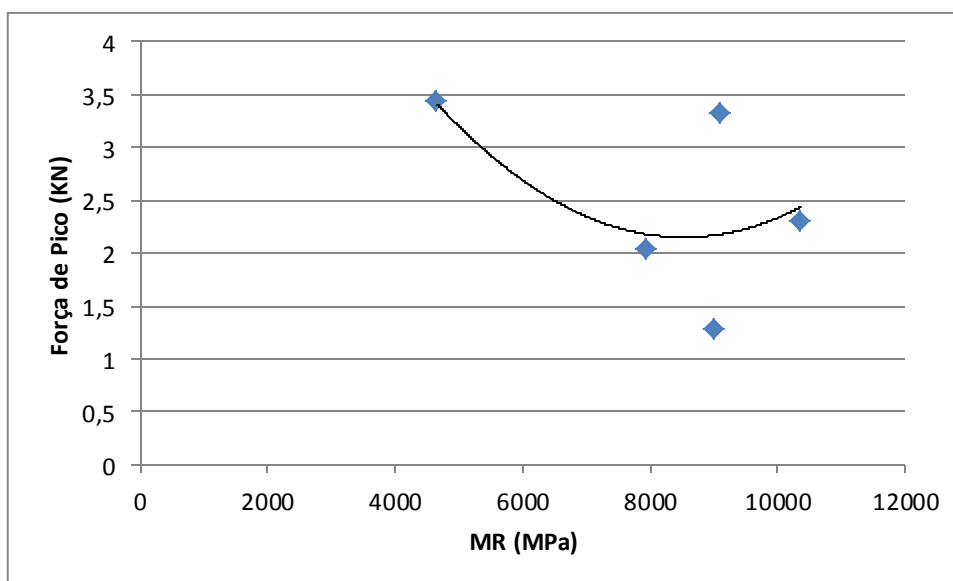
A correlação entre a força de pico do ensaio de fratura, em kN, e o Módulo de resiliência, em MPa, pode ser expressa como segue (equação 4.31 e Gráfico 4.40):

$$FP = 8E-08 (MR)^2 - 0,0014 (MR) + 8,2841 \quad (4.31)$$

$$R^2 = 0,3507$$

Quanto maior a força de pico, mais frágil o material tende a ser, apresentando uma resistência à tração maior, porém se deformando menos, o que sugere um módulo de resiliência maior. Os pontos que não seguem esta tendência correspondem ao CAP 30/45 com camada de geogrelha de poliéster e ao CAP 30/45 utilizado por Hirsch.

Gráfico 4.40 – Correlação entre a força de pico (FP) e o Módulo de resiliência (MR) para misturas com o CAP 30/45.



### 4.5 Influência da trajetória percorrida pela trinca nos resultados da energia de fratura.

Acompanhar a evolução das trincas na mistura asfáltica possibilita maior compreensão sobre o mecanismo de propagação das mesmas. A interferência da disposição dos agregados na trajetória percorrida pela trinca pode influenciar nos valores da energia de fratura. Foram analisados os percursos visíveis das trincas nas faces de alguns corpos-de-prova submetidos ao ensaio de fratura desta pesquisa. Comparando este percurso e suas distorções em relação à trajetória horizontal de

acompanhamento da pré-trinca, com as respectivas energias de fratura e forças de pico obteve-se maior nitidez sobre o processo de desenvolvimento e evolução das trincas. A seguir mostra-se o tipo de mistura estudada e os seus respectivos corpos-de-prova tracionados.

BRAZ (1997) observou com tomografia a influência destes desvios da trinca no interior dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de fadiga por CD.

A trajetória da trinca pode ser maior do que o comprimento disponível para trincar no corpo-de-prova (parâmetro adotado no cálculo da energia de fratura como sendo o comprimento entre a borda do diâmetro horizontal e o final da trinca serrada), pois ela pode contornar um ou mais agregados, por exemplo, ou se desviar temporariamente para outras direções antes da deformação final da amostra. Os ensaios de fratura foram realizados a 10°C. O material então se apresenta mais rígido durante a execução do ensaio, considerando a propriedade de viscoelasticidade do material asfáltico. Em muitos casos, a trinca tende a contornar o agregado requerendo maior energia para atingir o critério de paralisação do ensaio, e não atravessar na direção horizontal, mais comum no caso do material apresentar-se mais dúctil, o que em geral pode estar associado a ligantes menos consistentes ou menos sensíveis à temperatura. Também deve ter correlação com a granulometria mais graúda ou mais fina.

22) CAP 30/45, faixa B (DNIT) desta pesquisa:

Mostram-se a seguir nas Figuras 4.1 a 4.3 fotos dos três corpos-de-prova ao final do ensaio de fratura para a mistura preparada com o CAP 30/45 realizada pela autora desta dissertação.

CP 15744

$G_f = 949,125 \text{ J/m}^2$

Força de Pico = 3,18 kN



Figura 4.1 – Processo de evolução da trinca no corpo-de-prova 15744 CAP 30/45 submetido ao ensaio de fratura.

CP 15745

$G_f = 926,4 \text{ J/m}^2$

Força de Pico = 3,27 kN



Figura 4.2 - Processo de evolução da trinca no corpo-de-prova 15745 CAP 30/45 submetido ao ensaio de fratura.

CP 15746

$G_f = 1037,92 \text{ J/m}^2$

Força de Pico = 3,5 kN



Figura 4.3 - Processo de evolução da trinca no corpo-de-prova 15746 CAP 30/5 submetido ao ensaio de fratura.

Percebe-se nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 que a energia de fratura, para esta mistura, com ligante muito consistente, apresentou certa correlação com o ângulo de desvio da trinca, pois sempre que a mesma realiza uma trajetória contornando algum agregado com desvio acentuado da trajetória horizontal, a energia de fratura aumenta. Essa análise se contrapõe ao estudo realizado por WAGONER et. al. (2005) no qual ele afirma que a energia de fratura não está correlacionada com o ângulo de desvio da trinca.

### 23) ECOFLEX PAVE B, faixa B (DNIT):

Mostram-se a seguir nas Figuras 4.4 a 4.6 fotos dos três corpos-de-prova ao final do ensaio de fratura para a mistura preparada com o Ecoflex PAVE B realizada pela autora desta dissertação.

CP 15747

$G_f = 1204 \text{ J/m}^2$

Força de Pico = 1,56 kN



Figura 4.4 - Processo de evolução da trinca no corpo-de-prova 15747 Ecoflex submetido ao ensaio de fratura.

CP 15748

$G_f = 1566,74 \text{ J/m}^2$

Força de Pico = 1,73 kN

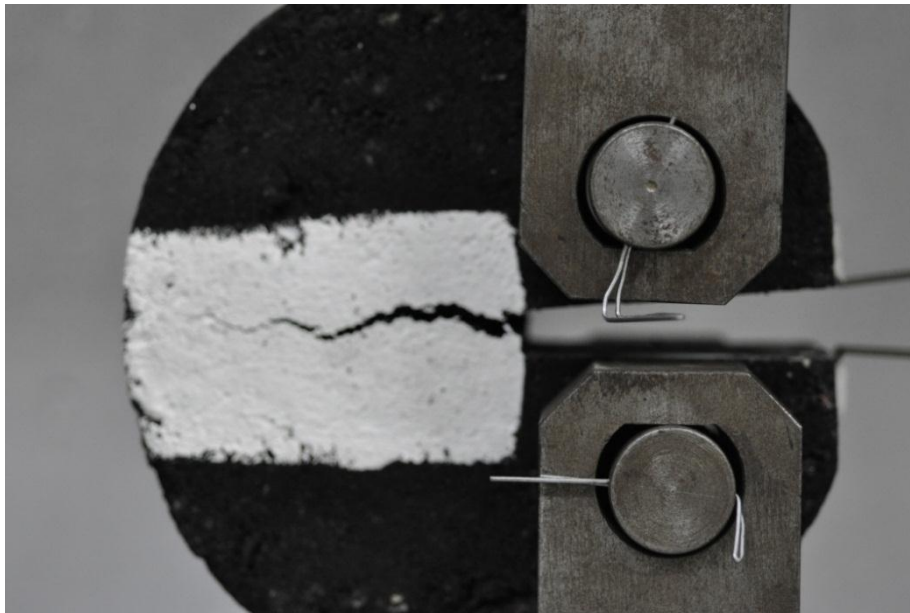


Figura 4.5 - Processo de evolução da trinca no corpo-de-prova 15748 Ecoflex submetido ao ensaio de fratura.

CP 15749

$G_f = 1261,77 \text{ J/m}^2$

Força de Pico = 1,74 kN

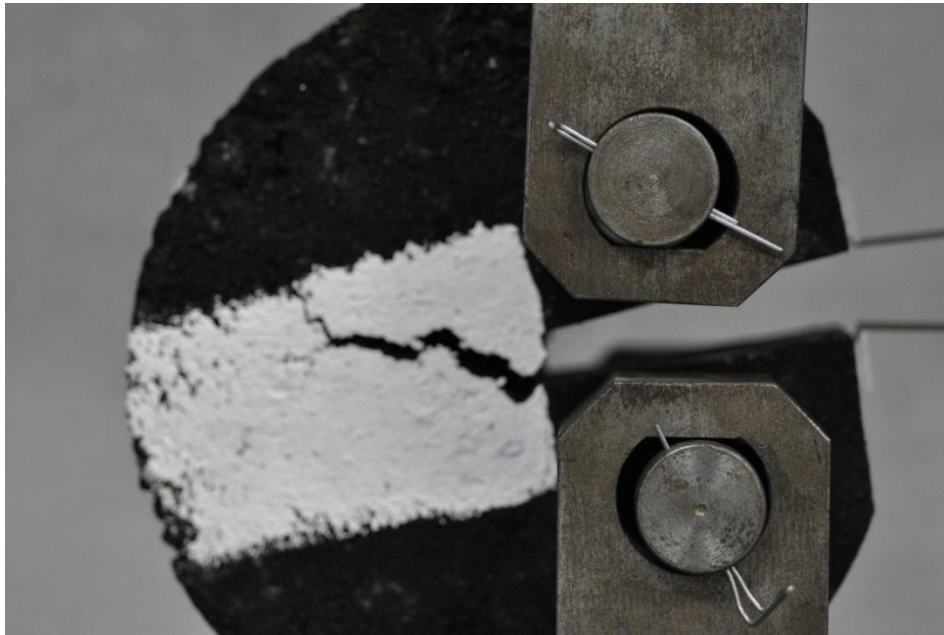


Figura 4.6 - Processo de evolução da trinca no corpo-de-prova 15749 Ecoflex submetido ao ensaio de fratura.

Conforme se pode observar nas Figuras 4.4, 4.5 e 4.6 quanto maior a abertura da trinca, maior a facilidade para abri-la, o que demanda menor energia para atingir o critério de parada do ensaio de fratura.

Por se tratar de um asfalto modificado por borracha (AMB) o seu comportamento difere completamente do CAP 30/45, discutido anteriormente. Neste caso, percebe-se que o ângulo de desvio da trinca não interferiu diretamente no valor da energia de fratura.

## 5. CONCLUSÃO E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

A proposta desta pesquisa foi comparar parâmetros de algumas misturas asfálticas obtidos no ensaio de fratura com resultados do ensaio de fadiga convencional por compressão diametral. Visou-se avaliar a potencialidade de previsão de desempenho do pavimento quanto ao trincamento, o que permite minimizar a probabilidade de deterioração precoce do revestimento, gerando de forma mais fácil talvez, uma curva de fadiga ou a melhoria da interpretação desta. Os resultados obtidos utilizando um banco de dados montado com resultados desta presente pesquisa agrupados a dois outros (Hirsch, 2009 e Bastos, 2010) indicaram boa correlação entre a força de pico e o parâmetro da curva de fadiga ( $n$ ) que expressa a sensibilidade ao nível de tensões impostas no ensaio. A tendência encontrada indica que quanto maior a força de pico, maior a sensibilidade ao nível de tensões ( $n$ ), até certo ponto, tendência esta também percebida por Rodrigues (1991) e Braz (1997) que correlacionaram os parâmetros da lei de Paris com os parâmetros da curva de fadiga.

As correlações feitas utilizando o parâmetro  $K$  do ensaio de fadiga convencional, com os parâmetros do ensaio de fratura apresentaram muita dispersão impossibilitando a estimativa de alguma tendência de comportamento. No entanto, conforme proposto por RODRIGUES (1991) e confirmado por BRAZ (1997), é possível prever o  $K$  a partir do  $n$  da curva de fadiga. Também se mostra que é possível estimar a sensibilidade ao nível de tensões ( $n$ ) da curva de fadiga determinando a força de pico ou a energia de fratura, o que pode abrir uma facilidade de inferir para anteprojeto a vida útil pelo ensaio de fratura, bem mais rápido e simples. Portanto, embora o banco de dados corresponda a um conjunto bem diferenciado de misturas acredita-se que esta linha de pesquisa de correlação entre os dois ensaios deva continuar, e que ampliando o banco de dados e tornando-o mais “homogêneo” certamente melhorará a estimativa e a qualidade das correlações.

A correlação dos parâmetros do ensaio de fratura com a característica de consistência dos ligantes mostrou que quanto maior a penetração, maior a energia de fratura, menor a força de pico e menor a resistência à tração. A viscosidade não ajudou a explicar as características de fratura, uma vez que o ensaio de viscosidade foi realizado

a 175°C, enquanto o ensaio de fratura foi realizado a 10°C. Este fato pode ser responsável pela falta de correlação entre estes parâmetros, uma vez que o material asfáltico deixou de ser fluido no momento de execução do ensaio.

Se o material é frágil, apresentará menor penetração do ligante, menor energia de fratura, porém maior resistência à tração, resultando numa força de pico maior.

A análise que compreendeu apenas o banco de dados com as misturas referentes ao CAP 30/45 seguiu a mesma tendência das demais, contudo apresentou uma boa correlação entre a energia de fratura ( $G_f$ ) e o parâmetro  $K$  do ensaio de fadiga. Verificou-se um comportamento inversamente proporcional entre energia de fratura ( $G_f$ ) e o parâmetro  $K$  do ensaio de fadiga. Entre a força de pico (FP) e o parâmetro  $K$  do ensaio de fadiga ocorreu uma tendência exponencial (quanto maior a força de pico, maior o valor do parâmetro  $K$ ).

Para a continuidade da pesquisa podem ser propostas as seguintes sugestões:

- Aumentar o banco de dados para melhor interpretar os resultados e determinar o comportamento das misturas asfálticas quanto ao início do trincamento e sua propagação.
- Melhorar as previsões utilizando misturas semelhantes, ou seja, “famílias” de características comuns: fixado um tipo de ligante, somente ligantes convencionais, somente ligantes modificados, ou outro tipo de seleção, com o objetivo de dar mais consistência à estimativa e à qualidade das expressões matemáticas.
- Acompanhar a trajetória percorrida pela trinca de forma mais automática com uso de alguma medida por equipamento, como forma de avaliar a interferência do ângulo de desvio da trinca no valor da energia de fratura.
- Realizar correlações múltiplas utilizando parâmetros do ensaio de fadiga convencional ( $n$  e  $K$ ) com as características Superpave dos ligantes, buscando melhorar a análise dos resultados que se apresentaram muito dispersos, como no caso da energia de fratura ( $G_f$ ) e da força de pico (FP) versus o parâmetro  $K$ .
- Compatibilizar as temperaturas dos ensaios de fadiga e fratura de forma a se obter uma previsão mais adequada do comportamento das misturas asfálticas uma vez que no ensaio de fratura a 10°C como realizado neste estudo, o material deixa de ser fluido no momento de execução do ensaio.

# REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO, 1999, *Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 209, Washington, D. C
- AASHTO, 2008, *Standard Method of Test for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 85, Washington, D. C.
- AASHTO, 2009, *Standard Method of Test for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate*. American Association of State Highway and Transportation Officials, AASHTO T 84, Washington, D. C.
- ABNT, 1989, *Determinação da forma do material de lastro padrão*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6954.
- ABNT, 2000, *Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6560.
- ABNT, 2001, *Agregado Graúdo – Ensaio de Abrasão “Los Angeles”*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR NM 51.
- ABNT, 2001, *Agregado miúdo - Determinação da absorção de água*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR NM 30.
- ABNT, 2002, *Materiais betuminosos - Determinação da solubilidade em tricloroetileno*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 14855.
- ABNT, 2003, *Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade SayboltFurol*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 14950.
- ABNT, 2004, *Materiais betuminosos – Determinação da ductilidade*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6293.
- ABNT, 2004, *Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 15184.
- ABNT, 2004, *Produtos betuminosos semi-sólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6296.

- ABNT, 2004, *Produtos de petróleo - Determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 11341.
- ABNT, 2005, *Materiais asfálticos - Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 15235.
- ABNT, 2005. *Agregados- Terminologia*. Associação brasileira de Normas Técnicas, NBR 9935/2005C.
- ABNT, 2007, *Materiais asfálticos - Determinação da penetração*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6576.
- ABNT, 2008 *Determinação do dano por umidade induzida de misturas asfálticas*, NBR 15617.
- ABNT,2008. *Determinação da densidade máxima medida (Gmm) – RICE*. Associação Brasileira de Normas técnicas, NBR 15619.
- ABNT, 2008.*Misturas asfálticas - Determinação da massa específica aparente de corpos-de-prova compactados*.Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 15573.
- ARAUJO, M. D. 1991, *Propagação por fadiga no Aço estrutural BS 4360 50D*, Dissertação de Mestrado, 142p, COPPE/UFRJ.
- ASTM 7313 (2007) - “Standard Test Method for Determining Fracture Energy of Asphalt-Aggregate Mixtures Using the Disk-Shaped Compact Tension Geometry”, *ASTM International*.
- ASTM C 127(2001) –“Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate”.American Society for Testing and Materials, *ASTM International*.
- ASTM C 128 (2001) –“Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate”.American Society for Testing and Materials, *ASTM International*.
- ASTM D 1188 (2007) – “Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Compacted Bituminous Mixtures Using Coated Samples”, *ASTM International*.

- ASTM D 2041 (2000) –“Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures”. American Society for Testing and Materials, *ASTM International*.
- ASTM D 5581 (2007) – “Standard Test Method for Resistance to Plastic Flow of Bituminous Mixtures Using Marshall Apparatus (6 inch-Diameter Specimen)”,*ASTM International*.
- ASTM D 6521(2008) –“Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV)”.American Society for Testing and Materials, *ASTM International*.
- ASTM D 6723 (2002) –“Standard Test Method for Determining the Fracture Properties of Asphalt Binder in Direct Tension (DT)”. American Society for Testing and Materials, *ASTM International*.
- ASTM D 7175(2008) –“Standard Test Method for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer”.American Society for Testing and Materials, *ASTM International*.
- ASTM E399-90 - “Standard Test Method for Plane-Strain Fracture Toughness of Metallic Materials,” *Annual Book of ASTM Standards*, Vol. 03.01, ASTM International, pp.443-473, 2002.
- BASTOS, G.A. (2010) *Comportamento mecânico de misturas asfálticas reforçadas com geogrelhas para pavimentos flexíveis*. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; et al., (2006)*Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros*, 1ª Edição PETROBRAS/ABEDA, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- BHURKE, A.S., SHIN, E.E., and DRZAL, L.T. (1997) “Fracture Morphology and Fracture Toughness Measurement of Polymer-Modified Asphalt Concrete,” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No 1590, TRB, National Research Council, Washington D.C., pp 23-33.
- BRAZ, Delson(1997)*Tomografia computadorizada no estudo da mecânica da fratura em misturas asfálticas* Tese (Doutorado em Engenharia Nuclear). COPPE/UFRJ.

- CAVALCANTI, L.S. (2010) *Efeito de Alguns Modificadores de Ligantes na Vida de Fadiga e Deformação Permanente de Misturas Asfálticas*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- DNER, 1994, *Agregado - determinação do índice de forma*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 086/94.
- DNER, 1994, *Agregado graúdo – Adesividade a Ligante Betuminoso*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 078/94.
- DNER, 1994, *Agregados – Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou Magnésio*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 089/94.
- DNER, 1994, *Agregados – Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou Magnésio*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 089/94.
- DNER, 1994, *Agregados – determinação da Absorção e da Densidade de Agregado Graúdo*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 081/94.
- DNER, 1994, *Densidade aparente de corpos de prova moldados no compactador Marshall*. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, Método de Ensaio ME 117/94.
- DNER, 1994, *Misturas Betuminosas – Determinação do Módulo de Resiliência*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 133/94.
- DNER, 1995, *Misturas Betuminosas a Quente – Ensaio Marshall*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER-ME-43/95.
- DNER, 1997, *Pavimentação – Imprimação*. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, Especificação de Serviço DNER ES 306/97.
- DNER, 1998, *Agregados - Análise Granulométrica*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 083/98.
- DNER, 1998, *Agregados - determinação da abrasão “Los Angeles”*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 035/98.

- DNER, 1998, *Agregados – determinação da Absorção e da Densidade de Agregado Graúdo*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 081/98.
- DNER, 1999, *Agregados – desgaste após fervura de agregado pétreo natural*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 400/99.
- DNER, 1999, *Agregados – determinação da perda ao choque no aparelho Treton*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 399/99.
- DNER, 1999, *Agregados – determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – IDML e sem ligante - IDM*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 401/99.
- DNER, 1999, *Agregados – determinação do índice de degradação Washington - IDW*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 397/99.
- DNER, 1999, *Agregados – índice de degradação após compactação Proctor (IDp)*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio DNER ME 398/99.
- DNIT, 2004, *Pavimentos Flexíveis – Concreto asfáltico*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Especificação de Serviço DNIT ES 031/04.
- DNIT, 2004, *Pavimentos Flexíveis – Concreto asfáltico*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Especificação de Serviço DNIT ES 031/04.
- EFFTING, C. (2004) “*Mecânica da fratura aplicada aos materiais duteis e frágeis*”. Dissertação de Mestrado. Centro de Ciências Tecnológicas da UDESC. Joinville, SC, 247 p.
- FRANCO, F. A. C. P., (2007) *Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV*. Tese de doutorado, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- HARMAN, T.; BUKOWSKI, J.R.; MOUTIER, F.; HUBER, G.; MCGENNIS, R. (2002) *The History and Future Challenges of Gyrotory Compaction 1939 to*

2001. *81th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC.
- HIRSCH, F. (2009) *Avaliação das propriedades de fratura de misturas asfálticas através de ensaios de tração em disco circular com fenda*. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
  - HUANG, Y.H., (1993) *Pavement Analysis and Design*, Prentice Hall, New Jersey.
  - HUNTER, R.N. (2000) *Asphalts in road construction*. London: Thomas Telford Publishing.
  - IBP, Instituto Brasileiro de Petróleo, (1999) *Informações Básicas sobre materiais asfálticos*, 6ª edição.
  - JACOBS, M.M.J., P.C HOPMAN., e A.A.A MOLENAAR, (1996) "Application of Fracture Mechanics Principles to Analyze Cracking in Asphalt Concrete," *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 65, pp. 1-39.
  - KIM, K.W. e EL HUSSEIN, H.M., (1997) "Variation of Fracture Toughness of Asphalt Concrete Under Low Temperatures," *Construction and Building Materials*, Vol. 11, Nos. 7-8, pp. 403-411.
  - LEITE, L. F. M., (1999) *Estudo de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímeros*. Tese de doutorado, Instituto de Macromoléculas Professora Eloisa Mano da Universidade Federal do Rio de Janeiro - IMA/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
  - LÓPEZ, J. M. M., (2010) *Modelagem do Trincamento de Misturas Asfálticas pelo Método dos Elementos Discretos*. Dissertação de mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
  - LOUREIRO, T. G. (2003) *Estudo da evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas*. Dissertação UFC.
  - MAJIDZADEH, K., KAUFFMANN, E. e RAMSAMOOJ, D. (1971) "Application of Fracture Mechanics in the Analysis of Pavement Fatigue", *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 40, pp. 227-246.
  - MEDINA, J.; MOTTA L. M. G., (2005) *Mecânica dos Pavimentos*. 2ª Edição, Rio de Janeiro-RJ, Editora UFRJ.

- MOTTA, L. M. G., (1991) *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critérios de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MOTTA, L.M.G., et al. (1996) *Princípios do projeto e análise SUPERPAVE de misturas asfálticas*. IBP. Rio de Janeiro.
- NASCIMENTO, L. A. H., (2008) *Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente*. Dissertação de mestrado, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- PARIS, P.C. e ERDOGAN, F. "A Critical Analysis of Crack Propagation Laws", *Transactions of the ASME, Journal of Basic Engineering*, Series D, 85, No. 3, 1963.
- PINTO, S. (1991) *Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- PREGO, A. S. S. (2001) *"A Memória da Pavimentação no Brasil"* ABPv, Associação Brasileira de Pavimentação, Rio de Janeiro, RJ, 640p.
- PREUSSLER, E.S., (1983) *Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço*. Tese de D.Sc.. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ROBERTS, F.L.; KANDHAL P.S.; BROWN R.E.; LEE D.; KENNEDY T.W. (1996) *Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design, and Construction*. NAPA. Maryland, USA.
- RODRIGUES, R.M. (1991) *Estudo do Trincamento dos pavimentos*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ROQUE, R., ZHANG, Z. e SANKAR, B. (1999) "Determination of Crack Growth Rate Parameters of Asphalt Mixtures Using the Superpave IDT." *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 68, 404-433.
- SENÇO, W. (1997) *"Manual de Técnicas de Pavimentação"*, volume 1, Ed. PINI Ltda. São Paulo, SP.
- SHELL.(2003) *The Shell bitumen handbook*. 5. Ed. London: Thomas Telford Publishing.

- SILVA, B.H. de A. (2009) *Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE.
- SOARES E FREITAS, (2002).*Modelagem de formação e propagação de trincas em misturas asfálticas*.
- VASCONCELOS, K.L. e SOARES, J.B (2005).ABPv - 36ª Reunião Anual de Pavimentação - 36ª RAPv, Curitiba/PR, Brasil - Efeito da densidade máxima teórica e da densidade aparente do corpo de prova compactado na dosagem de misturas asfálticas;
- VIANNA, A. A. D., (2002)*Contribuição para o Estabelecimento de um Material Padrão e de Metodologia para Calibração de Equipamentos de Ensaio Dinâmicos*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- VILCHEZ, G. E. M. (2002) *Contribuição para elaboração de método de projeto de restauração de pavimentos asfálticos utilizando geossintéticos em sistemas anti-reflexão de trincas*. Tese (Doutorado em Engenharia de Aeronáutica e Mecânica Civil). ITA. 135p.
- WAGONER, M. P. (2006)*Fracture Testes for Bituminous-Aggregate Mixtures: Laboratory and Field Investigations*. Doctor of Philosophy, Urbana, Illinois, EUA.
- WAGONER, M.P. et al. (2005) *Investigation of the fracture resistance of hot-mix asphalt concrete using a disk-shaped compact tension test*. Transportation Research Board. Washington.
- WAGONER, M.P., Buttlar, W.G.; Paulino, G.H. (2004) *Disk-Shaped Compact Tension Fracture Test: A Practical Specimen Geometry for Obtaining Asphalt Concrete Fracture Properties*. Accepted to Experimental Mechanics.
- ZHANG, Z., ROQUE, R. e BIRGISSON, B. (2001) "Evaluation of laboratory Measured Crack Growth Rate for Asphalt Mixtures", *Transportation Research Record*, 1767, 67-75.

# ANEXO1

**Dados para a correlação entre os resultados obtidos nos ensaios desta pesquisa com os encontrados por HIRSCH (2009) e BASTOS (2010)**

| <b>Misturas</b>   | Gf<br>(J/m <sup>2</sup> ),<br>10 °C | n      | K      | Força de Pico (KN),<br>10 °C | RT (MPa) | MR (MPa) |
|---|-------------------------------------|--------|--------|------------------------------|----------|----------|
| Mistura 1 (CAP 50/70 - 19,1 mm)                                       | 1827,08                             | -3,226 | 10615  | 1,97                         | 1,32     | 5752     |
| Mistura 2 (CAP 30/45 - 19,1 mm)                                       | 977,8                               | -4,832 | 93773  | 3,32                         | 2,56     | 9115     |
| Mistura 3 (ECOFLEX PAVE B - 19,1 mm)                                  | 1344,2                              | -4,326 | 118801 | 1,67                         | 1,27     | 3988     |
| Mistura 4 (GRECAFLEX 60/85 - 19,1 mm)                                 | 1424,1                              | -3,966 | 33654  | 2,53                         | 1,76     | 5635     |
| <b>BASTOS (2010)</b>  |                                     |        |        |                              |          |          |
| Mistura 5 (CAP 30/45, faixa B, sem geogrelha).                        | 1548,2                              | -1,9   | 11581  | 2,3                          | 0,83     | 10369,9  |
| Mistura 6 (CAP 30/45, faixa B, com camada de geogrelha de vidro).     | 1638,7                              | -2,74  | 2536   | 1,29                         | 0,71     | 9008     |
| Mistura 7 (CAP 30/45, faixa B, com camada de geogrelha de poliéster). | 1647,3                              | -3,18  | 5263,6 | 2,03                         | 0,74     | 7951,4   |
| <b>HIRSCH (2009)</b>  |                                     |        |        |                              |          |          |
| Mistura 5 (FLEX 65/90 - 19,1 mm)                                      | 1922,26                             | -4,034 | 4979,2 | 2,64                         | 1,47     | 2999     |
| Mistura 6 (FLEX B - 19,1 mm)  | 2009,93                             | -3,654 | 131,7  | 2,28                         | 1,49     | 2452     |
| Mistura 7 (CAP 30/45 - 12,7 mm)                                       | 753,89                              | -4,854 | 1118   | 3,52                         | 2,04     | 4179     |
| Mistura 8 (CAP 30/45 - 19,1 mm)                                       | 985,13                              | -4,27  | 227,59 | 3,43                         | 2,14     | 4664     |
| Mistura 9 (CAP 50/70 - 12,7 mm)                                       | 1638,85                             | -4,42  | 552,74 | 3,6                          | 1,64     | 3112     |
| Mistura 10 (CAP 50/70 - 19,1 mm)                                      | 2306,73                             | -4,556 | 691,03 | 3,13                         | 1,62     | 3512     |

**Dados para a correlação entre os resultados obtidos nos ensaios desta pesquisa com os encontrados por HIRSCH (2009)**

| <b>Misturas</b>                       | Gf (J/m <sup>2</sup> ),<br>10 °C | n      | K      | Força de<br>Pico (KN),<br>10 °C | Viscosidade<br>Brookfieldà<br>175°C | RT<br>(MPa) | MR<br>(MPa) | Penetração<br>( 100 g, 5 s, 25°C) |
|---------------------------------------|----------------------------------|--------|--------|---------------------------------|-------------------------------------|-------------|-------------|-----------------------------------|
| Mistura 1 (CAP 50/70 - 19,1 mm)       | 1827,08                          | -3,226 | 10615  | 1,97                            | 68                                  | 1,32        | 5752        | 63                                |
| Mistura 2 (CAP 30/45 - 19,1 mm)       | 977,8                            | -4,832 | 93773  | 3,32                            | 108                                 | 2,56        | 9115        | 34                                |
| Mistura 3 (ECOFLEX PAVE B - 19,1 mm)  | 1344,2                           | -4,326 | 118801 | 1,67                            | 1580                                | 1,27        | 3988        | 57                                |
| Mistura 4 (GRECAFLEX 60/85 - 19,1 mm) | 1424,1                           | -3,966 | 33654  | 2,53                            | 256                                 | 1,76        | 5635        | 54                                |
| <b>HIRSCH (2009)</b>                  |                                  |        |        |                                 |                                     |             |             |                                   |
| Mistura 5 (FLEX 65/90 - 19,1 mm)      | 1922,26                          | -4,034 | 4979,2 | 2,64                            | 344,05                              | 1,47        | 2999        | 57                                |
| Mistura 6 (FLEX B - 19,1 mm)          | 2009,93                          | -3,654 | 131,7  | 2,28                            | -                                   | 1,49        | 2452        | 69                                |
| Mistura 7 (CAP 30/45 - 12,7 mm)       | 753,89                           | -4,854 | 1118   | 3,52                            | -                                   | 2,04        | 4179        | 34                                |
| Mistura 8 (CAP 30/45 - 19,1 mm)       | 985,13                           | -4,27  | 227,59 | 3,43                            | -                                   | 2,14        | 4664        | 34                                |
| Mistura 9 (CAP 50/70 - 12,7 mm)       | 1638,85                          | -4,42  | 552,74 | 3,6                             | 82,5                                | 1,64        | 3112        | 43                                |
| Mistura 10 (CAP 50/70 - 19,1 mm)      | 2306,73                          | -4,556 | 691,03 | 3,13                            | 82,5                                | 1,62        | 3512        | 43                                |