

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

**APLICABILIDADE DE RESÍDUOS RECICLADOS DA
CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO COMO AGREGADOS EM
MISTURAS ASFÁLTICAS**

FERNEY QUIÑONES SINISTERRA

ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD -099 /14

BRASÍLIA / DF: SETEMBRO/2014

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

**APLICABILIDADE DE RESÍDUOS RECICLADOS DA CONSTRUÇÃO E
DEMOLIÇÃO COMO AGREGADOS EM MISTURAS ASFÁLTICAS**

FERNEY QUIÑONES SINISTERRA, MSc

Tese de Doutorado submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para obtenção do grau de Doutor.

Aprovada por:

Márcio Muniz de Farias, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)

Liedi Bariani Bernucci, DSc (USP)
(EXAMINADOR EXTERNO)

Silvia Caro Spinel, PhD (UNIANDES)
(EXAMINADOR EXTERNO)

José Camapum de Carvalho, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

Luis Fernando Martins Ribeiro, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

BRASÍLIA/DF, 22 de setembro de 2014.

FICHA CATALOGRÁFICA

QUIÑONES, FERNEY SINISTERRA

Aplicabilidade de resíduos reciclados da construção e demolição como agregados em misturas asfálticas [Distrito Federal] 2014

xii, 168 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2014)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil

- | | |
|------------------------|--|
| 1. Pavimentação | 2. Resíduo de construção e demolição |
| 3. Misturas Asfálticas | 4. Avaliação mecânica de misturas asfálticas |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

QUIÑONES, F.S. (2014). Aplicabilidade de resíduos reciclados da construção e demolição como agregados em misturas asfálticas. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-099/14, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 168 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Ferney Quiñones Sinisterra

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Aplicabilidade de resíduos reciclados da construção e demolição como agregados em misturas asfálticas

GRAU/ANO: Doutor/2014

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

Ferney Quiñones Sinisterra

Universidade de Brasília, Secretaria de coordenação de Pós-Graduação em Geotecnia
Campus Darcy Ribeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – Prédio SG-12
Universidade de Brasília
CEP 700.882.381-99 – Brasília/DF
SCLN 407 Bl. C 112 – Asa Norte
ferquisi@hotmail.com

DEDICATÓRIA

À Deus, por mais esta vitória, por ter me permitido realizar este sonho, pelo conforto e força concedida para me levantar e vencer todas as batalhas. Ele que em todos os momentos nunca me abandonou e com certeza nunca vai me desamparar em minha caminhada futura. Pai, amigo, companheiro de jornada, te agradeço por ter me proporcionado esta vitória, pois sem Ti, nada somos e nada podemos.

“O amor pequeno se mostra grandioso nas catástrofes; o amor grande se prova todos os dias nas coisas pequenas”. dedico este trabalho, aos meus pais Asteria e Wilfrido, e ao lado destes os meus queridos irmãos Milton, Edwin e Wilfrido.

“Aprender é a única coisa de que a mente nunca se cansa, nunca tem medo e nunca se arrepende.” (Leonardo da Vinci).

AGRADECIMENTOS

Aos meus queridos pais, Asteria e Wilfrido, que sempre me acompanharam e foram grandes incentivadores na realização dos meus sonhos: obrigado pela presença constante em minha vida.

Aos meus irmãos, Milton Edwin e Wilfrido, pela força e carinho que têm comigo – aspectos muito mais recebidos do que ofertados.

A todos os parentes maternos e paternos, que sempre me apoiaram e contribuíram para meu desenvolvimento pessoal e acadêmico.

A minha querida namorada Fernanda, agradeço pelo apoio, paciência e carinho, sempre me dando forças nos momentos difíceis.

Ao Professor Márcio Muniz de Farias, pela oportunidade ofertada, por ter sido meu mestre e orientador ao longo destes quatro anos, pela sua disponibilidade sempre integral, dedicação ao ensino e incontestável qualidade como pesquisador. Muito obrigado!

Aos professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação de Geotecnia (PPG) da Universidade de Brasília (UnB), que contribuíram para minha formação.

À equipe técnica do Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER), pertencente ao Laboratório de Infraestrutura (INFRALAB) da UnB – fundamental para a realização e o sucesso da presente pesquisa, e, em especial, ao Gilson Ferrari, que contribuiu para o sucesso de meus ensaios.

Aos professores Liedi Légi Bariani Bernuci e Edson de Moura, pela colaboração na utilização das instalações e equipamentos do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP) da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Poli/USP).

À Luiz Guilherme Rodrigues de Mello, Diretor de Infraestrutura Rodoviária do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), por acompanhar o desenvolvimento da pesquisa e ter se mostrado disposto a facilitar as informações técnicas necessárias durante as simulações numéricas.

À empresa Areia Bela Vista, por fornecer o resíduo de construção e demolição utilizado na presente pesquisa.

Durante a luta aqui travada, muitas pessoas passaram e acabaram fazendo parte da história que aqui poderá ser contada de agora em diante, e a estes – amigos e colegas – devoto meu agradecimento pelas verdadeiras demonstrações de amizade: Ivonne Gutierrez, Jaime Obando, Alejandro Rojas, Lorena Medina, Alex Narvaez, Alejandro Bonilla, Arthur Nnang, Juan Bastidas, Robinson G. Zuluaga, Janaina Lima e Marcus Vinicius Ribeiro.

Aos meus amigos e colegas de trabalho da Universidade do Tolima (Colombia), em especial, Jaime Corredor Arjona, Alberto Mejia Rengifo, Erika Archila, Hector Garcia, Carlos Kaffure e César Augusto Pantoja – sem vocês, não teria iniciado este sonho.

Ao apoio financeiro fomentado pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq).

À todos, o meu agradecimento!

RESUMO

Devido ao aumento nas atividades da construção civil, a grande quantidade de resíduos de construção e demolição tornou-se um problema social, econômico e ambiental. Por outro lado, a deposição de pneus usados é outro grande problema nas sociedades modernas. Neste contexto, o principal objetivo deste trabalho é investigar a aplicabilidade de agregados reciclados a partir de resíduos de construção e demolição (RCD) em conjunto com asfalto-borracha como materiais alternativos para serem usados em misturas asfálticas densas tipo Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ). Agregados calcários e ligante asfáltico convencional (CAP50/70) também foram testadas para fins de comparações de referência. O agregado calcário e o RCD reciclado foram inicialmente caracterizados por meio de ensaios laboratoriais convencionais, tais como granulometria, densidade, absorção, abrasão *Los Angeles* e índice de forma, além de identificação mineralógica utilizando difração de raios X. O CAP 50/70 e o asfalto-borracha foram caracterizados por meio de testes físicos, químicos e reológicos da metodologia Superpave. A compatibilidade entre agregados e ligantes foi verificada por meio de ensaios de adesividade, Cântabro e *Lottman* modificado ou dano por umidade induzida. As misturas asfálticas usinadas a quente foram dosadas de acordo com o método tradicional de Marshall. Foi dada ênfase nas mudanças do tamanho dos agregados, devido à quebra dos grãos durante a compactação para diferentes energias, teores de ligante e porcentagens de borracha no asfalto-borracha. As propriedades mecânicas das amostras compactadas de CBUQ foram determinadas utilizando ensaios de resistência à tração indireta, módulo de resiliência, fadiga, *creep* estático e simulação de tráfego de laboratório. Os parâmetros obtidos a partir desses ensaios foram usados para simular o comportamento de estruturas hipotéticas de pavimentos com o auxílio da última versão do programa prescrito pela AASHTO no *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG). Também foram realizadas avaliações econômicas dessas estruturas com o programa do Banco Mundial HDM-4, usando dados fornecidos pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) para a Rodovia Federal BR-020. Os resultados dos ensaios de compactação mostraram uma significativa quantidade de quebra dos grãos e apontam para a importância na escolha da distribuição granulométrica inicial dos agregados para a elaboração de misturas tipo CBUQ. No entanto, os resultados também mostraram o efeito positivo da associação com asfalto-borracha para a mitigação do problema da quebra dos grãos do RCD reciclado. Além disso, o uso de asfalto-borracha melhorou significativamente o desempenho das misturas contra a fadiga e deformação permanente. As simulações numéricas usando MEPDG

corroboraram os resultados anteriores, pois os melhores desempenhos foram associados com as estruturas de pavimento usando camadas de base de agregados de RCD e revestimento asfáltico tipo CBUQ feito com agregados de RCD além de asfalto-borracha. As avaliações econômicas também foram favoráveis para estas estruturas recicladas. Em resumo, os resultados são auspiciosos e apontam para os potenciais benefícios da utilização dos resíduos reciclados investigados como material alternativo em camadas de pavimentos. No entanto, o RCD utilizado nesta pesquisa foi de uma qualidade excepcionalmente boa, sendo composto principalmente de resíduos de concreto da demolição do antigo Estádio Mané Garrincha, em Brasília. Ademais alerta-se para a heterogeneidade dos resíduos de construção e demolição em geral e para as devidas considerações dos custos de transporte.

ABSTRACT

The large amount of residues from construction and demolition due to the increase in civil construction activities has become a social, economical and environmental problem. On the other hand the deposition of used tires is also a challenging problem in modern societies. In this context, the main objective of this thesis is to investigate the potential applicability of aggregates recycled from construction and demolition wastes (CDW) together with asphalt-rubber (AR) as alternative materials to be used in dense hot mix asphalts (HMA). Conventional calcareous aggregates and straight binders (CAP-50/70, penetration grade) were also tested for reference comparisons. The calcareous and CDW recycled aggregates were initially characterized by means of conventional laboratory tests, such as grain size distribution, specific gravity, absorption, Los Angeles abrasion and shape index, besides mineralogical identification using diffractometry of X-rays. The CAP-50/70 and AR binders were characterized by means of physical, chemical and Superpave rheological tests. The compatibility between aggregates and binders was verified using tests such as adhesivity, Cantabro and modified Lottman for humidity induced damage. Hot asphalt mixes were designed according to the traditional Marshall Dosage Method. Special attention was focused in the changes of aggregate size due to grain breakage during compaction at different energies and binder contents. The mechanical properties of compacted samples of the HMA were investigated using tests such as indirect tensile strength, resilience, fatigue, static creep and traffic simulation. The parameters obtained from these tests were used to simulate the behavior of hypothetical pavement structures with the aid the last version of the program prescribed by AASHTO in the Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG). Economical evaluations of these structures were also performed using the World Bank HDM-4 program and data provided by the Brazilian Transport Infrastructure Department (DNIT) for the BR-020 Federal Highway. The results of compaction tests showed a significant amount of grain breakage and prompts for special care in the choice of the initial aggregate size distribution for the HMA. However, the results also showed the positive effect of the association with asphalt-rubber for mitigation of the problem of grain breakage of CDW recycled aggregates. Besides, the use of AR greatly improved the performance of the mixes against fatigue and permanent deformation. The numerical simulations using MEPDG corroborated the above results as the best performances were associated with the pavement structures using base layers of CDW aggregates and surface courses of HMA made with CDW aggregates plus asphalt-rubber. The economical evaluations were also favorable for

these recycled structures. In summary, the results are auspicious and point to the potential benefits of using the investigated recycled residues as alternative material in pavement layers. However, the CDW used in this research was of an exceptionally good quality because it was composed mostly of concrete wastes from the demolition of the former Mané Garrincha Stadium, in Brasilia. Words of warning must be made concerning the heterogeneity of general construction and demolition wastes and proper analyses of the transportation costs should also be taken into account.

ÍNDICE

ÍNDICE	xi
ÍNDICE DE TABELAS	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS	xvi
CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVO GERAL.....	3
1.3 ETAPAS METODOLÓGICAS.....	3
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	3
CAPÍTULO 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 INTRODUÇÃO.....	5
2.2 SUSTENTABILIDADE.....	5
2.3 RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO	6
2.4 LEGISLAÇÃO	9
2.5 RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO APLICADOS À PAVIMENTAÇÃO	12
2.6 LIGANTE ASFÁLTICO	17
2.7 IMPACTO AMBIENTAL GERADO PELO DESCARTE DE PNEUS USADOS .	18
2.8 BORRACHA GRANULADA RECICLADA DE PNEUS USADOS	21
2.9 LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS COM BORRACHA	22
2.10 AVALIAÇÃO MECÂNICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS	23
2.11 DEFORMAÇÃO PERMANENTE	24
CAPÍTULO 3 MATERIAIS E MÉTODOS	26
3.1 INTRODUÇÃO.....	26
3.2 METODOLOGIA DA PESQUISA.....	26
3.3 CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS.....	28
3.3.1 RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO	29

3.3.2	AGREGADO CALCÁRIO DOLOMÍTICO.....	32
3.3.3	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	33
3.4	CARACTERIZAÇÃO DE LIGANTES ASFÁLTICOS.....	44
3.4.1	PRODUÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO MODIFICADO COM BORRACHA DE PNEUS USADOS.....	46
3.4.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	48
3.4.3	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA.....	55
3.4.4	CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA E AVALIAÇÃO SUPERPAVE	58
3.5	AFINIDADE LIGANTE ASFÁLTICO – AGREGADO.....	62
3.5.1	ENSAIO DE DANO POR UMIDADE INDUZIDA	62
3.5.2	ADESIVIDADE A LIGANTE BETUMINOSO	64
3.5.3	DESGASTE CÂNTABRO	65
3.6	AVALIAÇÃO DA QUEBRA DE GRÃOS	66
3.7	DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	69
3.8	PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	75
3.8.1	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	76
3.8.2	MÓDULO DE RESILIÊNCIA	77
3.8.3	ENSAIO DE FADIGA.....	78
3.8.4	CREEP ESTÁTICO	80
3.8.5	SIMULADOR DE TRÁFEGO DE LABORATÓRIO	81
CAPÍTULO 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....		84
4.1	INTRODUÇÃO.....	84
4.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS	84
4.2.1	CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS.....	84
4.2.2	CARACTERIZAÇÃO DOS LIGANTES ASFÁLTICOS.....	91
4.3	AFINIDADE LIGANTE ASFÁLTICO – AGREGADO.....	100
4.3.1	ENSAIOS DE DANO POR UMIDADE INDUZIDA.....	100

4.3.2	ADESIVIDADE ENTRE AGREGADO E O LIGANTE BETUMINOSO.....	103
4.3.3	DESGASTE CÂNTABRO	105
4.4	AValiação DA QUEBRA DOS GRÃOS.....	107
4.5	DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	114
4.6	PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	117
4.6.1	MÓDULO DE RESILIÊNCIA	117
4.6.2	TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	119
4.6.3	ENSAIO DE FADIGA.....	121
4.6.4	FLUÊNCIA ESTÁTICA.....	123
4.6.5	SIMULADOR DE TRÁFEGO DE LABORATÓRIO	125
CAPÍTULO 5	ANÁLISE EMPÍRICO-MECANÍSTICA E ECONÔMICA DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS	131
5.1	INTRODUÇÃO.....	131
5.2	DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE EMPÍRICO-MECANÍSTICA DOS PAVIMENTOS	132
5.2.1	METODOLOGIA	133
5.2.2	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	136
5.3	ANÁLISE ECONÔMICA COM O MODELO HDM-4	138
5.3.1	METODOLOGIA	138
5.3.2	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	142
CAPÍTULO 6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	145
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	152
	ANEXOS.....	164
	ANEXO I: DADOS DE ENTRADA PROGRAMA MEPDG.....	164
	ANEXO II: DADOS DE ENTRADA PROGRAMA HDM-4.....	168

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1	Quantidade total de RCD coletado no Brasil em 2011 e 2012.	9
Tabela 2.2	Produção da indústria Brasileira de Pneus 2006 a 2013.	19
Tabela 3.1	Faixa granulométrica para as misturas CBUQ faixa C Norma ES 031(DNIT, 2006).	34
Tabela 3.2	Determinação da graduação do material após análise granulométrica, segundo a Norma ME 086 (DNER 1994)	39
Tabela 3.3	Especificações para a borracha granulada empregada na obtenção dos asfaltos-borracha (ASTM D6114/97) e valores obtidos na borracha utilizada.	46
Tabela 3.4	Faixa granulométrica especificada para borracha granulada pelo ADOT e media da especificação ADOT utilizada na pesquisa	47
Tabela 3.5	Ensaio de caracterização física do CAP	49
Tabela 3.6	Ensaio caracterização reológica e avaliação SUPERPAVE	58
Tabela 3.7	Misturas avaliadas quanto à quebra de partículas de agregado (RCD)	67
Tabela 3.8	Combinações de misturas para dosagem com o Método Marshall.	70
Tabela 3.9	Especificações mistura asfáltica (Norma ES 031 (DNIT, 2006))	74
Tabela 3.10	Especificações mistura asfáltica - Vazios do Agregado Mineral (Norma ES 031 (DNIT, 2006)).	74
Tabela 4.1	Classificação do RCD segundo NBR 15116 (ABNT, 2004)	86
Tabela 4.2	Ensaio de caracterização de agregados calcários e RCD.	87
Tabela 4.3	Caracterização dos ligantes asfálticos CAP 50/70, asfalto borracha e especificações.	92

Tabela 4.4	Faixas de temperatura para as misturas e compactação dos CPs, obtidas do gráfico de viscosidade (Figura 4.6).	94
Tabela 4.5	Índices de suscetibilidade do CAP 50/70 e Asfalto borracha	95
Tabela 4.6	Eventos extraídos das curvas termogravimétricas do CAP 50/70	98
Tabela 4.7	Resultados do ensaio <i>Lottman</i> modificado.	101
Tabela 4.8	Valores obtidos no ensaio desgaste Cântabro.	105
Tabela 4.9	Índices de degradação após compactação Marshall sem e com asfalto ID_{ML} e ID_M e índice Marsal Bg das misturas elaboradas.	107
Tabela 4.10	Distribuição granulométrica das misturas.	114
Tabela 4.11	Dosagem Marshall, teor de ligante ótima para cada mistura e propriedades	115
Tabela 4.12	Valores de módulo de resiliência.	118
Tabela 4.13	Valores de resistência à tração por compressão diametral.	119
Tabela 4.14	Constantes experimentais das curvas e fadiga (Equação 4.1) das misturas asfálticas empregadas.	122
Tabela 4.15	Resultados de afundamento no ensaio de simulação de tráfego de laboratório.	126

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1	Diferentes usos de materiais reciclados em pavimentação (Petkovik <i>et al.</i> , 2004)	14
Figura 2.2	Representação do modelo de micelas de Yen (Leite, 1999)	18
Figura 2.3	Representação esquemática das deformações em misturas asfálticas (Sides <i>et al.</i> , 1985)	24
Figura 3.1	Esquema da metodologia de pesquisa.	27
Figura 3.2	Entulho gerado da demolição do Estádio Mané Garrincha. Pátio de armazenamento da empresa Areia Bela Vista.	29
Figura 3.3	Britador de mandíbulas da empresa Areia Bela Vista.	30
Figura 3.4	RCD após da britagem primaria.	30
Figura 3.5	Materiais contaminantes no RCD: a) madeira, b) plásticos, c) ferro.	31
Figura 3.6	Processo de britagem secundário.	31
Figura 3.7	Distribuição granulométrica de duas amostras do RCD após a britagem no laboratório de Geociências da UnB e limites CBUQ faixa C Norma ES 031(DNIT, 2006)	32
Figura 3.8	Processo de secagem e peneiramento dos RCD.	32
Figura 3.9	Agregado Calcário utilizado na pesquisa: a) Agregado graúdo, b) Agregado miúdo.	33
Figura 3.10	Processo de peneiramento dos RCD.	35
Figura 3.11	Densidade aparente do agregado graúdo, RCD e agregado calcário.	36
Figura 3.12	Frasco <i>Chapman</i> contendo o agregado miúdo.	37
Figura 3.13	Sequência do ensaio de massa específica real com o frasco <i>Le Chatelier</i>	38
Figura 3.14	Crivos de abertura circular utilizados para seleção das frações do material	40

Figura 3.15	Agregado sendo passado pelas lâminas do crivo redutor	40
Figura 3.16	Ensaio de resistência ao desgaste por abrasão Los Angeles.	41
Figura 3.17	Geometria da equação de Bragg (Guimarães, 1999).	43
Figura 3.18	Difratograma de raios-X do agregado calcário.	44
Figura 3.19	CAP: a) Estado viscoelástico na temperatura ambiente; (b) Estado líquido à alta temperatura	45
Figura 3.20	Borracha granulada reciclada de pneus usados.	47
Figura 3.21	Faixa granulométrica especificada para borracha granulada pelo ADOT e media da especificação ADOT utilizada na pesquisa.	47
Figura 3.22	a) Montagem e equipamento para produzir a mistura asfalto-borracha; b) processo de desvulcanização da borracha granulada durante o processo de fabricação de asfalto-borracha.	48
Figura 3.23	Equipamento utilizado no ensaio de penetração: a) amostra de CAP 50g; b) detalhe da penetração na amostra.	49
Figura 3.24	Ensaio do ponto de amolecimento.	50
Figura 3.25	Ensaio de ductilidade.	52
Figura 3.26	Equipamento para determinação do ponto de fulgor - vaso aberto de Cleveland a) Recipiente padrão utilizado para o ensaio; b) ensaio em andamento.	53
Figura 3.27	Medidas feitas para determinação da densidade de ligantes asfálticos (Souza, 2010)	53
Figura 3.28	Ensaio de determinação densidade de material betuminoso em andamento	54
Figura 3.29	Ensaio de recuperação elástica.	55
Figura 3.30	Absorção espectroscópica dos componentes de um asfalto (Torres, 2000).	56

Figura 3.31	Espectroscopia no infravermelho a) Espectrômetro Varian modelo 640-IR, b) Espectro.	56
Figura 3.32	Equipamento do ensaio de TGA: a) Amostras avaliadas b) e c) Equipamento utilizado nas análises termogravimétricas.	57
Figura 3.33	Aparato utilizado no ensaio de viscosidade Brookfield: a) viscosímetro rotacional Brookfield com controle de temperatura acoplado, b) coleta da amostra 8,0g de CAP, c) <i>spindle</i> e acessórios de acople.	59
Figura 3.34	Esquema do ensaio de DSR (Silva, 2011).	60
Figura 3.35	Amostras e procedimentos realizados no ensaio de envelhecimento: a) Frascos com amostras antes do envelhecimento; b) Estufa RTFOT; c) Amostras na prateleira da estufa; d) amostra após o ensaio.	61
Figura 3.36	Ensaio de dano por umidade induzida-Lottman modificado.	63
Figura 3.37	Ensaio de adesividade. a) agregado reciclado e ligante asfáltico (CAP 50/70); b) agregado calcário e ligante asfáltico (CAP 50/70).	64
Figura 3.38	Desgaste Cântabro a) Equipamento de abrasão <i>Los Angeles</i> utilizado para o ensaio de desgaste Cântabro; b) Corpos de prova depois do ensaio.	66
Figura 3.39	Corpos de prova das misturas estudadas e processo do ensaio de extração de ligante asfáltico para fazer a determinação da quebra.	67
Figura 3.40	Ensaio Rice de determinação da densidade máxima de misturas não compactadas.	72
Figura 3.41	Massas consideradas para o cálculo da <i>Gmm</i> (Bernucci <i>et al</i> , 2006)	73
Figura 3.42	Procedimento ensaio de dosagem Marshall: a) secagem do agregado; b) e c) Elaboração mecânica da mistura asfáltica; d) Compactação de corpos de prova; e) e f) corpos de prova compactados; g) corpos em banho Maria 60°C; h) Determinação estabilidade e fluência Marshall.	75
Figura 3.43	Esquema do ensaio de compressão diametral (Bernucci <i>et al</i> , 2006)	76

Figura 3.44	Equipamento para ensaio de resistência à tração por compressão diametral-RT	77
Figura 3.45	Equipamento para ensaio de Módulo de Resiliência: a) Visão geral; b) Detalhe do corpo de prova e LVDT	78
Figura 3.46	Ensaio de fadiga em andamento	80
Figura 3.47	Ensaio creep estático	81
Figura 3.48	Gráfico de calculo de deformações permanente de duas placas no ensaio de simulador de trafego do LCPC	82
Figura 3.49	Mesa compactadora e simulador de tráfego LCPC para ensaios de deformação permanente em laboratório.	83
Figura 4.1	Materiais constituintes dos Resíduos da demolição do estádio Mané Garrincha (Brasília).	85
Figura 4.2	Materiais componentes do RCD	86
Figura 4.3	Análise mineralógica por difração de raios X (DRX) no filer do RCD.	89
Figura 4.4	Análise mineralógica por difração de raios X (DRX) na fracção miúda do RCD	90
Figura 4.5	Análise mineralógica por difração de raios X (DRX) no agregado calcário	90
Figura 4.6	Curvas de susceptibilidade térmica CAP 50/70 e asfalto-borracha	94
Figura 4.7	Módulo complexo (G^*) versus Temperatura de CAP 50/70 mudando a porcentagem de borracha.	96
Figura 4.8	$G^*/\sin\delta$ versus Temperatura de CAP 50/70 variando a porcentagem de borracha.	96
Figura 4.9	Infravermelho dos ligantes asfálticos estudados antes e após o envelhecimento	97
Figura 4.10	Curva termogravimétrica do CAP 50/70	98
Figura 4.11	Curva termogravimétrica do asfalto borracha	99
Figura 4.12	Resultados gráficos do ensaio <i>Lottman</i> modificado.	101

Figura 4.13	Resultados ensaio de adesividade ligante asfáltico-agregado graúdo: a) Agregado calcário e CAP 50/70; b) Agregado reciclado RCD e CAP 50/70; c) Agregado calcário e asfalto borracha; d) Agregado reciclado RCD e asfalto borracha.	103
Figura 4.14	Resultados ensaio de adesividade ligante asfáltico-agregado graúdo. Detalhes de adesividade segundo o tipo de material no RCD: a) Pétreo; b) Concreto; c) Cerâmica vermelha; d) Cerâmica branca.	105
Figura 4.15	Valores obtidos no ensaio desgaste Cântabro	106
Figura 4.16	Índices de degradação Marshall das misturas elaboradas.	108
Figura 4.17	RCD com graduação CBUQ, 0% CAP para 35, 50 e 75 golpes por face.	109
Figura 4.18	RCD com graduação CBUQ, 6% CAP para 35, 50 e 75 golpes por face.	109
Figura 4.19	RCD com graduação CBUQ, 6%CAP e 10% de Borracha para 35, 50 e 75 golpes por face.	110
Figura 4.20	RCD com graduação CBUQ, 6%CAP e 20% de Borracha para 35, 50 e 75 golpes por face	111
Figura 4.21	RCD com graduação CBUQ 50 golpes por face, avaliando as curvas 0% CAP, 6% CAP, 6% CAP (10% Borracha), 6% CAP (20% Borracha).	112
Figura 4.22	RCD com graduação CBUQ 75 golpes por face, avaliando as curvas 0% CAP, 6% CAP, 6% CAP (10% Borracha), 6% CAP (20% Borracha).	112
Figura 4.23	Quebra de partículas após compactação Marshall	113
Figura 4.24	Curvas comparativas dosagem Marshall.	116
Figura 4.25	Valores de módulo de resiliência.	118
Figura 4.26	Valores de resistência à tração por compressão diametral	120
Figura 4.27	Curvas da vida de fadiga das misturas estudadas	122

Figura 4.28	Ensaio de fluência para amostras elaboradas com CAP 50/70, RCD e agregado calcário.	123
Figura 4.29	.Comportamento das misturas estudadas frente ao deslocamento antes e após o descarregamento.	124
Figura 4.30	.Resultados de afundamento no ensaio de simulação de tráfego de laboratório.	125
Figura 4.31	Afundamento de trilha de roda em misturas asfálticas no ensaio de simulação de tráfego de laboratório: a) RCD-CAP 50/70; b) Calcário-CAP 50/70; c) RCD-Asfalto Borracha; d) Calcário-Asfalto Borracha.	127
Figura 4.32	Amostra para determinação de índice de quebra após ensaio de simulação de tráfego de laboratório.	128
Figura 4.33	Curvas granulométricas das amostras de misturas asfálticas (Figura 4.32) após ensaio de simulação de tráfego de laboratório.	129
Figura 4.34	Índice de quebra das amostras de misturas asfálticas (Figura 4.32) após o ensaio de simulação de tráfego de laboratório	129
Figura 5.1	Estruturas avaliadas na análise empírico-mecanística e econômica de pavimentos.	131
Figura 5.2	Rodovia federal BR-020/DF	132
Figura 5.3	Software MEPDG, aquisição de dados, parâmetros de análise.	134
Figura 5.4	Software MEPDG, aquisição de dados, tráfego.	134
Figura 5.5	Software MEPDG, aquisição de dados, estrutura de pavimento.	135
Figura 5.6	Software MEPDG, forma de apresentação de resultados, IRI	135
Figura 5.7	Software MEPDG, forma de apresentação de resultados, deformação permanente.	135
Figura 5.8	Resultados da análise empírico-mecanística software MEPDG, deformação permanente no revestimento asfáltico.	136

Figura 5.9	Resultados análise empírico-mecanística software MEPDG, deformação permanente total da estrutura de pavimento.	137
Figura 5.10	Resultados análise empírico-mecanística software MEPDG, Índice de Irregularidade Internacional (IRI).	137
Figura 5.11	Software HDM-4, aquisição de dados, configuração.	139
Figura 5.12	Software HDM-4, aquisição de dados, redes de rodovias BR-020/DF	140
Figura 5.13	Software HDM-4, aquisição de dados, tráfego veicular.	140
Figura 5.14	Software HDM-4, aquisição de dados: construção de estruturas de pavimento,	141
Figura 5.15	Software HDM-4, forma de apresentação de resultados, informes gerais.	141
Figura 5.16	Software HDM-4, forma de apresentação de resultados, resumo da análise econômica.	142
Figura 5.17	Resultados análise empírico-mecanística software HDM-4, diminuição de custos dos usuários da rodovia e poupança em custos na manutenção de veículos.	143
Figura 5.18	Resultados análise empírico-mecanística software HDM-4, valor presente líquido.	144

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

<i>a</i>	Absorção
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AFNOR	Association Française de Normalisation
ANOVA	Análise de Variância
ANP	Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis
ARC	Agregado de resíduo de concreto
ARM	Agregado de resíduo misto
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAP	Concreto asfáltico de petróleo
CBR	Índice de Suporte Califórnia
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
Ceftru	Centro de Formação de Recursos Humanos em Transportes
cm	Centímetro
cm ²	Centímetro quadrado
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CP	Corpo de prova
DETRAN	Departamento Estadual de Trânsito
DF	Distrito Federal
DMM	Massa específica máxima medida
DMT	Massa específica máxima teórica
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DRX	Difração de raios X
DSR	Dynamic Shear Rheometer
EM	Especificação de Material

EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
ES	Especificação de Serviço
<i>et al.</i>	e outros
g	Gramas
H	Hora
ID _p	Índice de degradação por compactação Proctor
	Índice de degradação por compactação Marshall sem
ID _M	asfalto
	Índice de degradação por compactação Marshall
ID _{ML}	com asfalto
kgf	Quilograma força
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LER	Laboratório de Engenharia Rodoviária
LVDT	Linear Variable Differential Transducer
ME	Método de Ensaio
ml	Mililitros
mm	Milímetros
mm/min	Milímetros por minuto
MR	Módulo de Resiliência
N	Vida de Fadiga
NBR	Norma Brasileira
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
ONU	Organização das Nações Unidas
PVC	Poli cloreto de vinila
RBV	Relação betume-vazios
RCD	Resíduo de construção e demolição
RT	Resistência à Tração
RTFOT	Rolling Thin Film Oven Test
rpm	Revoluções por minuto
Sp	spindle
SHRP	Strategic Highway Research Program
SSS	Agregado na condição Saturada Superfície Seca
Superpave	Superior Performing Asphalt Pavements

TG	Termogravimetria
UnB	Universidade de Brasília
USP	Universidade de São Paulo
VAM	Vazios de agregado mineral
VCB	Vazios cheios de betume
V _v	Volume de vazios

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A produção de resíduos de construção e demolição (RCD) é intensa em muitas cidades brasileiras devido aos fortes investimentos destinados à indústria da construção. A geração em larga escala dos referidos resíduos constitui-se motivo de preocupação devido ao fato de que a presença destes ocasiona problemas principalmente de ordem ambiental. Os RCD podem ser transformados em agregados reciclados e utilizados em obras de pavimentação, tanto como material de sub-base e base, quanto em agregados para misturas asfálticas. As vantagens obtidas no emprego destes resíduos em camadas de pavimentos são muitas, como, por exemplo, a conservação das jazidas naturais e a diminuição nos custos das obras.

Outro material que atualmente se configura como um problema ambiental são os resíduos de borracha de pneus de veículos. Em vários países, a borracha é utilizada como modificador de ligantes asfálticos (asfalto borracha) em misturas asfálticas em conjunto com os agregados convencionais.

Neste contexto, têm sido realizados vários estudos com o objetivo de aumentar o conhecimento do comportamento dos resíduos em questão, e, assim, diminuir as dificuldades do processo de reciclagem para garantir a sustentabilidade do setor construtivo. Logo, a presente pesquisa torna-se relevante ao apresentar como proposta a avaliação das características e do desempenho mecânico dos agregados reciclados procedentes do RCD em misturas asfálticas. Ao mesmo tempo, propõe-se uma análise comparativa entre tais agregados e os agregados convencionais utilizados nas misturas asfálticas, além de avaliar os efeitos da adição de borracha nas propriedades do ligante asfáltico.

No Brasil e na América Latina, a reciclagem de resíduos ainda é incipiente, apesar do avanço do número de obras no ramo da construção civil e da escassez de agregados naturais próximos dos grandes centros urbanos. A diferença na porcentagem da reciclagem se dá em função da disponibilidade de recursos naturais, da situação econômica e tecnológica de cada nação, das

densidades populacionais existentes e da distância de transporte entre a obra e os materiais naturais.

O Brasil precisa conhecer e empregar novas tecnologias que permitam melhorar a infraestrutura rodoviária urbana e rural para baixos volumes de tráfego. Neste sentido, os RCD poderiam ser convertidos em agregados reciclados e a borracha dos pneus poderia servir como modificador de ligantes asfálticos para fins de pavimentação. É importante destacar que tais materiais só podem ser utilizados quando determinados experimentalmente suas características físicas, químicas, reológicas e seu comportamento mecânico.

Segundo a estimativa da Associação das Empresas de Coleta de Entulho (AECER), 70% dos Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) gerados no Distrito Federal (DF) são constituídos por RCD, cuja produção é de 6.000 toneladas/dia (Farias, 2009).

Além da preocupação pela geração de resíduos de construção civil, tem-se o fato de que a exploração indiscriminada dos recursos naturais provocou a diminuição dos mesmos e gerou uma rápida deterioração das jazidas em seu entorno, obrigando a exploração de novas fontes de materiais. Logo, a utilização de materiais alternativos teria influência em dois aspectos, a saber: o primeiro, de caráter ambiental, visando resolver o problema de escassez de matérias primas e de disposição dos resíduos sólidos; e, o segundo, de caráter econômico, uma vez que o material reciclado é mais barato e seu uso reduz os gastos municipais com despejos irregulares de rejeito (BIO, 2004; Leite, *et al.*, 2007).

No Brasil, a região do Distrito Federal apresenta escassez de materiais adequados para utilização em estruturas de pavimento. As jazidas de cascalho tradicionalmente utilizadas para base rodoviária encontram-se hoje em fase de exaustão. Há também a escassez de britas de qualidade que possam ser utilizadas como agregados para as camadas de base, sub-base ou para as misturas asfálticas dos revestimentos (Farias, 2009).

A tendência para o uso racional e sustentável dos resíduos de construção civil é promissora. Sendo assim, é importante ressaltar que em alguns centros acadêmicos, novas pesquisas em diversas áreas de conhecimento tem sido conduzidas, entre as quais, vale destacar o uso de RCD em coberturas e sistemas de drenagem de aterros de resíduos (Barbosa *et al.*, 2008), estacas de compactação para melhoramento de solos (Araújo Jr. *et al.*, 2010), agregado graúdo em estaca de compactação (Medeiros Jr. *et al.*, 2010), material de aterro em muros reforçados com geossintéticos (Palmeira, 2010), entre outros.

1.2 OBJETIVO GERAL

A presente pesquisa teve como objetivo verificar a aplicabilidade, de acordo com os padrões das normas brasileiras e internacionais, de resíduos de construção civil e demolição (RCD) como agregados alternativos em misturas asfálticas densas tipo Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ), fazendo uso de ligante convencional (CAP50/70) e ligante modificado com borracha (asfalto-borracha).

1.3 ETAPAS METODOLÓGICAS

A pesquisa pretendeu verificar o comportamento mecânico das misturas supramencionadas, além de avaliar a viabilidade econômica e técnica e conduzir um dimensionamento empírico-mecânico de uma estrutura, mediante o emprego de modelação numérica. Para tanto, foram realizadas as seguintes etapas de trabalho:

- a) Caracterização dos agregados (calcário e RCD) e ligantes asfálticos (CAP 50/70 e asfalto borracha) utilizados na pesquisa;
- b) Determinação da dosagem com melhor comportamento das misturas asfálticas avaliadas;
- c) Avaliação do índice de quebra dos agregados, e a variação da curva granulométrica após o processo de compactação Marshall;
- d) Avaliação do desempenho mecânico das mistura asfáltica;
- e) Procedimento do dimensionamento de estruturas de um pavimento com o auxílio do programa MEPDG, utilizando os dados obtidos experimentalmente;
- f) Realização da análise econômica comparativa entre pavimentos com revestimento asfáltico convencional (agregado calcário e CAP 50/70) e revestimentos com materiais reciclados (RCD e CAP 50/70; RCD e asfalto borracha; calcário e asfalto borracha), empregando o modelo HDM-4;

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente estudo foi estruturado nos capítulos que se seguem:

Capítulo 1 - Introdução

Apresenta um breve histórico do tema, os objetivos e etapas metodológicas para o desenvolvimento da pesquisa.

Capítulo 2 - Revisão Bibliográfica

Tem-se os aspectos teóricos relacionados com RCD aplicados à pavimentação, ligantes asfálticos modificados com borracha, quebra de partículas, análise numérica e econômica, propiciando ao leitor familiarizar-se com o tema, bem como o introduzindo em relação aos conceitos básicos para a compreensão do trabalho. Também foram abordados os ensaios necessários para a caracterização de todos os materiais envolvidos e os principais ensaios de caracterização mecânica das misturas.

Capítulo 3 – Materiais e Métodos

O capítulo refere-se aos conceitos e critérios utilizados no planejamento e na execução dos ensaios de laboratório, especificando-se os materiais e os aparelhos utilizados, e fazendo-se referências às normas regulamentadoras dos mesmos. Os ensaios são ilustrados com fotografias e têm seus funcionamentos descritos.

Capítulo 4 - Apresentação e Análise de resultados

Apresenta e discute os resultados obtidos nas campanhas laboratoriais. Estes são analisados e comparados com parâmetros estabelecidos em normas e trabalhos técnicos.

Capítulo 5 - Análise empírico-mecanística e econômica dos pavimentos

Têm-se os resultados da análise empírico-mecanística e econômica realizada com os *softwares* MEPDG e HDM-4, onde as características empregadas na simulação dos revestimentos utilizados nas estruturas de pavimento avaliadas foram os resultados obtidos na pesquisa.

Capítulo 6 - Conclusões e sugestões para pesquisas futuras

Refere-se às conclusões obtidas a partir dos dados obtidos nos ensaios de laboratório, além de sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo consiste na apresentação de tópicos relacionados aos impactos ambientais e econômicos gerados pelos resíduos de construção e demolição (RCD), à normativa, ao passivo ambiental gerado pelo descarte de pneus, aos benefícios da incorporação de borracha às misturas, e à avaliação mecânica de misturas asfálticas, visando possibilitar uma melhor compreensão conceitual da metodologia utilizada na pesquisa aqui empreendida. Tem-se ainda a abordagem da questão histórica da utilização e pesquisa dos referidos materiais.

2.2 SUSTENTABILIDADE

Na década dos 1970 começaram a surgir críticas sobre os efeitos prejudiciais ao meio ambiente decorrente da atividade industrial e do crescimento econômico, nascendo as primeiras reflexões sobre a questão ambiental. Em 1972, foi publicado pelo clube de Roma um informe denominado *Limites do Crescimento*, com o objetivo de alertar a humanidade para a necessidade de maior prudência nos seus estilos de desenvolvimento. Neste foi destacado que se as taxas de crescimento demográfico e econômico continuassem no ritmo que se encontravam, o mundo poderia vivenciar uma escassez e o esgotamento dos recursos naturais não renováveis, entre os quais, o petróleo (Bayardino, 2004).

Em 1987, o relatório *Nosso Futuro Comum*, da Comissão Brundtland, propôs a integração dos conceitos “meio ambiente” e “desenvolvimento” com o intuito de alcançar o desenvolvimento sustentável, entendido como ação que atende às necessidades do presente sem comprometer a possibilidade das gerações futuras atenderem às suas próprias necessidades.

Em 1992, realizou-se no Rio de Janeiro a Conferência da Organização das Nações Unidas (ONU) sobre o Meio Ambiente e Desenvolvimento, com a participação de 170 países, tendo como objetivos principais: recomendar medidas a serem tomadas, nacional e internacionalmente, referentes à proteção ambiental através de uma política de desenvolvimento sustentado; promover o aperfeiçoamento da legislação ambiental

internacional; examinar estratégias de promoção do desenvolvimento sustentável e da eliminação da pobreza nos países em desenvolvimento, entre outros.

Na referida Conferência, reconheceu-se a insustentabilidade do modelo de desenvolvimento então vigente. O desenvolvimento sustentável foi, então, visto como o novo modelo a ser buscado. Nesta foi definido um plano de ação para o meio ambiente e o desenvolvimento no século XXI denominado *Agenda 21*.

A fim de minimizar a questão da falta de cuidado com o meio ambiente, a sociedade precisa educar suas ações e estabelecer limites de consumo, o que não envolve apenas os consumidores, mas também as empresas – que devem desenvolver produtos ecologicamente corretos, com base em materiais e processos que não agridam o meio ambiente. Tal fato terá influência direta na economia de algumas empresas, que poderão ter seus lucros reduzidos em nome da conservação ambiental (Guaintolini 2010).

O desenvolvimento sustentável não deve ser apenas econômico; é necessário planejar ações e programas (governamentais ou não) que levem em conta a sustentabilidade econômica, ambiental e social. No caminho para a sustentabilidade, é importante observar e mudar algumas atitudes em relação a alguns aspectos, tais como: utilizar conscientemente os recursos naturais do planeta; melhorar a distribuição de renda; oferecer mais empregos e diminuir as diferenças sociais; e, promover uma melhor distribuição e crescimento ordenado da população das cidades (Guaintolini, 2010).

Outro conceito de sustentabilidade igualmente importante é apresentado por Manzini & Vezzolli (2005) e refere-se às condições sistêmicas, onde, em nível regional e planetário, as atividades humanas não devem interferir nos ciclos naturais com base em tudo o que a resiliência do planeta permite e, ao mesmo tempo, não devem empobrecer seu capital natural, que será transmitido às gerações futuras.

2.3 RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

A Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) nº 307, de 05 de julho de 2002, define os resíduos da construção civil como aqueles provenientes de construções, reformas, reparos, demolições de obras de construção civil, e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas, madeiras e compensados, forros, argamassa, gesso, telhas,

pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica etc., comumente chamados de entulhos de obras, caliça ou metralha.

Quando o entulho de obra é destinado para obras de pavimentação (para a execução de camadas de reforço do subleito, sub-base ou base mista), têm-se algumas restrições que devem ser observadas, fazendo-se a utilização dos resíduos provenientes de construções, reformas, reparos ou demolições de obras de construção civil, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, rocha, argamassas, telhas, pavimentos asfálticos, etc., devendo ser evitada a presença de solos, madeiras, vidros, plásticos, gessos, forros, tubulações, fiações elétricas e papéis ou quaisquer materiais orgânicos ou não inertes (PMSP/SP.ETS-001, 2003).

A Associação Brasileira de Normas técnicas (ABNT) por meio da NBR 10004 (ABNT, 2004), apresenta as classificações dos resíduos sólidos. Segundo esta Norma, os resíduos da construção civil “próprios para uso” estariam classificados como Resíduos Classe II B Inertes. Para melhor entendimento, tem-se a classificação do resíduo conforme se segue:

Classe I Perigosos: são aqueles que, em função de suas propriedades físicas, químicas e infectocontagiosas, podem apresentar periculosidade real ou potencial à saúde pública ou ao meio ambiente. Os resíduos desta classe são característicos por serem ainda inflamáveis, corrosivos, reativos, tóxicos ou patogênicos;

Classe II Não perigosos. Estes se dividem em:

Classe II A Não inertes: são aqueles que não se enquadram nas classes I e II B;

Classe II B Inertes: são aqueles que, ensaiados segundo o teste de solubilidade da Norma NBR 10006 (ABNT, 2004), não apresentam concentrações superiores aos padrões de potabilidade da água, excetuando-se os padrões de cor, turbidez, sabor e aspecto.

Em cumprimento da NBR 10004 (ABNT, 2004), que classifica de forma geral qualquer resíduo sólido, a Resolução CONAMA nº 307 (2002) classifica os resíduos da construção civil da seguinte forma:

Classe A - são os resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados, tais como:

- De construção, demolição, reformas e reparos de pavimentação e de outras obras de infraestrutura, inclusive solos provenientes de terraplanagem.

- De construção, demolição, reformas e reparos de edificações: componentes cerâmicos (tijolos, blocos, telhas, placas de revestimento etc.), argamassa e concreto.
- De processo de fabricação e/ou demolição de peças pré-moldadas em concreto (blocos, tubos, meios-fios etc.) produzidas nos canteiros de obras.

Classe B - são os resíduos recicláveis para outras destinações, tais como: plásticos, papel/papelão, metais, vidros, madeiras e gesso (este último foi acrescentado pela Resolução CONAMA nº 431(2011) e retirado da Classe C).

Classe C - são os resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam a sua reciclagem/recuperação.

Classe D - são os resíduos perigosos oriundos do processo de construção, tais como: tintas, solventes, óleos e outros, ou aqueles contaminados oriundos de demolições, reformas e reparos de clínicas radiológicas, instalações industriais, entre outros.

Vale ressaltar que a partir de 16 de agosto de 2004, a Resolução CONAMA nº 348 retifica o art. 3º, item IV, da Resolução CONAMA nº 307 (2002), passando a incluir o amianto na classe de resíduos perigosos (Classe D).

O crescimento da construção civil acompanha o desenvolvimento do País, mas tal atividade é grande geradora de resíduos. Neste sentido, o CONAMA, com a finalidade de dividir as responsabilidades, apresentou a Resolução nº 307 (2002), que responsabiliza o gerador de resíduos pelo seu destino. Assim, passou a ser interesse não somente do Estado, mas também das empresas construtoras, a avaliação da disposição e reutilização dos RCD em novas obras.

Os RCD são de responsabilidade do gerador dos mesmos. De modo geral, os Municípios coletam tais resíduos de obras sob sua responsabilidade e aqueles lançados em logradouros públicos. Mesmo não representando o total de RCD gerados pelos Municípios, esta parcela é a única que possui registros confiáveis e, portanto, é a que integra a pesquisa municipal realizada anualmente pela Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais (ABRELPE), apresentada na Tabela 2.1, a seguir. A comparação entre os dados de RCD entre os anos 2011 e 2012 resulta na constatação de um aumento de mais de 5% na quantidade coletada.

Tabela 2.1 Quantidade total de RCD coletado no Brasil em 2011 e 2012

Região	2011	2012		
	RCD Coletado (t/dia)/ Índice (kg/hab./dia)	População Urbana (hab.)	RCD Coletado (t/dia)	Índice (kg/hab./dia)
Norte	3.903 / 0,330	12.010.233	4.095	0,341
Nordeste	19.643 / 0,502	39.477.754	20.932	0,530
Centro-Oeste	12.231 / 0,966	12.829.644	12.829	1,000
Sudeste	55.817 / 0,742	75.812.738	59.100	0,780
Sul	14.955 / 0,638	23.583.048	15.292	0,648
BRASIL	106.549 / 0,656	163.713.417	112.248	0,686

Fonte: ABRELPE (2012)

Segundo o ABRELPE, o Distrito Federal encontra-se na região com maior quantidade de RCD coletado no Brasil por habitante e por dia, nos últimos anos.

Em novas construções, os resíduos são gerados a partir das perdas físicas provenientes dos processos construtivos de transporte, recebimento e estocagem (Pontes, 2007). Procedimentos produtivos não eficientes e ultrapassados, como, por exemplo, quebra de placas cerâmicas ou de concreto, ou mesmo o consumo indiscriminado de materiais, são fatores que terminam por gerar impactos ambientais (Roth & Garcias, 2009).

O desenvolvimento de técnicas construtivas mais sustentáveis interfere na quantidade de resíduos gerados por novas construções. Em novas edificações, a geração de resíduos no Brasil é de 300 kg/m², ou seja, cerca de três vezes mais em relação aos países desenvolvidos, que é de apenas 100 kg/m² (Mariano, 2008).

2.4 LEGISLAÇÃO

Ao falar das legislações internacionais para a utilização de RCD, a primeira normativa se deu na União Europeia (UE) em 1975, com a regulamentação dos resíduos em geral (Diretiva 75/442, do Conselho Econômico Europeu). Tal legislação garantia a eliminação dos resíduos que causassem riscos à saúde da população e do *habitat* natural, além de estimular a reutilização de resíduos, com o intuito de preservar a natureza (Mália, 2010).

Em 1991, foi publicada a Diretiva 91/156/CEE (Comunidade dos Estados Europeus), que complementa a primeira Diretiva de 1975, visando prevenir a geração dos resíduos, assegurar que cada Estado-membro se tornasse autossuficiente no concernente à eliminação dos resíduos, além dos objetivos previstos na primeira diretiva (Mália, 2010).

Na Holanda, a regulamentação para que os agregados reciclados fossem utilizados como pavimentos foi publicada em 1995, na *Standard Road Specifications* (RAW). A Itália segue a *UNI Standard 10006*, e, no Reino Unido, as especificações dos materiais encontram-se no documento *Specification for Highway Works*. Na Austrália, a qualidade dos resíduos reciclados é regulada por *Guidelines for Recycled Buildings Materials* (Hendriks & Janssen, 2001; Poon, 1997).

Ainda conforme as diretivas europeias sobre a política dos resíduos, foi publicada em 2008, a Diretiva 2008/98/EC (OJEU, 2014), que aponta os seguintes aspectos:

- Minimizar o impacto negativo da produção e gestão de resíduos na saúde humana e no ambiente; harmonizar a legislação ao nível europeu, esclarecendo as definições utilizadas, bem como a distinção entre a valorização e a eliminação, entre o resíduo e o não resíduo; reduzir a utilização de recursos e propiciar a aplicação prática da hierarquia de gestão de resíduos;
- Prevenir a geração de resíduos, constituindo-se em primeira necessidade, e promover a reutilização e reciclagem, que deverá ter prioridade em relação à valorização energética dos resíduos.

Com a publicação da Diretiva 2008/98/EC, tem-se uma mudança da política, que, inicialmente, tinha por base a eliminação de resíduos, beneficiando, posteriormente, a utilização destes no processo de reciclagem, visando diminuir a exploração dos recursos da natureza.

No Reino Unido, em 2008, foi publicada uma nova regulamentação, onde os planos de gestão de resíduos da construção civil são obrigatórios na obra para todos os projetos de construção que custem mais de € 318.520,81. Já em Lisboa (Portugal), o Decreto-Lei n° 46/2008 exige que seja estimada a quantidade de resíduos produzidos na obra e, além disso, a quantidade de RCD deverá ser dividida por fluxo específico de resíduos, identificando-os segundo o código da Lista Europeia de Resíduos (LER) (Macedo, 2008).

A legislação brasileira sempre se preocupou com as questões relacionadas à conservação da floresta, à preservação de espécies nativas, entre outros aspectos. Foi a Constituição Federal (CF) de 1988 o primeiro instrumento que tratou dos resíduos sólidos, em seu art. 30, ao estabelecer como competência do Município organizar a disposição dos resíduos. Somente quando da Resolução CONAMA n° 307 (2002), é que Brasil passou a ter um dispositivo legal para tratar as questões específicas dos RCD – um passo importante no sentido de programar alternativas para reduzir os impactos ambientais ocasionados por aquele tipo de resíduos.

A Lei nº 12.305, de 02 de agosto de 2010, referente à Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), estabelece a existência de um plano municipal de gestão de resíduos sólidos a ser criado e implementado por todos os Municípios, salvo algumas exceções. Os principais itens contemplados são:

A Lei 12.305 de 2 de agosto de 2010 da Política Nacional de Resíduos Sólidos estabelece a existência de um plano municipal de gestão de resíduos sólidos a ser criado e implementado por todos os municípios, salvo algumas exceções. O plano deve ter:

- Diagnóstico da situação dos resíduos sólidos gerados no respectivo território, contendo a origem, o volume, a caracterização dos resíduos e as formas de destinação e disposição final adotada;
- Identificação de áreas favoráveis para disposição final ambientalmente adequada de rejeitos, observando o Plano Diretor de que trata o numeral 1º do art. 182 da CF de 1988, e o zoneamento ambiental, se houver;
- Identificação das possibilidades de implantação de soluções consorciadas ou compartilhadas com outros Municípios, considerando, nos critérios de economia de escala, a proximidade dos locais estabelecidos e as formas de prevenção dos riscos ambientais;
- Identificação dos resíduos sólidos e dos geradores sujeitos ao plano de gerenciamento específico nos termos do art. 20 ou ao sistema de logística reversa na forma do art. 33, observadas as disposições do ditame supramencionado e de seu regulamento, bem como as normas estabelecidas pelos órgãos do Sistema Nacional do Meio Ambiente (SISNAMA) e do Sistema Nacional de Vigilância Sanitária (SNVS);
- Metas de redução, reutilização, coleta seletiva e reciclagem, entre outras ações, visando a redução da quantidade de rejeitos encaminhados para a disposição final ambientalmente adequada.

Em agosto de 2012, foi estabelecido que os Municípios que precisarem de ajuda financeira do Governo Federal para a disposição adequada dos resíduos sólidos, devem apresentar um Plano Municipal de Gestão Integrada. O ano limite será 2014, para que todos os lixões sejam eliminados. Tal Plano inclui o tratamento do lixo e a reciclagem, melhorando a coleta de resíduos. Algumas cidades brasileiras possuem legislação própria para a utilização dos RCD desde 2002, com base na Resolução CONAMA nº 307 (2002), como, por exemplo, a Prefeitura do Município de São Paulo, que publicou a especificação de serviço ETS 001 (PMSP, 2003), e a Prefeitura do Município de Recife, onde foi elaborada a Lei nº 17.072, de 04 de janeiro de 2005, que estabelece

as diretrizes e os critérios para o Programa de Gerenciamento de Resíduos de Construção e Demolição.

2.5 RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO APLICADOS À PAVIMENTAÇÃO

Segundo Bernucci *et al.* (2006), o pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente para resistir aos esforços provenientes do tráfego de veículos e do clima, bem como propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança.

Atualmente, faz-se necessário a procura de novos materiais para a construção de pavimentos, devido à escassez dos recursos naturais, às rigorosas legislações ambientais e às altas exigências para extração dos materiais. Além disso, é preciso achar um uso e destino adequado para os RCD, podendo ser a substituição dos agregados minerais para a construção de estruturas de pavimento.

Segundo Motta (2005), as primeiras experiências que remetem ao uso de agregados reciclados em pavimentação no Brasil datam de meados da década de 1980. Desde então, várias pesquisas sobre o tema vêm sendo realizadas, embora exista a necessidade de procurar novas técnicas e materiais no setor da infraestrutura rodoviária, uma vez que o País necessita aumentar a quantidade de rodovias em condição pavimentada.

Leite (2007) construiu trechos experimentais com quatro seções-tipo diferentes, variando os materiais (inclusive os RCD), as espessuras, a compactação e o subleito. Os ensaios de campo compreenderam os seguintes aspectos: controle de materiais e de execução; resistência à penetração mediante o uso do penetrômetro dinâmico de cone; e, levantamento deflectométrico com o *Falling Weight Deflectometer* (FWD). Por fim, constatou-se que o comportamento mecânico do agregado reciclado pode apresentar uma forte dependência da eficiência da compactação, ou seja, quando submetido a uma compactação adequada, o material reciclado comporta-se tal qual uma brita graduada simples.

Gómez (2011) avaliou as propriedades dos RCD como agregado para a construção de pavimentos, e concluiu que a compactação com diferentes energias altera a gradação do material, e não sua cubicidade. Além disso, aquele autor observou a influência direta entre o

teor de umidade da compactação e a quebra de grãos do agregado reciclado de RCD, verificando que quanto menor o teor de umidade de compactação, maior é a quebra de grãos e vice-versa. Após variados períodos de cura, foi possível observar o incremento na rigidez do material, por meio do ensaio de módulo de resiliência.

Amorim (2013) analisou o uso do RCD associado ao solo laterítico de Campo Verde – Mato Grosso, quanto a seu emprego em camadas de base de pavimentos urbanos, verificando-se como uma solução tecnicamente viável. Onde foi constatado que o incremento do RCD ao solo elevou a resistência à compressão simples e o módulo de resiliência de modo a produzir um material de maior resistência. Ademais as deflexões obtidas no trecho experimental em estudo, calculadas através de leituras realizadas com o auxílio da viga *Benkelman*, encontram-se dentro dos limites aceitáveis para o tráfego atuante.

Além das pesquisas supramencionadas, existem tantas outras relacionadas com o comportamento das misturas asfálticas, fazendo uso dos RCD como agregado, conforme se segue.

Guimarães (2009) analisou em laboratório misturas do tipo CBUQ elaboradas com ligante tipo CAP 50/70 e CAP modificado com polímero EVA (etileno-vinil-acetato), e agregados como, por exemplo, seixo rolado e RCD, observando que as misturas compostas por seixo e CAP 50/70 apresentaram maior resistência à tração do que as misturas formadas pelo agregado reciclado. As misturas com agregado reciclado apresentaram menor suscetibilidade à deformação permanente, e as misturas com polímero EVA exibiram menor suscetibilidade térmica.

Silva (2009) avaliou o comportamento do agregado reciclado de resíduos sólidos da construção civil nas faixas “B” e “C” do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) em misturas densas do tipo CBUQ empregando como ligantes o CAP 30/45 e 50/70. Foram realizados ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração e deformação permanente. Aquele autor concluiu que os RCD são adequados para substituir os agregados naturais em camadas betuminosas de vias de tráfego leve.

Oliveira *et al.* (2009) avaliaram duas misturas: a primeira, composta com 100% de agregado natural; e, a segunda, com 50% de RCD e 50% de agregado natural – ambas com CAP 50/70 como ligante. Foram realizados ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração e vida de fadiga. Aqueles autores concluíram que os RCD são considerados inertes e seus valores

para módulo de resiliência e resistência à tração foram superiores aos valores obtidos para a mistura com 100% de agregados naturais; no entanto, a vida de fadiga mostrou-se inferior. Assim, foi possível perceber a possibilidade técnica do uso de RCD em misturas asfálticas.

Segundo Petkovic *et al.* (2004), as estruturas de uma obra rodoviária podem ser construídas com materiais recicláveis, tais como: revestimento, base, sub-base, reforço de subleito, drenagens sub-superficiais e barreiras antirruídos. A Figura 2.1, a seguir, evidencia as estruturas citadas.

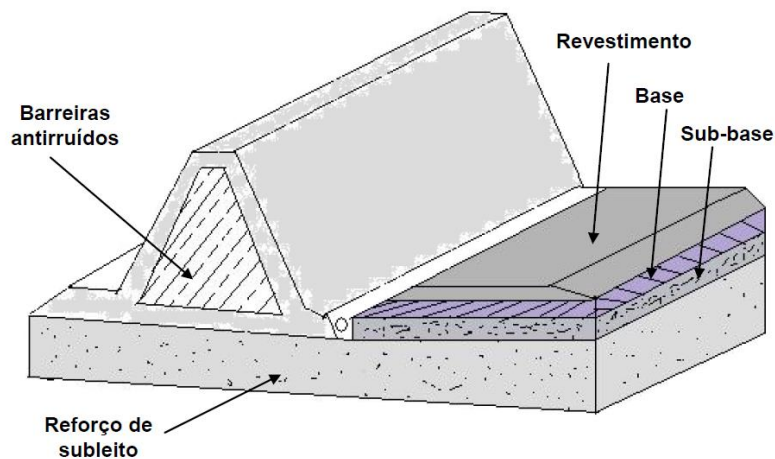


Figura 2.1 Diferentes usos de materiais reciclados em pavimentação (Petkovic *et al.*, 2004).

Góngora (2011) analisou brita e resíduos de construção civil como materiais de aterro ou estrada não pavimentada por meio de ensaios de carregamento cíclico. O material que apresentou melhor comportamento em termos de resistência foi o composto por RCD, chegando a 1710 ciclos de carga, enquanto que o utilizado com brita apresentou 1630 ciclos de carga.

Nos trabalhos de Aljassar *et al.* (2005), Beale (2010) e Zhu *et al.* (2012), tem-se a descrição da utilização de agregados de concreto britado, com a apresentação de alguns casos de RCD que incluem materiais cerâmicos, como, por exemplo, telhas e tijolos. Também é aludido um caso de pesquisa no qual foi estudado o uso de resíduos de produtos decorativos, à base de quartzo, utilizados na construção de misturas asfálticas (Rubio *et al.*, 2010). Em geral, entre os materiais que compõem os RCD, também existem constituintes de agregados naturais de rocha britada.

Os agregados de concreto britado e argamassa, por terem pasta ligante endurecida aderente aos constituintes pétreos do concreto, possuem, em geral, uma absorção de água relativamente elevada, embora tenham uma variabilidade relacionada com a origem do material, como, por exemplo, no caso de RCD com componentes de materiais cerâmicos (Zhu *et al.*, 2012; Lee *et al.*, 2012). Segundo Zhu *et al.* (2012), para partículas maiores que 4,75 mm, foi obtido um valor de absorção de 6,76%, e para partículas menores que 4,75 mm, uma absorção de 16,8%. Para o agregado calcário de controle, obtiveram 0,2% e 8,5%, respectivamente, para os mesmos tamanhos de partículas, sendo os RCD compostos por aproximadamente 70% de concreto britado, 29% de materiais cerâmicos e menos de 1% de outros materiais.

Quando os agregados são porosos, o teor de ligante – determinado pela metodologia de dosagem Marshall, tende a ser maior nas misturas com RCD do que no caso de misturas com as mesmas características, mas que incorporam agregado natural. Neste sentido, vale destacar que, apesar da quantidade de ligante asfáltico ser superior, a porcentagem de ligante efetivo é sensivelmente a mesma, dada a apreciável absorção de ligante (Zhu *et al.*, 2012). Para diminuir o problema da alta absorção de asfalto, alguns autores têm estudado em laboratório processos de pré-revestimento da superfície dos agregados grossos com alguns produtos, como, por exemplo, resina líquida de silicone (Zhu *et al.*, 2012) ou fazendo uso de pasta de cimento de escórias (Lee *et al.*, 2012). Na prática, é mais usual fazer uma mistura de agregados de RCD e de agregado natural britado para conseguir misturas com uma absorção de ligante aceitável. O emprego de maiores proporções de RCD na mistura asfáltica, conservando a porcentagem de ligante asfáltico, tende a produzir valores vazios nos agregados minerais (VMA) mais baixos e porosidades ligeiramente mais altas (Mills & Beale., 2010; Shen & Du., 2004). Tal comportamento pode ser explicado pela maior absorção de betume quando a proporção de RCD é maior.

No que se refere à estabilidade e fluência Marshall, têm sido obtidos valores semelhantes ou ligeiramente superiores para misturas asfálticas que incorporam agregados de RCD em comparação com os valores obtidos em misturas asfálticas que só utilizaram agregados naturais, embora em alguns casos de uso de RCD tenha sido necessário o emprego de porcentagens de ligante asfáltico maiores (Zhu *et al.*, 2012; Shen & Du., 2004). Os resultados obtidos podem ser explicados pelo efeito da maior rugosidade e angulosidade das partículas de RCD grossos, o que tende a aumentar a coesão da mistura asfáltica à temperatura elevada – 60°C a que são realizados os ensaios. Além disso, verifica-se que o emprego de agregados

finos de RCD, como, por exemplo, pó de tijolo – que possui menor massa específica que os agregados naturais, faz enrijecer a mistura asfáltica, uma vez que existe um maior número de grãos da fração fina do agregado no mástique e, portanto, a área de contato com o betume é maior (Chen et al.,2011).

Segundo Zhu *et al.* (2012), Mills & Beale., (2010) e Lee *et al.* (2012), utilizando diferentes métodos de avaliação, com base na questão da sensibilidade à água, têm-se observado que as misturas asfálticas com RCD e agregados naturais possuem uma resistência menor à ação da água do que as misturas onde somente se tem a utilização do agregado natural. O aumento da quantidade de RCD incorporado na mistura produz, em geral, um aumento na sensibilidade à água. Contudo, a tendência observada foi a oposta na pesquisa realizada por Chen *et al.* (2011), onde se substituiu filer calcário pelo pó de tijolo.

Em relação à resistência à deformação permanente, tem-se verificado que a forma angulosa e áspera das partículas grossas de RCD e o poder rigidificante das suas partículas finas propiciam geralmente uma boa resistência das misturas asfálticas (Zhu *et al.*, 2012; Beale., 2010; Lee *et al.*, 2012). Tal efeito é mais notório nos ensaios realizados em temperaturas elevadas, conforme evidenciado nos vários tipos de ensaios de avaliação da resistência à deformação permanente (Shen & Du, 2004).

O módulo de resiliência das misturas asfálticas varia em grande medida com as condições de solitação, em particular, com a temperatura. No caso das misturas asfálticas com incorporação de RCD, o módulo de resiliência tende a diminuir, mesmo quando aquele tipo de resíduo é composto somente por concreto britado. O referido comportamento tem sido o mesmo para temperaturas baixas da ordem de 5°C e 40°C, e para uma larga gama de frequências de carregamento, de 0,1 a 25 Hz (Beale., 2010).

Nas pesquisas aqui destacadas sobre a utilização de RCD em misturas asfálticas, tem-se a utilização habitual de agregados naturais com a incorporação de uma porcentagem de RCD, onde se busca avaliar separadamente alguns comportamentos dos materiais. No presente estudo, vale destacar a boa caracterização dos materiais componentes das misturas estudadas (RCD, agregado calcário, CAP convencional, asfalto modificado com borracha de pneus usados), a avaliação da afinidade entre materiais, o dano por umidade induzida, a dosagem e a caracterização mecânica. Além disso, fez-se também a avaliação da quebra dos grãos de RCD e a mudança da quebra com a presença de borracha granulada no ligante asfáltico, as curvas

de fadiga das misturas, a avaliação da deformação permanente utilizando um simulador de tráfego de laboratório, a análise empírico-mecânica de diversas estruturas – fazendo uso dos resultados obtidos da pesquisa, e a avaliação econômica completa e em longo prazo. Todas as variáveis aqui expressas permitiram a execução de um processo eficaz que proporcionasse a devida avaliação do comportamento e da viabilidade técnica e econômica da utilização dos RCD em misturas asfálticas.

2.6 LIGANTE ASFÁLTICO

Bernucci *et al.* (2006) apontam que a técnica mais utilizada mundialmente para pavimentação é a utilização de revestimentos asfálticos. No Brasil, cerca de 97% das estradas são compostas por pavimentos flexíveis, sendo o ligante asfáltico o principal componente das camadas de rolamento. O uso intensivo de asfalto em obras de pavimentação se dá principalmente devido à impermeabilização, durabilidade, flexibilidade e resistência contra a ação de intempéries.

O ligante asfáltico empregado em projetos de pavimentação no Brasil, denominado Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP), provém da destilação do petróleo, atendendo às especificações da Norma EM 095 (DNIT, 2006) e Resolução ANP n°. 19 (2005), segundo suas características de consistência e durabilidade.

O CAP é definido pelo Instituto do Asfalto (IA, 2002) como um material aderente, pouco reativo, termo-visco-plástico, impermeável à água, semi-sólido a temperaturas baixas, visco-elástico à temperatura ambiente, líquido a altas temperaturas e com pouca reatividade química a muitos agentes.

A Shell (2003) aponta o asfalto como uma mistura complexa contendo 90 a 95% de hidrocarbonetos e de 5 a 15% de heteroátomos (oxigênio 0- 1,5%, enxofre 0-6%, nitrogênio 0-1% e metais – vanádio, níquel, ferro, magnésio e cálcio) unidos por ligações covalentes. A composição química do asfalto sempre tem influência no desempenho físico e mecânico das misturas asfálticas.

Existem vários modelos estruturais propostos para o CAP, entre os quais, é possível destacar o modelo elaborado pelo corpo de pesquisadores do SHRP (*Strategic Highway Research Program*) e o modelo de micelas de Yen. Este último considera o asfalto como um material composto por uma dispersão coloidal de asfaltenos em saturados e aromáticos, denominada

maltenos, que, por sua vez, são imersos em resinas, formando-se um equilíbrio moléculas-micelas-aglomerados, conforme apresentado na Figura 2.2, a seguir.

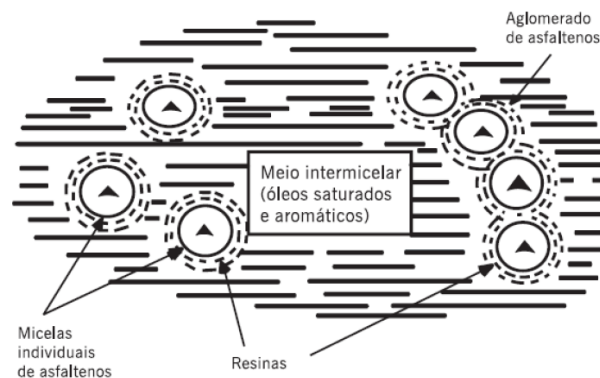


Figura 2.2 Representação do modelo de micelas de Yen (Leite, 1999)

Um dos principais problemas enfrentados pelos pavimentos é a alteração das características físico-químicas dos asfaltos devido ao envelhecimento, o que induz modificações acentuadas no comportamento reológico do ligante, como, por exemplo, o aumento na viscosidade e a diminuição na penetração. O envelhecimento pode ser ocasionado por fatores físicos e/ou químicos. O envelhecimento químico se dá principalmente pelo fenômeno de oxidação, onde o oxigênio (O_2) reage com o carbono (C), enxofre (S) e nitrogênio (N), tornando a molécula mais polar. O aumento na polaridade das moléculas gera maior associação entre estas, resultando em um aumento de rigidez (Lewandowski, 1994). O processo físico de envelhecimento se deve à perda de voláteis, que são as frações mais leves do elemento asfáltico, em especial, durante as fases de usinagem e transporte da mistura asfáltica. Após a abertura do pavimento ao tráfego, o envelhecimento continua de maneira menos intensa durante os dois ou três primeiros anos, quando a mistura atinge a densidade de projeto e um volume de vazios reduzido. Nesta ocasião, o envelhecimento diminui bruscamente. Tal queda não se dá em relação às misturas com elevado volume de vazios (*e.g.* 20%), já que estas têm maior exposição do mástique ao ar e, conseqüentemente, ao O_2 (Pinheiro, 2003).

2.7 IMPACTO AMBIENTAL GERADO PELO DESCARTE DE PNEUS USADOS

A Reciclanip, entidade ligada à Associação Nacional da Indústria de Pneumáticos (ANIP), coletou mais de 183 mil toneladas de pneus inservíveis durante o ano de 2013. Tal quantia equivale a 36,6 milhões de unidades de pneus de carros de passeio. Um pneu é considerado inservível quando não há mais condição de ser utilizado para circulação ou reforma (ANIP,

2013). Milhões de pneus inservíveis são descartados em terrenos baldios, aterros sanitários, beiras de estrada ou queimados a céu aberto, gerando gases poluentes. Os pneus descartados a céu aberto, quando estes retêm águas da chuva, podem ser responsáveis pela propagação de vetores de doenças transmissíveis

O importante incremento na produção de pneus da indústria brasileira nos últimos anos, conforme exposto na Tabela 2.2, a seguir, é um fator que deve ser avaliado nas políticas de legislação do meio ambiente, promulgando o incentivo à reutilização e/ou reciclagem dos crescentes volumes de pneus usados.

Tabela 2.2 Produção da indústria Brasileira de Pneus 2006 a 2013.

PRODUÇÃO POR CATEGORIA (Milhares de unidades)								
	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
CARGA	6.947,40	7.319,30	7.367,10	6.033,60	7.735,30	7.448,80	7.138,00	8.231,30
CAMIONETA	5.894,00	6.058,40	5.841,90	5.599,80	7.940,80	8.470,60	8.267,80	9.904,50
PASSEIO	28.948,70	28.791,40	29.585,90	27.489,30	33.812,80	32.568,20	30.406,40	32.463,80
MOTO	11.438,80	13.725,50	15.249,30	13.158,10	15.205,60	16.078,50	14.519,50	15.041,60
AGRÍCOLA	559,3	698,2	776	593,3	781,4	793,8	807,2	928,5
OTR	129,3	131,9	127,2	86,7	136	109,7	107,8	103,3
INDUSTRIAL	498,5	462,1	716,4	1.083,30	1.633,20	1.396,90	1.360,30	2.072,80
AVIÃO	51	60,9	47,6	41,8	60	60,1	54	52,6
TOTAL	54.467,00	57.247,70	59.711,40	54.085,90	67.305,10	66.926,60	62.661,00	68.798,40

Fonte: Associação Nacional da indústria de Pneumáticos (ANIP 2013)

A incorporação de borracha de pneu usado no ligante asfáltico é uma prática que vem sendo cada vez mais utilizada internacionalmente, para melhorar as características da mistura asfáltica e contribuir em prol da eliminação do passivo ambiental provocado pelo descarte dos pneus usados no meio ambiente.

O CONAMA, ao considerar que os pneumáticos inservíveis abandonados ou dispostos inadequadamente constituem passivo ambiental, resultando em sério risco à saúde pública, regulamentou a Resolução nº 258, de 26 de agosto de 1999. Tal ditame prevê uma reciclagem gradual de pneus inservíveis pelos produtores de pneus novos fabricados no Brasil ou importados, incluindo aqueles que acompanham os carros importados. Entre 2002 e 2004, para cada pneu novo produzido, era preciso reciclar os pneus inservíveis na proporção de 25%, 50% e 100%, respectivamente. Em 2005, a proporção de reciclagem seria de 120%, ou seja, a cada 04 (quatro) pneus produzidos ou importados, 05 (cinco) compostos teriam que passar pelo processo de reciclagem, contribuindo, assim, para a eliminação do passivo

ambiental já existente. A Resolução em discussão ainda estabelece que a partir do quinto ano de vigência (2006), após avaliação do Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA), haveria uma reavaliação das normas e procedimentos (CONAMA, 1999). Visando a complementação da Resolução apresentada anteriormente, o Ministério do Meio Ambiente (MMA), por meio do CONAMA, publicou a Resolução nº 301, de 21 de março de 2002, alterando alguns dispositivos sobre os pneumáticos. Das alterações efetivadas, tem-se ali a expressão de que o pneumático importado reformado será considerado como novo, obrigando à empresa responsável pela importação tratar da reciclagem na proporção já definida na Resolução nº 258/1999. Outro ponto estabelece que a taxa de reciclagem recaia tanto sobre os pneumáticos de veículos automotores, como sobre os de bicicleta. Vale salientar que mesmo se houver decisão judicial permitindo a entrada de pneus usados no País¹, as regras de reciclagem também atuarão sobre estes pneumáticos (Pinheiro, 2003).

Em 30 de setembro de 2009, o CONAMA instituiu a Resolução nº 416, que dispõe que aos fabricantes e importadores de pneus novos, com peso unitário superior a dois quilos, a coletarem e destinarem adequadamente os pneus inservíveis existentes no território nacional. Além disso, tal ditame estabelece que sejam criados pontos de coleta daqueles compostos em todos os Municípios com população superior a 100 mil habitantes. Neste sentido, para cada pneu novo comercializado, os fabricantes e importadores deverão dar destinação adequada a um pneu inservível. A referida Resolução dispõe também que o IBAMA, com base nos dados do Plano de Gerenciamento de Coleta, Armazenamento e Destinação de Pneus Inservíveis (PGP), entre outros dados oficiais, apresentado pelo fabricante e importador, deverá relatar anualmente ao CONAMA, na terceira reunião ordinária do ano, os dados consolidados de destinação de pneus inservíveis referentes ao ano anterior:

Com base no relatório sobre prevenção à degradação ambiental causada por pneus inservíveis apresentado pelo IBAMA em 2013, os dados ali expressos revelaram que a meta de destinação nacional calculada para o ano de 2012 atingiu aproximadamente 95% da destinação adequada prevista para os fabricantes nacionais e importadores de pneus. Foram consolidadas as informações de 17 empresas fabricantes e 604 empresas importadoras declarantes do Cadastro Técnico Federal (CTF). A meta foi fixada em 479.429,60 toneladas e o saldo de destinação atingiu 459.030,18 toneladas (IBAMA, 2013).

¹ As Resoluções ns. 023/1996 e 235/1997 proíbem este tipo de importação.

A coleta e destinação dos pneumáticos inservíveis atende aos objetivos da Política Nacional de Resíduos Sólidos, publicada pela Lei 12.305, de 06 de agosto de 2010. Tal ditame obriga os fabricantes, importadores, distribuidores e comerciantes de pneus a estruturar e implementar sistemas de logística reversa, mediante retorno dos produtos após o uso pelo consumidor, de forma independente do serviço público de limpeza urbana e de manejo dos resíduos sólidos (IBAMA, 2013).

As tecnologias de destinação praticadas pelas empresas que declararam no Relatório de 2012 foram: utilização dos pneus em fornos de clínquer como substituto parcial de combustíveis e como fonte de elementos metálicos; laminação – processo de fabricação de artefatos de borracha; reciclagem por meio de fabricação de borracha moída, em diferentes granulagens, com separação e aproveitamento do aço; pirólise – processo de decomposição térmica da borracha, com geração de óleos, aço e negro de fumo e o coprocessamento do pneu com xisto betuminoso (tecnologia desenvolvida pela PETROBRAS, utilizada como substituto parcial de combustível para obtenção de óleo de xisto) (IBAMA, 2013).

Com o mesmo intuito, desde 1991, os Estados Unidos da América (EUA) possuem leis para obrigar o uso de certo percentual de borracha reciclada de pneumáticos inservíveis em todos os projetos de pavimentação financiados por agências federais (ISTEA, 1991). Como resultado desta iniciativa e também devido ao melhoramento técnico promovido pela adição de borracha ao ligante, o estado do Arizona possui mais de 80% de sua malha viária revestida com misturas com borracha (Choubane *et al.*, 1999). No velho continente, diretrizes adotadas pela União Europeia (UE) determinaram a proibição de deposição de pneus inteiros em aterros sanitários a partir de 2003, e, em 2006, nem mesmos pneus picotados seriam permitidos nos aterros (Andrietta, 2004)

2.8 BORRACHA GRANULADA RECICLADA DE PNEUS USADOS

A borracha utilizada na elaboração de asfalto borracha é obtida pelo processo criogênico ou pelo processo ambiente ou moagem à temperatura ambiente.

O processo de moagem à temperatura ambiente consiste em rasgar e cortar os pneus usados à temperatura ambiente. Tal trituração se dá por um conjunto de moinhos ou granuladores, peneiras, esteiras de transporte e vários tipos de imãs para remover o aço existente nas carcaças. Atualmente, consiste no método mais comum e produtivo de obtenção da borracha

granulada; entretanto, o produto final gera uma partícula de forma irregular, com elevada superfície específica (RPA, 2003).

O termo “criogênico”, proveniente do grego *krios* (gelo), é utilizado para descrever o uso de nitrogênio líquido ou dióxido de carbono (CO₂) sólido para resfriar materiais a temperaturas inferiores a -87°C. A separação criogênica da borracha é realizada em temperaturas extremamente baixas (-87°C a -198°C) por meio da aplicação de um banho de nitrogênio líquido nas carcasas dos pneus usados. Sob temperaturas muito baixas, a borracha torna-se muito frágil e pode ser partida facilmente em uma prensa, na granulometria desejada. Em geral, as partículas da borracha granulada resultantes tem superfície específica menor do que aquelas de mesma distribuição granulométrica obtidas pelo processo de moagem à temperatura ambiente (RPA, 2003)

2.9 LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS COM BORRACHA

Na década de 1960, o engenheiro estadunidense Charles McDonald iniciou os estudos sobre a incorporação de borracha granulada aos ligantes asfálticos convencionais, denominando este novo produto como asfalto-borracha. O método de fabricação do asfalto-borracha foi então patentado e conhecido como o processo de McDonald ou processo úmido (Way, 2003).

O Departamento de Transporte do Arizona (ADOT) começou em 1964 a utilizar misturas asfálticas com asfalto-borracha em serviços de manutenção de pavimentos. De 1968 a 1972, o referido Departamento executou uma série de tratamentos superficiais fazendo uso de ligantes modificados com borracha. De 1974 a 1989, deu-se a utilização das misturas asfálticas com asfalto-borracha em camadas intermediárias para absorção de tensões (SAMI) para diminuir o fenômeno de reflexão de trincas nos pavimentos (Way, 2003).

Uma das principais desvantagens da utilização dos ligantes modificados com borracha no estado norte-americano do Arizona foi o custo inicial de construção. Entretanto, a expansão da malha rodoviária executada com misturas com asfalto-borracha prosseguiu, sendo que desde 1988, foram executados naquela parte dos EUA mais de 28.000 km de faixas de rolamento com asfalto-borracha, reduzindo os custos finais das obras em quase 50% por meio da melhoria dos processos de execução (Way, 2003).

Segundo Visser & Verhaeghe e Potgieter *et al.* (2000), a partir da década de 1980, os ligantes asfálticos modificados com borracha começaram a ser utilizados na execução de tratamentos

superficiais na África do Sul. Ali foram executadas misturas asfálticas a quente de graduação aberta, contínua e descontínua, aplicadas como camadas antirreflexão de trincas e camadas porosas de atrito, entre outras aplicações. Os resultados até então evidenciaram que as misturas com asfalto-borracha apresentaram um comportamento superior ao das misturas convencionais.

As pesquisas com ligantes modificados com borrachas granulada de pneus usados no Brasil foram iniciadas no Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Petrobras (CENPES/PETROBRAS) em fins da década de 1990. Leite *et al.* (2000a) e Martignoni *et al.* (2000) realizaram estudos sobre as propriedades reológicas de diferentes tipos de ligantes modificados com borracha granulada. Além disto, Leite *et al.* (2000b) estudaram o comportamento de misturas asfálticas confeccionadas com ligante asfáltico modificado com borracha granulada, SBS (estileno-butaeno-estileno) e EVA(etileno-vinil-acetato).

2.10 AVALIAÇÃO MECÂNICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

O desempenho de um pavimento se dá em função de seu comportamento estrutural (capacidade da estrutura para responder aos esforços segundo as solicitações do projeto) e funcional (conforto e segurança dos usuários).

Araújo (2009) descreve que quando é necessário, o projeto de reforço de uma estrutura de pavimento em seu atual estado de deterioração deve ser precedido de uma avaliação estrutural. Esta refere-se às características de deformabilidade e resistência à ruptura por cisalhamento do sistema em camadas, tornando o comportamento estrutural dos pavimentos uma avaliação complexa. Portanto, para tornar viável uma análise deste tipo, utilizam-se simplificações como, por exemplo, a consideração das camadas granulares da estrutura como sendo compostas de materiais com comportamento elástico linear ou elástico não linear. Já as camadas de revestimento com misturas asfálticas apresentam comportamento, aproximadamente, visco-elástico. Logo, os deslocamentos gerados pelo tráfego dependem do carregamento, da temperatura e também do tempo de aplicação das cargas.

As deformações em misturas asfálticas possuem componentes recuperáveis (elásticas) e irre recuperáveis (plásticas e viscosas), podendo ser dependentes ou não do tempo. Sides *et al.* (1985) destacam que a deformação total dá-se em quatro componentes, conforme expresso na Figura 2.3, a seguir.

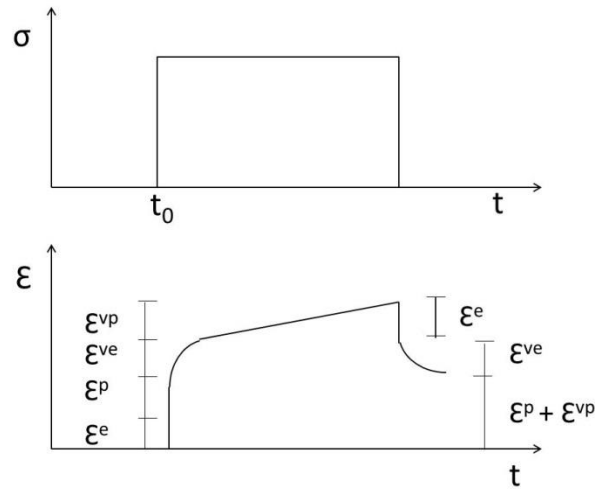


Figura 2.3 Representação esquemática das deformações em misturas asfálticas (Sides *et al.*, 1985).

Tais componentes podem ser assim descritos:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p + \varepsilon^{ve} + \varepsilon^{vp} \quad (2.1)$$

Onde:

ε : deformação total;

ε^e : deformação elástica (recuperável e independente do tempo);

ε^{ve} : deformação viscoelástica (recuperável e dependente do tempo);

ε^p : deformação plástica (irrecuperável e independente do tempo);

ε^{vp} : deformação viscoplástica (irrecuperável e dependente do tempo).

A avaliação do comportamento estrutural dos pavimentos flexíveis deve considerar as deformações elásticas ou recuperáveis ocasionadas pela solicitação dinâmica das cargas de tráfego, que provoca as trincas por fadiga, e pelas deformações plásticas ou permanentes, que produz afundamento de trilha de roda, ocasionadas por dois tipos de solicitações, a saber: compressão – que causa a densificação dos materiais que compõem as camadas dos pavimentos; e, o cisalhamento – que gera deslocamentos laterais das camadas.

2.11 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A deformação permanente de trilha de roda é um problema de desempenho de pavimentos asfálticos. É o acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperável resultante da

aplicação das cargas dos veículos. Os defeitos estruturais mais comumente encontrados nos pavimentos flexíveis nas rodovias brasileiras são: o trincamento por fadiga e a deformação permanente em trilha de roda. Estes podem ser evitados realizando-se um projeto estrutural e de dosagem de misturas conforme o tráfego e as condições ambientais, sem esquecer a importância dos materiais empregados e o controle de usinagem e compactação.

As misturas asfálticas sob a ação do tráfego podem apresentar pequenas deformações por consolidação ou por movimento laterais – falhas por cisalhamento, em geral, e que ocorrem no topo da camada superficial do pavimento (Kandhal & Cooley, 2003).

A deformação permanente em trilha de roda, segundo Jolier & Malot (2000), é simultânea à deformação viscosa do ligante asfáltico e deformação plástica da estrutura mineral da mistura asfáltica. Aqueles autores destacam que tanto o ligante como o agregado exercem papel fundamental no comportamento mecânico da mistura asfáltica: o ligante, como resultado de sua consistência e reologia, e o agregado, conforme as forças de fricção interna entre suas partículas.

O aumento da energia de compactação em misturas com distribuição granulométrica contínua propicia à mistura um ganho na resistência à deformação permanente em trilha de roda. Entretanto, quando o aumento na energia de compactação é muito intenso, os finos da mistura asfáltica começam a ocupar o volume de vazios e, por conseguinte, reduzir o contato entre os agregados graúdos, o que acaba por induzir menor resistência à deformação permanente em trilha de roda. O projeto da mistura asfáltica deve contemplar a compactação exercida pela ação do tráfego, e a redução causada pela pós-compactação não deve reduzir o volume de vazios e o VAM a níveis inferiores a 2% e 15%, respectivamente (Cooper et al., 1988).

Segundo Moura (2010), para a condição climática brasileira, em que a média da temperatura anual é elevada, valores de volume de vazios na ordem de 2% ou inferior são prejudiciais, pois, as condições climáticas associadas ao baixo volume de vazios podem tornar as misturas asfálticas mais vulneráveis à formação de afundamentos em trilha de roda. Logo, é recomendável que a pós-compactação exercida pela ação do tráfego ocasione reduções no volume de vazios, visando a manutenção dos níveis em valores superiores a 3%, preferencialmente.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo tem-se a apresentação dos materiais utilizados na pesquisa, bem como a metodologia e os procedimentos de ensaio empregados em laboratório, conforme as normas e especificações vigentes.

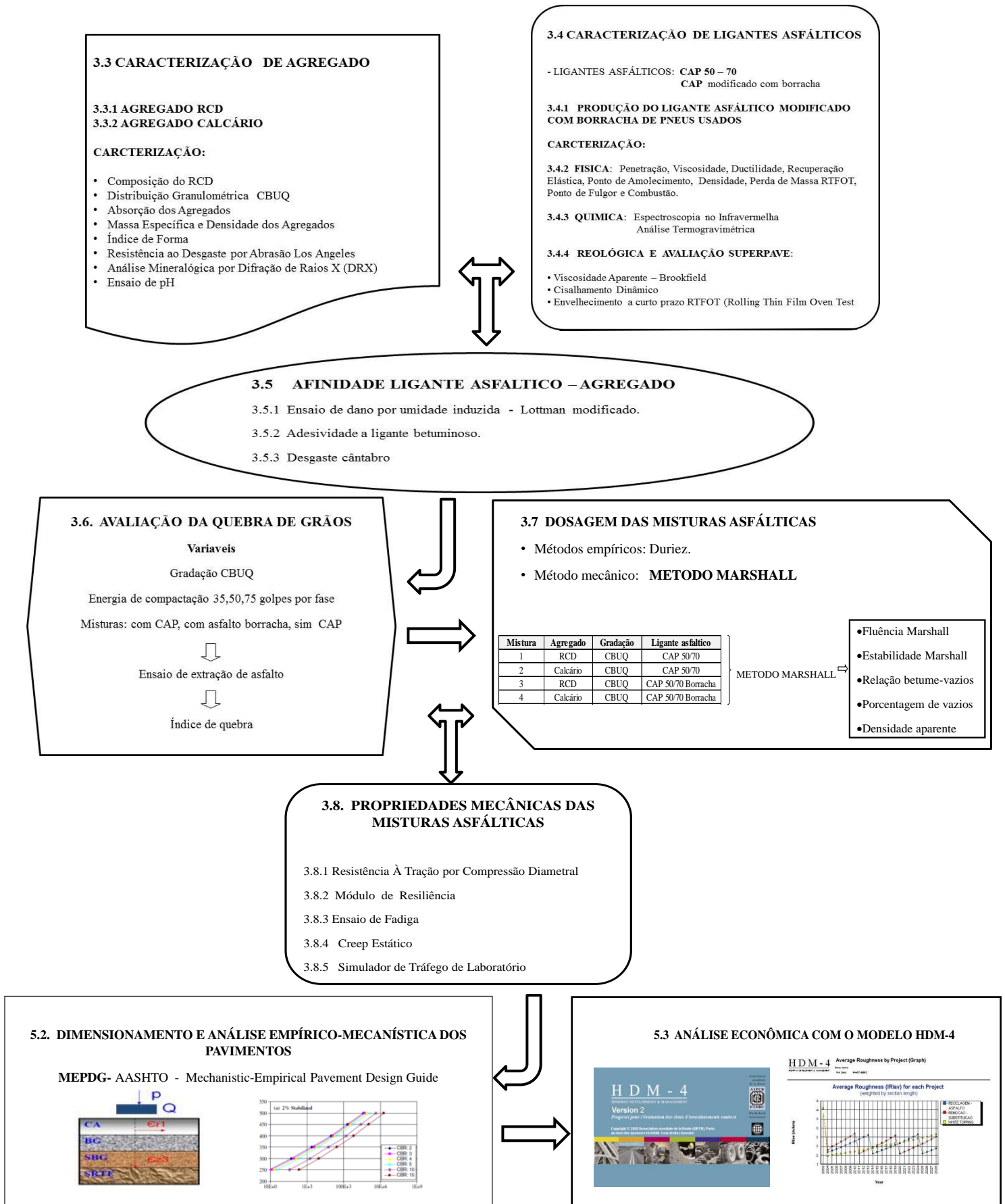
Os materiais básicos aqui utilizados foram: ligante asfáltico CAP 50/70, ligante asfáltico modificado com borracha de pneus usados. E ainda, como agregados para elaboração das misturas asfálticas foram utilizados resíduos de construção e demolição (RCD) e agregado calcário dolomítico.

O desenvolvimento desta pesquisa seguiu um procedimento que envolve as etapas assim descritas: coleta de informação e amostragem; caracterização de agregados; caracterização de ligantes asfálticos; avaliação da afinidade ligante-agregado; avaliação da quebra de grãos; dosagem das misturas asfálticas; análise das mudanças químicas dos ligantes asfálticos na presença de RCD e propriedades mecânicas das misturas asfálticas. E ainda, tem-se no capítulo 5, a questão do dimensionamento e da análise empírico-mecanística dos pavimentos, bem como a análise econômica com o modelo HDM-4.

Os ensaios para o desenvolvimento da pesquisa foram realizados no Laboratório de Engenharia Rodoviária – LER do Laboratório de Infraestrutura (INFRALAB) da Universidade de Brasília (UnB), além dos laboratórios de Geociências e de Química daquela Universidade, bem como o Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP) da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Poli/USP), e outros laboratórios da Universidade Federal do Ceará (UFC).

3.2 METODOLOGIA DA PESQUISA

A Figura 3.1, a seguir, apresenta de forma esquemática a metodologia empregada para a realização da pesquisa, para, posteriormente, desenvolver mais extensamente cada um dos itens.



3.3 CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS

A presente pesquisa buscou realizar uma análise comparativa entre o comportamento dos RCD e um agregado de utilização frequente no Distrito Federal (agregados calcários dolomíticos) para preparação de misturas asfálticas. Nesta mistura fez-se uso de granulometria tipo CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente) e dois tipos de ligantes asfálticos – convencional (CAP 50-70) e cimento asfáltico modificado com borracha.

Os agregados empregados nas misturas asfálticas para construção das camadas de revestimento asfáltico dos pavimentos têm grande influência no comportamento mecânico das mesmas; são responsáveis pela formação da estrutura necessária para suportar as solicitações impostas pelas cargas do tráfego e as condições ambientais. Para tanto, é preciso investigar as características gerais destes materiais que possam ter relação com seu comportamento em serviço.

O tipo de mistura asfáltica utilizado na presente pesquisa – CBUQ – é o mais empregado em revestimentos asfálticos de pavimentos flexíveis no Brasil, sendo a faixa granulométrica mais utilizada a denominada faixa C, conforme a Norma ES 031 (DNIT, 2006) do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). De acordo com a granulometria utilizada, tais misturas tendem a apresentar maior entrosamento entre os grãos, portanto, maior densidade; sua curva granulométrica contínua e bem graduada proporciona um esqueleto mineral com poucos vazios, devido ao fato de que os agregados de dimensões menores preenchem os vazios dos maiores. Mas também existem outras características, sendo o CBUQ muito sensível à variação do teor de ligante asfáltico, onde o excesso pode gerar problemas, como, por exemplo, a deformação permanente e exsudação ou a falta de ligante pode gerar um enfraquecimento da mistura e da resistência à formação de trincas, reduzindo a vida de fadiga.

Uma das formas de reduzir a sensibilidade dos concretos asfálticos às pequenas variações de teor de ligante e torná-lo ainda mais resistente e durável em vias de tráfego pesado é substituir o ligante asfáltico convencional por ligante modificado por polímero ou por asfalto-borracha (Bernucci *et al.*, 2006).

3.3.1 RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

Os RCD utilizados na presente pesquisa e para o qual se realizou toda a caracterização foi fornecido pela empresa Areia Bela Vista – que tem como atividade explorar e produzir areia natural e reciclagem de RCD para a utilização em todo tipo de obra civil. O RCD utilizado faz parte do entulho gerado durante o processo de demolição do estádio Mané Garrincha, da cidade de Brasília, Distrito Federal. Aqueles resíduos foram levados e estocados na referida empresa, localizada na região de Sobradinho II, Distrito Federal, com o objetivo de realizar o processo de reciclagem.

O entulho entregue inicialmente à empresa de reciclagem era composto em maior parte por pedaços de concreto, argamassa, tijolos, telhas, contra pisos e azulejos, e ainda, de materiais contaminantes, tais como: barras de aço, tubos de ferro, tubos de PVC e pedaços de madeira. Na Figura 3.2, a seguir, é possível observar pilhas do entulho utilizado na pesquisa.



Figura 3.2 Entulho gerado da demolição do Estádio Mané Garrincha. Pátio de armazenamento da empresa Areia Bela Vista.

Após a estocagem do entulho, deu-se início ao processo de triagem para a separação do material contaminante de maior tamanho. Em tal processo, os fragmentos metálicos foram retirados com a ajuda de uma placa magnética, tendo início a britagem primária em um britador de mandíbulas da marca Metso-Nordberg série C 80/50. A Figura 3.3, a seguir, apresenta o britador de mandíbulas da empresa Areia Bela Vista, utilizado para a trituração primária.



Figura 3.3 Britador de mandíbulas da empresa Areia Bela Vista.

Durante o processo de britagem primária, o material foi transformado em um tamanho máximo de aproximadamente 12 cm (vide Figura 3.4, a seguir). Durante a britagem, foi retirado o aço restante por meio de bandas magnéticas instaladas na esteira de saída do britador; uma quantidade aproximada de 12 toneladas de entulho foi transformada em RCD reciclado e transportada em caminhão para o LER/INFRALAB/UnB, sendo armazenado e, posteriormente, rebitado (britagem secundária) e caracterizado.



Figura 3.4 RCD após da britagem primaria.

Após o encaminhamento do RCD até o Laboratório de Geociências da UnB para a britagem secundária, fez-se uma segunda triagem, retirando pedaços de ferro, madeira e plástico que ainda estavam presentes no resíduo. A Figura 3.5, a seguir, ilustra os referidos materiais.



Figura 3.5 Materiais contaminantes no RCD: a) madeira, b) plásticos, c) ferro.

Visando lograr uma granulometria adequada que permitisse o uso dos RCD como agregado em revestimentos asfálticos para pavimentos flexíveis, deu-se início à segunda britagem. Uma amostra do material foi selecionada e levada para o Laboratório de Geociências da UnB. A britagem foi feita em um britador de mandíbula, gerando um material com uma gradação dentro da especificação para elaborar misturas asfálticas tipo CBUQ faixa C do DNIT. A Figura 3.6, a seguir, destaca o processo de trituração secundária do material, e a Figura 3.7, a seguir, apresenta as curvas médias obtidas para duas amostras após a britagem secundária.



Figura 3.6 Processo de britagem secundário.

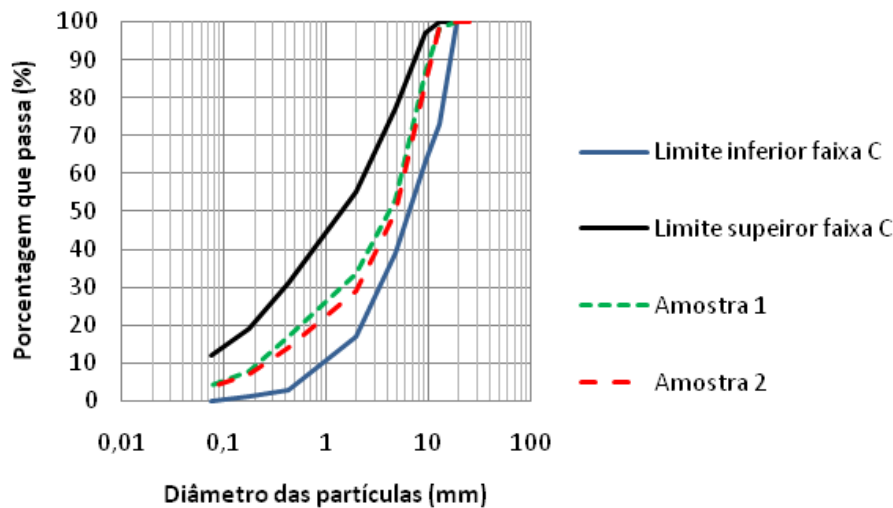


Figura 3.7 Distribuição granulométrica de duas amostras do RCD após a britagem no laboratório de Geociências da UnB e limites CBUQ faixa C Norma ES 031(DNIT, 2006).

Após a britagem, o material foi secado e peneirado para formar uma gradação que atendessem à especificação desejada (CBUQ faixa C Norma ES 031(DNIT, 2006)) em cada corpo de prova utilizado na pesquisa. Tal processo se deu com o propósito de diminuir a possibilidade de variação na granulometria presente em cada corpo de prova e, assim, lograr uma melhor análise do comportamento das misturas avaliadas. A Figura 3.8, a seguir, destaca o processo de secagem e peneiramento dos RCD.



Figura 3.8 Processo de secagem e peneiramento dos RCD.

3.3.2 AGREGADO CALCÁRIO DOLOMÍTICO

Entre os fatores mais influentes nas características e no comportamento dos agregados utilizados em pavimentação, tem-se a natureza da rocha de origem. Segundo Araújo (2009), a

grande presença de fraturas nas jazidas que são preenchidas principalmente por calcita, bem como as foliações existentes, são afetadas pelas explosões empregadas nas explorações das jazidas. As detonações tornam ainda mais vulneráveis tais planos, que já são considerados regiões de fraqueza das rochas. Em razão disto, os agregados resultantes da britagem daquelas rochas tendem a apresentar formatos alongados ou lamelares longe do formato ideal para ser utilizado na pavimentação.

Os agregados calcários também apresentam outras características peculiares, tais como: baixa resistência ao polimento, boa resistência à abrasão, porosidade média a baixa e ótima adesividade na presença de ligante asfáltico. Porém, devido à predominância deste tipo de agregados e associada à escassez de materiais convencionalmente utilizados em pavimentação, os agregados calcários dolomíticos são a única opção econômica e tecnicamente viável na confecção de revestimentos asfálticos na região do Distrito Federal. E ainda, devido à predominância deste tipo de agregado e o uso intenso nas obras rodoviárias na região do Distrito Federal, tal agregado foi escolhido para compor a presente pesquisa, conforme ilustrado na Figura 3.9, a seguir.

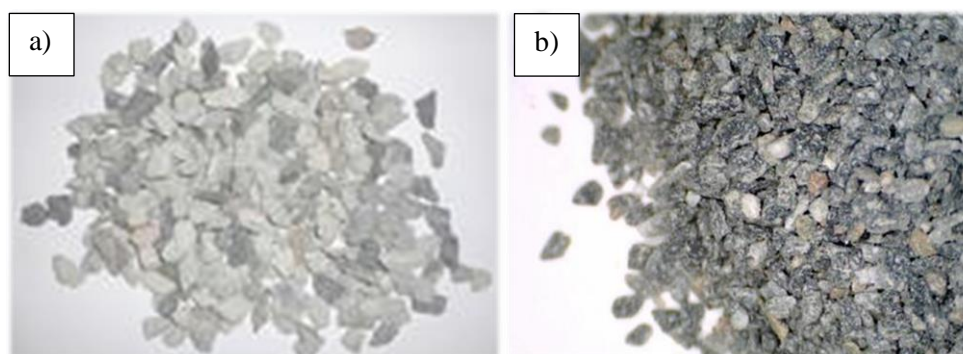


Figura 3.9 Agregado Calcário utilizado na pesquisa: a) Agregado graúdo, b) Agregado miúdo.

3.3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A seguir são apresentados os ensaios e procedimentos utilizados para realizar a caracterização dos agregados utilizados na pesquisa: RCD e agregado calcário dolomítico.

3.3.3.1 COMPOSIÇÃO DO RCD

O procedimento utilizado para conhecer os materiais componentes do RCD avaliado na pesquisa se deu com base em Motta (2005) e Gómez (2011). Foram selecionados 15 quilos de material. Tal amostra foi homogeneizada e seca, para então ser submetida a um peneiramento, utilizando as seguintes peneiras: 25,4 mm (1"), 19,0 mm (3/4"), 12,5 mm (1/2"), 9,5 mm (3/8"), 4,75 mm (N°4), 2,0 mm (N°10), 0,425 mm (N°40), 0,075 mm (N°200) e fundo (< 0.075 mm). Uma vez separado o material por tamanho, a classificação visual dos diferentes materiais encontrados na sua composição foi facilitada. Inicialmente, o material foi separado de forma manual e dividido nas seguintes classes: materiais cimentícios (concreto e argamassa); materiais pétreos (britas e seixos rolados); cerâmicos vermelhos (telha e tijolo); cerâmicos brancos (azulejos e pisos); contrapisos; e, materiais contaminantes (telhas de amianto, gesso, madeira, aço e arame). Os materiais que passaram na peneira N°4 (4,75 mm) foram classificados como miúdos e não foi possível sua separação manual.

3.3.3.2 DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

A granulometria utilizada na presente pesquisa foi obtida após o peneiramento do material calcário de comum comercialização no Distrito Federal, conhecido – segundo o tamanho das partículas – como brita 1, brita 0 e pó de brita. Foi empregado um peneirador mecânico disponibilizado pelo LER/INFRALAB/UnB, com o uso das peneiras 1", 3/4", 1/2", 3/8", N 4, N 10, N 40, N 80 e N 200. Cada peneiramento foi realizado durante 25 minutos, separando as frações necessárias para formar a gradação desejada em cada corpo de prova utilizado na pesquisa – corpo este conforme a faixa C da norma ES 031(DNIT, 2006) para misturas tipo CBUQ (vide Tabela 3.1, a seguir).

Tabela 3.1 Faixa granulométrica para as misturas CBUQ faixa C Norma ES 031(DNIT, 2006).

Peneira		Faixa C	
ASTM	(mm)	% Passando	
3/4"	19,1	100	100
1/2"	12,7	80	100
3/8"	9,5	70	90
N° 4	4,8	44	72
N° 10	2	22	50
N° 40	0,425	8	26
N° 80	0,18	4	16
N° 200	0,074	2	10

No caso dos RCD, o procedimento deu-se do mesmo modo, mas o peneiramento foi feito com o material da britagem secundária descrita no numeral 3.3.1. Na Figura 3.10, a seguir, tem-se a apresentação do resumo do referido procedimento.



Figura 3.10 Processo de peneiramento dos RCD.

3.3.3.3 ABSORÇÃO DOS AGREGADOS

A absorção de água é uma medida utilizada como estimativa da absorção do ligante asfáltico pelo agregado, fundamental para o processo de dosagem da mistura, pois tem influência direta no consumo de ligante, além de influir na adesividade ligante-agregado.

A absorção é definida pelo aumento percentual de massa que o agregado sofre devido ao preenchimento por água de seus vazios permeáveis, em relação à massa seca. A Norma ME 081 (DNER, 1998) foi o procedimento adotado para a realização do ensaio de absorção sobre o agregado calcário e RCD graúdos. O valor da absorção é obtido com a seguinte expressão:

$$a = \frac{M_{sss} - M_s}{M_s} \quad (3.1)$$

Onde:

a: absorção;

M_s: massa, ao ar, do agregado seco em estufa;

M_{sss} : massa, ao ar do agregado na condição saturada superficialmente seca.

3.3.3.4 MASSA ESPECÍFICA E DENSIDADE DOS AGREGADOS

A densidade dos agregados é uma medida essencial para a determinação de parâmetros volumétricos de uma mistura asfáltica. A densidade aparente é definida como a razão entre o peso ao ar e o volume de agregado (porção impermeável), a uma dada temperatura e o peso ao ar da massa de igual volume de água destilada, livre de gases, à mesma temperatura (Souza, 2010).

O procedimento de ensaio para a obtenção da densidade aparente dos RCD encontra-se descrito na Norma ME 081 (DNER, 1998). A Figura 3.11, a seguir, ilustra os passos do procedimento do ensaio de densidade aparente dos agregados, a saber: a) agregado imerso por 24 horas após a secagem em estufa; b) remoção da água superficial com um pano absorvente para obtenção da condição saturada superfície seca; c) determinação da massa saturada superfície seca; d) determinação da massa do agregado submerso; e) secagem em estufa; e, f) determinação da massa seca. Nesta metodologia, a amostra é formada pelos grãos retidos na peneira de abertura 4,75 mm (N 4).

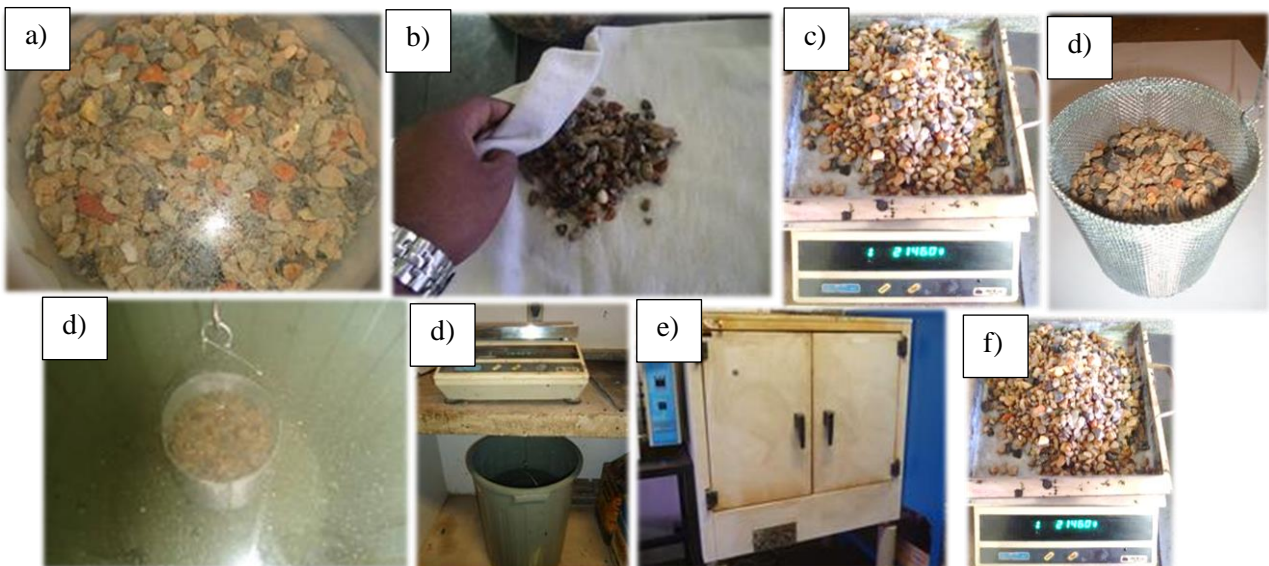


Figura 3.11 Densidade aparente do agregado graúdo, RCD e agregado calcário.

A Equação 3.2, expressa a seguir, apresenta a fórmula de cálculo da densidade aparente:

$$D_{ap} = \frac{M_s}{M_{sss} - M_{sub}} \quad (3.2)$$

onde:

D_{ap} : densidade aparente;

M_s : massa, ao ar, do agregado seco em estufa;

M_{sss} : massa, ao ar, do agregado na condição saturada superficialmente seca;

M_{sub} : massa submersa do agregado.

No caso do agregado miúdo (material passante na peneira de N 4 e que fica retido na peneira de N 200), foi executado o método de ensaio ME 194 (DNER, 1998) Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de *Chapman*. O ensaio consiste em colocar uma amostra de 500 g dentro do referido frasco, o qual se encontra com água até a marca de 200 cm³. Tal procedimento é ilustrado na Figura 3.12, a seguir.



Figura 3.12 Frasco *Chapman* contendo o agregado miúdo.

A leitura do nível atingido pela água no gargalo do frasco indica o volume ocupado pelo binômio água-agregado, que é utilizado para calcular a massa específica real do agregado, conforme a Equação 3.3, expressa a seguir.

$$\rho = \frac{500}{L-200} \quad (3.3)$$

Onde:

ρ : massa específica real do agregado miúdo

L : leitura do frasco

Para a determinação da massa específica real do *filer* que compõe os agregados (material que passa na peneira de N 200), adotou-se o método de ensaio ME 085 (DNER,1994), Neste caso, tem-se o uso de um frasco graduado denominado *Le Chatelier*.

Como procedimento, coloca-se querosene no frasco em quantidade tal que seu nível superior fique entre as graduações 0 e 1; em seguida, o frasco é levado a um banho de água até uma temperatura constante do banho. Após equilíbrio da temperatura, registra-se a primeira leitura do nível superior do líquido. Retira-se o frasco do banho e coloca-se em pequenas porções cerca de 60g do material. Em seguida, o frasco é colocado novamente no banho e após o equilíbrio, faz-se a leitura final do nível superior do líquido. A diferença das leituras inicial e final representa o volume do líquido deslocado pelo material. Assim, a massa específica real é determinada da seguinte forma:

$$\mu = \frac{\text{massa do material}}{\text{volume do líquido deslocado}} \quad (3.4)$$

A Figura 3.13, a seguir, apresenta os registros fotográficos da sequência do ensaio, que consistiu em: a) querosene e Frasco *Le Chatelier*; b) Frasco *Le Chatelier* com querosene; c) frasco imerso no banho de água; d) adição do *filer* do agregado; e) frasco com querosene e *filer* do agregado imerso no banho de água; f) leitura final do nível superior do líquido

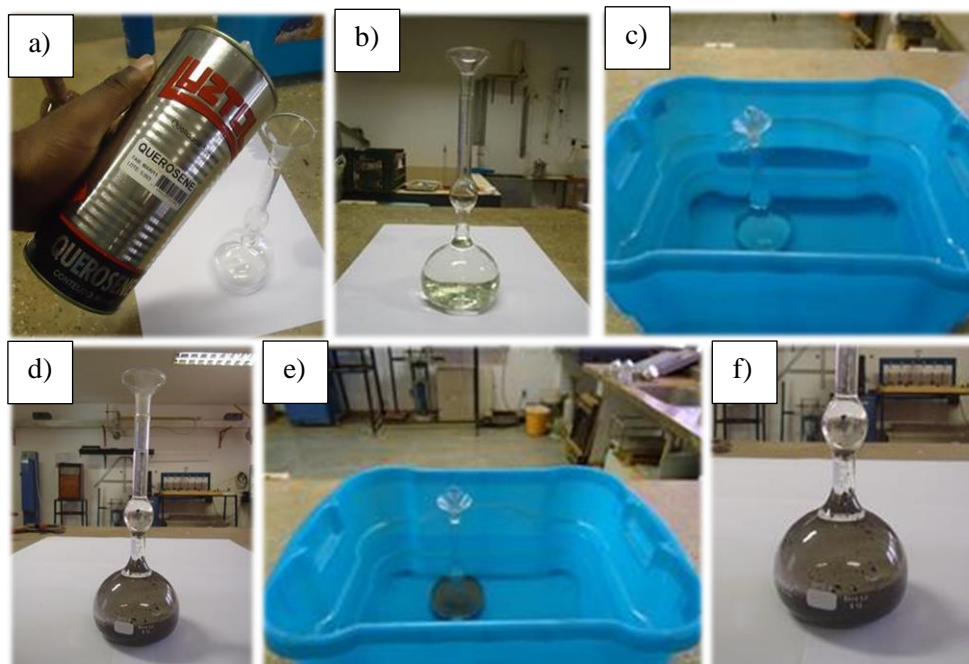


Figura 3.13 Sequência do ensaio de massa específica real com o frasco *Le Chatelier*.

3.3.3.5 ÍNDICE DE FORMA

A forma das partículas dos agregados influi na resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas, afetando também a energia de compactação necessária para se alcançar certa densidade. As partículas irregulares ou de forma angular, tais como: pedra britada, cascalhos e algumas areias de brita, tendem a apresentar melhor intertravamento entre os grãos compactados – sendo maior o intertravamento para partículas mais cúbicas e arestas mais afiladas (Bernucci *et al.*, 2006).

O ensaio que determina as formas das partículas é o chamado Índice de Forma (f). Este varia de 0,0 a 1,0. Se o agregado tiver $f = 1,0$ tem-se ótima cubicidade, e quando $f = 0,0$, o agregado é considerado muito lamelar. O limite mínimo de aceitação adotado para o agregado quanto a forma é de $f = 0,5$. O método de ensaio tem origem na Norma ME 086 (DNER 1994).

Após ter sido determinada a granulometria do material, seleciona-se a graduação onde este se enquadra (vide Tabela 3.2, a seguir). Em seguida, separam-se as frações que constituirão a amostra por meio de crivos de abertura circular (vide Figura 3.14, a seguir). De cada fração selecionada, separam-se as partículas retidas no primeiro crivo redutor (crivo I) que devem ser testadas em um segundo crivo redutor (crivo II), anotando-se o peso retido em cada crivo redutor (vide Figura 3.15, a seguir).

Tabela 3.2 Determinação da graduação do material após análise granulométrica, segundo a Norma ME 086 (DNER 1994)

Gaduação	Crivos de abertura circular (mm)		Pesos das frações da amostra (g)	Crivos redutores correspondentes (mm)**	
	Passando*	Retido		Crivo I	Crivo II
A	76	63,5	3000	38	25
	63,5	50	3000	32	21
	50	38	3000	25	17
B	38	32	3000	19	12,7
	32	25	2000	16	10,5
	25	19	2000	12,7	8,5
	19	16	2000	9,5	6,3
C	19	16	2000	9,5	6,3
	16	12,7	2000	8	5,3
	12,7	9,5	2000	6,3	4,2
D	12,7	9,5	1000	6,3	4,2
	9,5	6,3	1000	4,8	3,2

* Tamanho diretriz

** Abertura em tamanhos comerciais

O índice de forma é calculado pela equação que se segue:

$$f = \frac{P1+0,5P2}{100 \times n} \quad (3.5)$$

Onde:

f: índice de forma

P1 e P2: soma das percentagens retidas nos crivos 1 e 2 respectivamente, de todas as frações que compõem a graduação.

n: número de frações que compõem a graduação escolhida



Figura 3.14 Crivos de abertura circular utilizados para seleção das frações do material



Figura 3.15 Agregado sendo passado pelas lâminas do crivo redutor.

3.3.3.6 RESISTÊNCIA AO DESGASTE POR ABRASÃO LOS ANGELES

Durante o processo de carregamento, estocagem, construção e de serviço devido à ação do tráfego, os grãos dos agregados sofrem desgaste, quebras e abrasão. Portanto, devem apresentar capacidade de resistir às quebras, degradação e desintegração.

A avaliação da resistência do agregado calcário e RCD foram feitas pelo ensaio de abrasão Los Angeles, o qual mede o desgaste de um agregado por abrasão, com utilização da máquina Los Angeles. O procedimento do ensaio consiste em submeter uma determinada massa (m_n) dos agregados graúdos a um dado número de revoluções, dentro de um tambor que deve girar a uma velocidade entre 30 rpm e 33 rpm, juntamente com um conjunto de esferas de aço padronizadas. O número de esferas e a massa a ser utilizada no ensaio por faixa granulométrica é prescrito na Norma ME 035 (DNER, 1998). Ao final do ensaio, os agregados são retirados do tambor e peneirados em uma peneira com malha de abertura de 1,7 mm (N 12), restando uma massa (m_n^*) retida na mesma peneira (vide Figura 3.16, a seguir).



Figura 3.16 Ensaio de resistência ao desgaste por abrasão Los Angeles.

O desgaste Los Angeles é calculado como a perda de massa percentual pela Equação 3.6, que se segue:

$$A_n = \frac{m_n - m_n^*}{m_n} \quad (3.6)$$

Onde:

A_n : Abrasão Los Angeles da graduação n, com aproximação de 1%.

n: Graduação escolhida para o ensaio.

m_n : Massa total da amostra seca, colocada no tambor.

m_n^* : Massa da amostra lavada e seca, após o ensaio (retido na peneira de 1,7mm ou N 12).

3.3.3.7 ANÁLISE MINERALÓGICA POR DIFRAÇÃO DE RAIOS X (DRX)

A difração de raios-X (DRX) é um dos métodos mais utilizados na identificação dos minerais e da estrutura cristalina de solos finos granulares. Os raios-X são úteis para a análise de estruturas cristalinas, pois os comprimentos de onda com valores pertos de 1 Å são da mesma ordem que o espaçamento dos planos atômicos em materiais cristalinos (Mitchell & Soga, 2005).

A lei utilizada para identificar cristais utilizando DRX, conhecida como a lei de Bragg, é dada pela expressão que se segue:

$$n\lambda = 2d \operatorname{sen} \theta \quad (3.7)$$

Onde:

n: ordem de reflexão

λ : comprimento de onda;

d: distância interplanar de um dado plano do cristal;

θ : ângulo de incidência da onda com o plano.

Na Figura 3.17 os planos 001 e 002 são separados por uma distância d. O raio (R) representa a onda de raios-X, com comprimento λ , incidente sobre o plano 001, no ponto I, segundo um ângulo de incidência θ . O raio R é refletido como Rr, com o mesmo comprimento de onda λ e um ângulo de reflexão θ' igual a θ (ângulo de reflexão é igual ao ângulo de incidência).

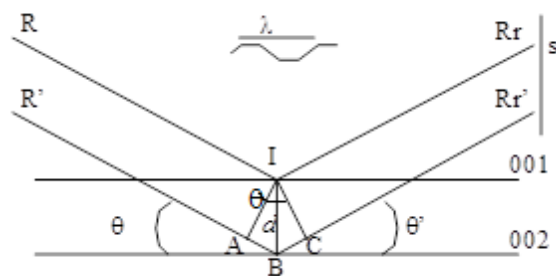


Figura 3.17 Geometria da equação de Bragg (Guimarães, 1999).

A onda R' , paralela a R , incide sobre o plano 002, no ponto B , com uma diferença de percurso em relação a RI , igual a AB . Tal segmento é o cateto oposto ao ângulo θ do triângulo IAB , cuja hipotenusa IB é a distância d entre os planos, ou seja, $d \cdot \text{sen} \theta = AB$. Após incidir em B , a onda difratada BRr' segue paralela a IRr , até o detector (s), com uma diferença de percurso igual a BC . Considerando que θ' é igual a θ , tem-se que BC é igual a AB . Portanto, a diferença de percurso total de $RIRr$ e $R'BRr'$ até o detector (s) correspondente à soma $AB+BC$, ou $2AB$. Neste sentido, é possível presumir que a distância percorrida a mais pelo raio incidente em 002 é $\Delta_{R'BRr'} = 2d \text{sen} \theta$ (Guimarães, 1999).

Ao incidir no detector, as ondas difratadas IRr e BRr' podem estar em fase ou fora de fase. No primeiro caso, as ondas se reforçam e o detector enviará os sinais elétricos que serão registrados no difratograma, como picos. Quando fora de fase, as ondas provocam interferência ou se anulam, não sendo produzido nenhum pico. Para que as ondas estejam em fase ao atingir o detector, a diferença de percurso $\Delta_{R'BRr'}$ deve ser igual a um número inteiro de comprimento de onda, ou seja, $n\lambda = \Delta_{R'BRr'}$. Considerando que os comprimentos de onda são constantes e que as distâncias d para o mesmo conjunto de planos são as mesmas, os picos serão produzidos quando a Equação (3.7) for homologada com o ângulo θ adequado (Guimarães, 1999).

A distribuição dos minerais nos agregados utilizados na pesquisa foi feita pelo método de Difração de Raios X (DRX) no laboratório de Geociências da UnB, utilizando um aparelho Rigaku D-MAXB. A Figura 3.18, a seguir, ilustra a curva de difratograma para o agregado calcário.

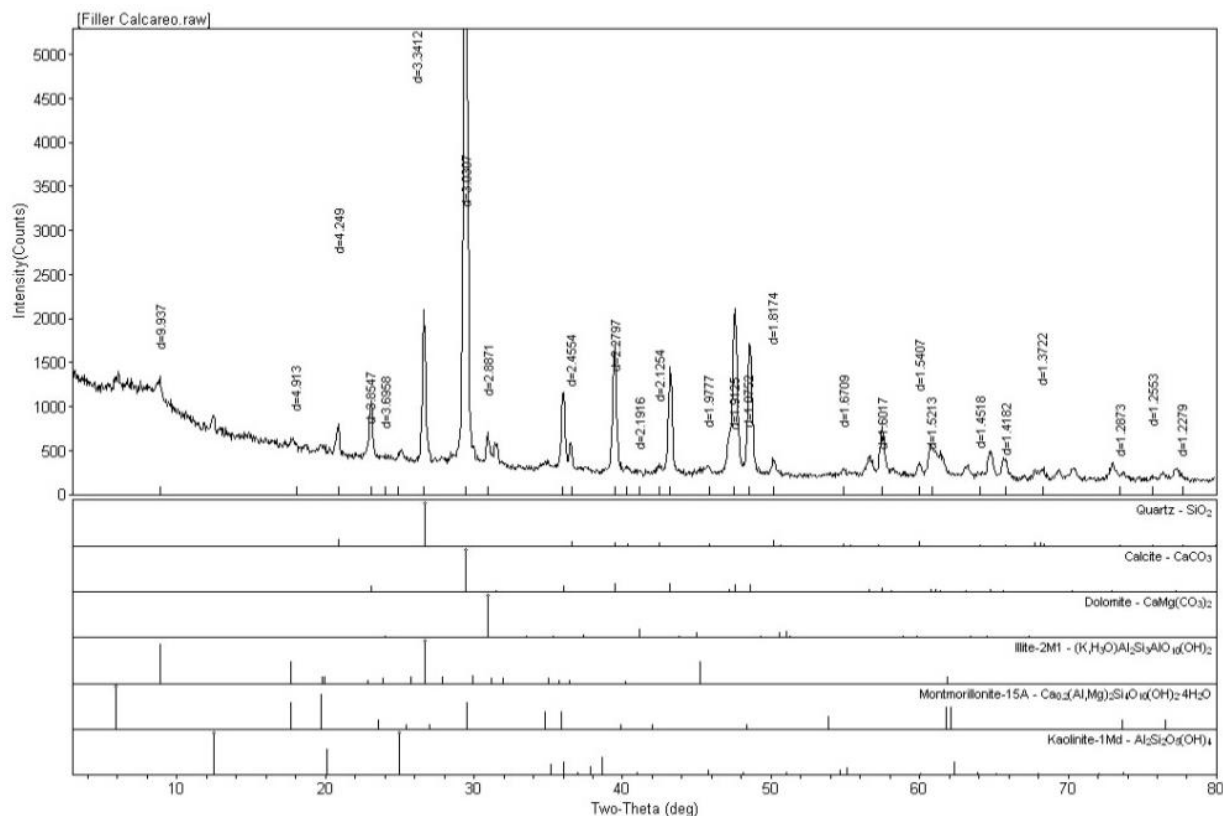


Figura 3.18 Difratoograma de raios-X do agregado calcário.

3.3.3.8 ENSAIO DE PH

O pH é calculado por definição como $-\log_{10}(H^+)$, sendo H^+ a concentração de prótons. Se o $pH < 7$ é ácido, existe uma alta concentração de prótons (H^+), e se o $pH > 7$ é básico, tem-se uma baixa concentração de prótons (H^+) (Mitchel & Soga, 2005). Em função de seus valores de pH o solo pode ser classificado como: solo ácido, pH menor que 5,5; moderadamente ácido, com pH entre 5,5 e 6,4; praticamente neutro, com pH variando de 6,5 a 6,9; neutro, com pH igual a 7,0; e, alcalino, com pH maior que 7,0 (Santos, 2004).

Os ensaios de pH foram feitos sobre amostras de agregado miúdo e *filer* (partículas entre 0,075 – 0,425 mm e menores de 0,075 mm) e em soluções água – RCD e água – agregado calcário. O procedimento de ensaio encontra-se descrito na Norma D4972 (ASTM, 2001) e utilizando o ph-metro modelo HI 99121. As soluções sólido-líquido foram feitas em relação 1:2,5, isto é, 10 g de agregado miúdo ou *filer* com 25 ml de água.

3.4 CARACTERIZAÇÃO DE LIGANTES ASFÁLTICOS

O uso intensivo do CAP em pavimentação se deve ao fato da forte união com os agregados, agindo como um ligante que permite flexibilidade controlável, grande poder impermeabilizante, além de ser um material durável e resistente à ação da maioria dos ácidos,

dos álcalis e dos sais, podendo ser utilizado aquecido em várias combinações de esqueleto mineral, ou modificado (Silva, 2011).

As características dos cimentos asfálticos influenciam de maneira significativa o comportamento das misturas asfálticas e, assim, é de fundamental importância o conhecimento de suas propriedades físico-químicas, químicas e reológicas. O estudo do comportamento reológico dos materiais betuminosos tem por objetivo principal encontrar a relação entre a deformação, a tensão, o tempo de aplicação da carga e a temperatura. A investigação de tais propriedades concorre para a compreensão do desempenho do CAP, quando submetido a tensões provenientes do tráfego e a tensões térmicas devido às variações da temperatura ambiente (Pinto, 1991).

O CAP é um material semissólido a temperaturas baixas, viscoelástico à temperatura ambiente e líquido às altas temperaturas. Logo, tem-se a importância de uma caracterização completa que permita conhecer seu comportamento em diferentes condições. A Figura 3.19, a seguir, apresenta o CAP em seu estado viscoelástico e estado líquido, respectivamente.



Figura 3.19 CAP: a) Estado viscoelástico na temperatura ambiente; (b) Estado líquido à alta temperatura.

Com base nas normas e especificações brasileiras e internacionais, a caracterização do ligante asfáltico deu-se a partir de ensaios correntes para avaliar suas propriedades físicas, categorizadas entre ensaios de consistência, durabilidade e segurança. Cabe ressaltar que se fez uso do CAP 50/70 e do CAP 50/70 modificado com borracha de pneus velhos. O ligante asfáltico CAP 50/70 utilizado na pesquisa é um material de ampla utilização na região do Distrito Federal; é proveniente da refinaria da PETROBRÁS em Betim, Minas Gerais,

disponibilizados pela Centro-Oeste Asfaltos Ltda. (empresa localizada em Brasília, Distrito Federal).

3.4.1 PRODUÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO MODIFICADO COM BORRACHA DE PNEUS USADOS

A borracha granulada utilizada na modificação do asfalto convencional está de acordo com as recomendações da Norma D6114 (ASTM, 1997) expostas na Tabela 3.3, a seguir; foi obtida pelo processo de moagem à temperatura ambiente, apresentando-se seca, solta e sem produzir espumas quando misturada ao asfalto.

Tabela 3.3. Especificações para a borracha granulada empregada na obtenção dos asfaltos-borracha (ASTM D6114/97) e valores obtidos na borracha utilizada.

Propriedades físicas	Especificação	Valor
Teor de umidade (%)	< 0,5	0,46
Peso específico das partículas (kN/m ³)	11,5 ± 0,5	
Teor de fibras têxteis (%)	< 0,4	0,31
Teor de fibras metálicas	< 0,01	0

O teor de umidade da borracha granulada tem sido determinado quando do aquecimento da amostra a uma temperatura até 57°C, por 24 horas, ou até peso constante. Os teores de fibras têxteis, metálicas e outros materiais são determinados durante o peneiramento da borracha granulada. Tais contaminantes são removidos durante a análise de granulometria por peneiramento. As fibras têxteis são retiradas manualmente e os metais são retiradas com a ajuda de um imã.

Na fabricação do asfalto borracha, foi utilizada a borracha granulada reciclada de pneus velhos (vide Figura 3.20, a seguir) de modo que atendesse a gradação especificada pelo Departamento de Transporte do Arizona (ADOT), conforme pode ser observado na Tabela 3.4 e Figura 3.21, a seguir.



Figura 3.20 Borracha granulada reciclada de pneus usados.

Tabela 3.4 Faixa granulométrica especificada para borracha granulada pelo ADOT e media da especificação ADOT utilizada na pesquisa

Peneira		Especificada para borracha granulada pelo ADOT		Gradação utilizada
ASTM	mm	Porcentagem passante (%)		Porcentagem passante (%)
Nº 10	2	100	100	100
Nº 16	1,18	65	100	82,5
Nº 30	0,6	20	100	60
Nº 50	0,3	0	45	22,5
Nº 200	0,075	0	5	2,5

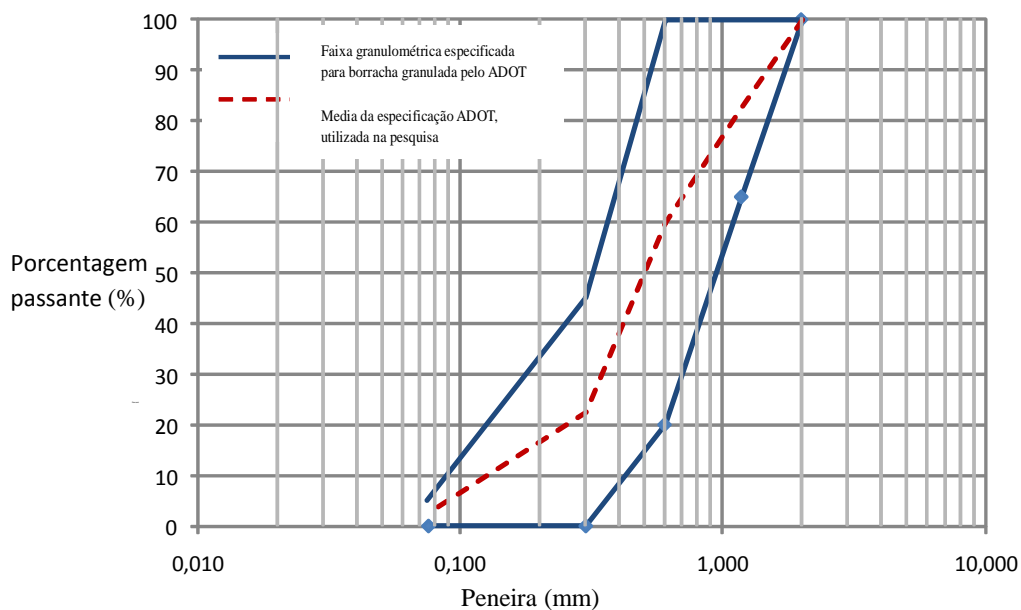


Figura 3.21 Faixa granulométrica especificada para borracha granulada pelo ADOT e media da especificação ADOT utilizada na pesquisa.

Na Figura 3.22, exposta a seguir, tem-se a montagem e os equipamentos utilizados para a fabricação de asfalto borracha. Estes consistem em um recipiente metálico para aquecimento da mistura, um termômetro para controlar a temperatura da mistura, e uma hélice rotativa acoplada a um agitador mecânico.

A velocidade de rotação da hélice utilizada foi aquela que propiciou uma mistura homogênea entre a borracha granulada e o ligante asfáltico, trabalhando com uma velocidade de rotação entre 250 e 300 rpm a uma temperatura de 170 °C durante uma hora – valores definidos a partir da pesquisa de Dantas Neto (2004).

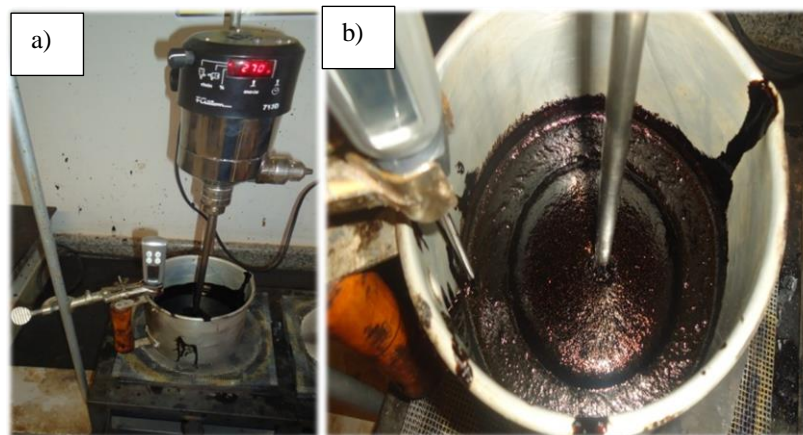


Figura 3.22 a) Montagem e equipamento para produzir a mistura asfalto-borracha; b) processo de desvulcanização da borracha granulada durante o processo de fabricação de asfalto-borracha.

3.4.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Tem-se aqui a finalidade de efetuar ensaios nos cimentos asfálticos a fim de determinar as características físicas e obter o entendimento de alguns aspectos de seu comportamento como parte de uma mistura asfáltica.

Na Tabela 3.5, a seguir, estão relacionados os métodos de ensaios e as respectivas normas que foram empregadas na determinação das propriedades físicas, dos ligantes utilizados no presente estudo. Os ensaios foram realizados no LER/INFRALAB/UnB.

Tabela 3.5 Ensaios de caracterização física do CAP.

ENSAIO	NORMA
Penetração (100g,5s,25 ^o C)	ME 003 (DNER, 1999)
Ponto de amolecimento	ME 247 (DNER, 1994)
Ductilidade a 25 ^o C	ME 163 (DNER, 1998)
Ponto de fulgor e combustão	ME 148 (DNER, 1994)
Recuperação elástica a 25 ^o C, 20 cm	ME 382 (DNER, 1999)
Densidade de Material Bituminoso	ME 193 (DNER, 1996)

3.4.2.1 ENSAIO DE PENETRAÇÃO

O ensaio de penetração foi realizado de acordo com a Norma ME 003 (DNER, 1999), fazendo uso de uma agulha padrão com uma carga de 100 g, penetrando por 05 (cinco) segundos sobre uma amostra de CAP com 50g à temperatura de 25°C. O equipamento utilizado no ensaio é apresentado na Figura 3.23, a seguir.

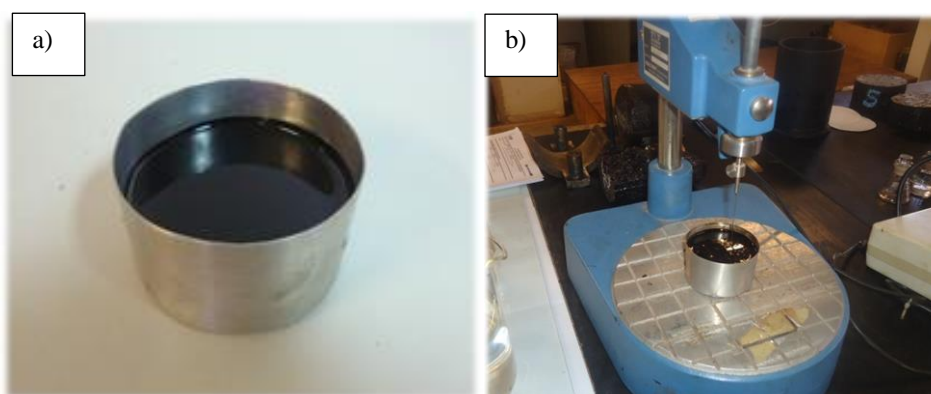


Figura 3.23 Equipamento utilizado no ensaio de penetração: a) amostra de CAP 50g; b) detalhe da penetração na amostra.

Os valores de penetração obtidos passaram por prévio tratamento estatístico para que as médias utilizadas fossem determinadas apenas por dados consistentes. Nos resultados de penetração, a consistência do CAP é tanto maior quanto menor for a penetração da agulha padrão.

3.4.2.2 PONTO DE AMOLECIMENTO

O ensaio descrito pela Norma ME 247 (DNER,1994) é também conhecido como método do anel e bola. No ensaio, tem-se uma amostra de ligante moldada em um anel de latão

padronizado mantido suspenso em um banho à taxa de temperatura controlada de 5°C/minuto, onde sobre este se posiciona uma esfera de aço de dimensões e peso especificados no centro da amostra. No momento em que o asfalto amolece o suficiente para não mais suportar o peso da esfera, a esfera e o asfalto escoam em direção ao fundo do béquer. O ponto de amolecimento, então, é definido como sendo o valor de temperatura lido no instante em que a amostra toca uma placa de referência do conjunto de ensaio situada a 25,4 mm de profundidade em relação à parte inferior do anel, conforme ilustra a Figura 3.24, a seguir.

O ensaio apresenta uma medida empírica da temperatura onde o asfalto amolece e atinge uma determinada condição de escoamento; também é empregado junto com o valor de penetração para fazer estimativa de suscetibilidade térmica dos asfaltos.



Figura 3.24 Ensaio do ponto de amolecimento.

3.4.2.3. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE SUSCEPTIBILIDADE TÉRMICA (IST)

A suscetibilidade térmica indica a sensibilidade da consistência dos ligantes asfálticos à variação de temperatura. Em climas mais frios, o ligante deve ser mais flexível e de menor consistência para aumentar a resistência do revestimento asfáltico à fissuração e ao trincamento. Em climas quentes, o maior ponto de amolecimento e a maior viscosidade do ligante aumentam a resistência à deformação permanente.

As aplicações de ligantes com alto Índice de Suscetibilidade Térmica (IST) devem ser evitadas em locais de tráfego pesado, lento, canalizado e diante de altas temperaturas. A utilização de uma mistura asfáltica com estas características pode induzir à formação de

trilhas de roda que pode ser ainda mais acentuada se o segmento se der em rampa pronunciada (Morilha Jr., 2004).

O IST, também chamado de “Índice de *Pfeiffer e Van Doormaal*”, que nas especificações brasileiras pode variar de -1,5 a +1,0, indica a seguinte tendência: valores maiores que +1,0 indicam asfaltos pouco sensíveis a elevadas temperaturas e quebradiços quando a temperatura é baixa; e, valores menores que -1,0 indicam asfaltos muito sensíveis a elevadas temperaturas, ou seja, que amolecem rapidamente (Barra, 2005).

De acordo com as Normas EM 095 (DNIT, 2006) e ANP (2005), o IST foi determinado utilizando a Equação 3.8, que se segue:

$$IST = \frac{[500 \times \log(PEN)] + [20 \times (T^\circ C)] - 1951}{120 - [50 \times \log(PEN)] + (T^\circ C)} \quad (3.8)$$

Onde:

T°C = ponto de amolecimento.

PEN = penetração a 25°C, 100g, 5seg.

3.4.2.4 DUCTILIDADE

A ductilidade é uma medida empírica que permite avaliar, mesmo que de forma indireta, a coesão dos asfaltos. Na prática, esta é a capacidade do material de se alongar na forma de um filamento. No presente estudo, o método de ensaio para a determinação da ductilidade foi realizado conforme os procedimentos prescritos pela Norma ME 163 (DNER, 1998), onde a amostra é vertida em um molde e, após o resfriamento à temperatura ambiente, é submetida a um esforço de tração aplicado em suas extremidades, com velocidade uniforme especificada (5 cm/min ± 0,25 cm/min) no ductilômetro, que contém um banho de água a 25°C de temperatura. A finalização do ensaio ocorre quando da ruptura da amostra, anotando-se a distância (em centímetros) que as garras do ductilômetro se deslocaram para produzir a referida ruptura ou até a distensão máxima (100 cm) permitida pelo equipamento (vide Figura 3.25, a seguir). A densidade do líquido do banho foi ajustada com Cloreto de Sódio (NaCl) para que a amostra, ao ser alongada, não formasse uma catenária. O resultado considerado para cada tipo de ligante foi o resultante de uma média de três amostras.



Figura 3.25 Ensaio de ductilidade.

3.4.2.5 PONTO DE FULGOR E COMBUSTÃO

A segurança de manuseio do asfalto durante o transporte, a estocagem e a usinagem também é um fator importante para avaliação durante a campanha experimental de um ligante asfáltico. Para tanto, faz-se necessário a realização de ensaio de ponto de fulgor, o qual representa a menor temperatura onde os vapores emanados durante o aquecimento do material asfáltico se inflamam por contato com uma chama padronizada. Os valores de pontos de fulgor de CAP são normalmente superiores a 230°C (Bernucci et al., 2006).

Segundo a Norma NBR 11341 (ABNT, 2004), da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), o ponto de fulgor é uma medida da tendência da amostra para formar uma mistura inflamável com o ar sob condições laboratoriais controladas. É apenas uma entre outras propriedades que devem ser consideradas na avaliação completa do perigo de inflamabilidade do material. Acima da temperatura do ponto de fulgor, também é determinado o ponto de combustão, que é uma medida da tendência da amostra em manter a combustão.

De acordo com os procedimentos da ABNT, aproximadamente 70ml de amostra são adicionadas a uma cuba de ensaio que deve ser levada ao aquecimento. A temperatura da amostra aumenta rapidamente no início e, posteriormente, a uma taxa mais lenta e constante, quando o ponto de fulgor estiver próximo. O ponto de fulgor é identificado quando uma chama larga aparece e se propaga em toda a superfície da amostra e se extingue instantaneamente.

Para a determinação do ponto de combustão, dá-se continuidade ao aquecimento da amostra após anotar o ponto de fulgor. Quando a amostra entrar em combustão e sustentar a queima por pelo menos 05 (cinco) segundos, tem-se aí o registro da temperatura, determinando o

ponto de combustão. No presente estudo, o aparelho utilizado neste tipo de ensaio foi do tipo manual. Assim, buscou-se manter um mesmo padrão de aplicação da chama, da taxa de aumento da temperatura e da velocidade de passagem da chama (vide Figura 3.26, a seguir).

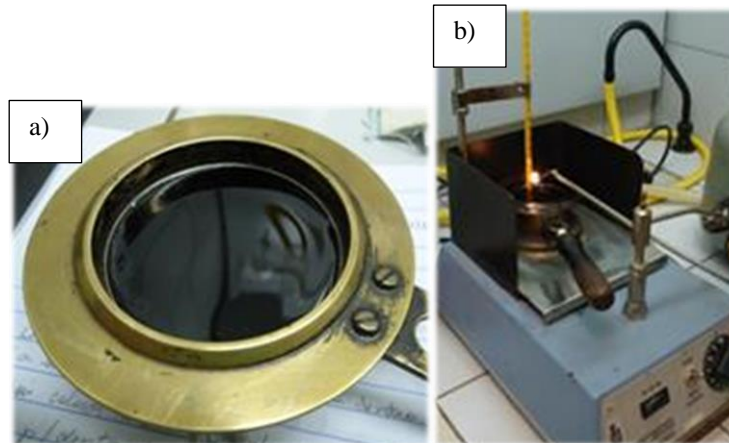


Figura 3.26 Equipamento para determinação do ponto de fulgor - vaso aberto de Cleveland
a) Recipiente padrão utilizado para o ensaio; b) ensaio em andamento.

3.4.2.6 DENSIDADE DE MATERIAL BETUMINOSO

A determinação deste parâmetro tem por finalidade a transformação de unidades gravimétricas em volumétricas e é utilizado no cálculo do volume de vazios da mistura betuminosa. A densidade relativa é a razão da massa de um dado volume do material pela massa de igual volume de água à mesma temperatura.

A metodologia empregada foi a da Norma ME 193 (DNER, 1996), em que o procedimento eleito constitui-se na realização de quatro medidas de peso a uma temperatura de 25°C, conforme esquema representado na Figura 3.27, bem como pelo cálculo expresso na Equação 3.9, a seguir. Na figura 3.28, a seguir, tem-se o ensaio em andamento.

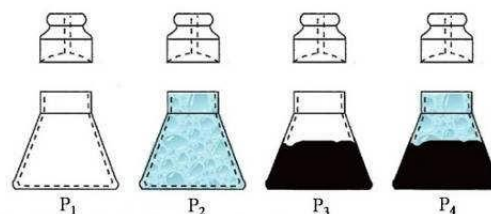


Figura 3.27 Medidas feitas para determinação da densidade de ligantes asfálticos (Souza, 2010)

$$D = \frac{P_3 - P_1}{(P_2 - P_1) - (P_4 - P_3)} \quad (3.9)$$

Onde:

D: densidade do cimento asfáltico;

P_1 : Massa do picnômetro vazio + Tampa;

P_2 : Massa do picnômetro com água destilada + Tampa;

P_3 : Massa do picnômetro com CAP + Tampa;

P_4 : Massa do picnômetro com água destilada e CAP + Tampa.



Figura 3.28 Ensaio de determinação densidade de material betuminoso em andamento

3.4.2.7 RECUPERAÇÃO ELÁSTICA

A recuperação elástica determinada no ensaio é a medida da capacidade de retorno do ligante asfáltico após interrupção de tração mecânica aplicada de acordo com a Norma ME 382 (DNER, 1999). O ensaio é realizado no ductilômetro e as amostras são preparadas da mesma forma que no ensaio de ductilidade. Após a retirada do molde da placa, submete-se o corpo de prova ao ensaio de tração no ductilômetro, com velocidade uniforme especificada (5cm/min \pm 0,25cm/min), até que o corpo de prova se alongue a 200 mm (L1). A tração é, então, estagnada por 05 (cinco) minutos e, imediatamente depois o material asfáltico estendido, sendo cortado bem no centro (vide Figura 3.28, a seguir) com o auxílio de uma tesoura. Após repouso de 60 minutos, acionou-se o ductilômetro em sentido contrário, de modo que as duas

extremidades dos corpos de prova encostassem uma na outra – momento este em que foi realizada leitura na escala milimétrica do aparelho (L2) (vide Figura 3.29, a seguir).

O ensaio de recuperação elástica permite demonstrar a capacidade elástica dos diferentes ligantes asfálticos, que fica evidente quando se dá a comparação entre os asfaltos modificados em relação aos asfaltos convencionais.



Figura 3.29 Ensaio de recuperação elástica.

A recuperação elástica (RE) é determinada, em percentagem, segundo a Equação 3.10, expressa a seguir.

$$RE = \frac{L_1 - L_2}{L_1} \times 100 \quad (3.10)$$

3.4.3 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

Na análise química dos ligantes asfálticos utilizados na presente pesquisa, foram empregadas as técnicas de caracterização química, espectroscopia no infravermelho por transformada de Fourier (FTIR) e análise termogravimétrica (TGA), ilustradas a seguir.

3.4.3.1 ESPECTROSCOPIA NO INFRAVERMELHO

A espectroscopia no infravermelho é uma técnica relativamente nova em relação à caracterização química dos ligantes asfálticos. Tem sua fundamentação na medida da absorção ou emissão de radiações eletromagnéticas por ressonância em um sistema constituído por átomos. As análises de espectroscopia no infravermelho por transformada de

Fourier permitem identificar os principais grupos funcionais – constituintes dos hidrocarbonetos, e detectar as possíveis mudanças na composição química do asfalto, bem como as mudanças no seu comportamento (vide Figura 3.30, a seguir).

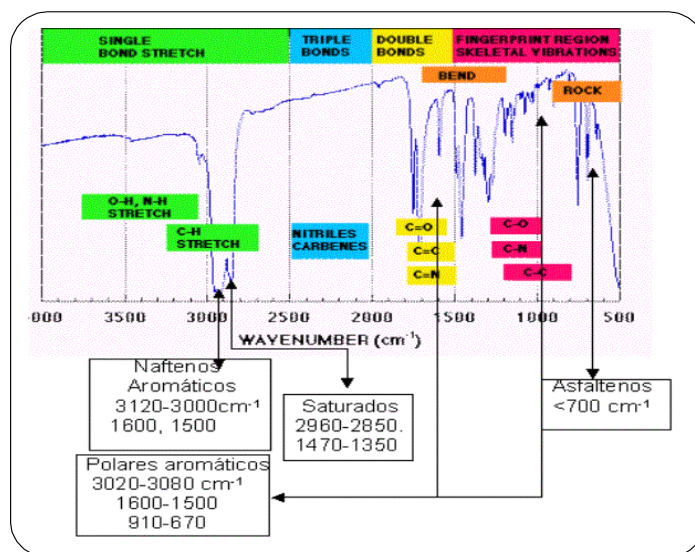


Figura 3.30 Absorção espectroscópica dos componentes de um asfalto (Torres, 2000).

No presente estudo, todos os experimentos foram realizados em espectrômetro da Varian modelo 640-IR. Os espectros das amostras foram realizados na faixa de 400 a 4000 cm^{-1} , no modulo da refletância total atenuada (ATR). A seguir, na Figura 3.31, tem-se a apresentação do equipamento utilizado.

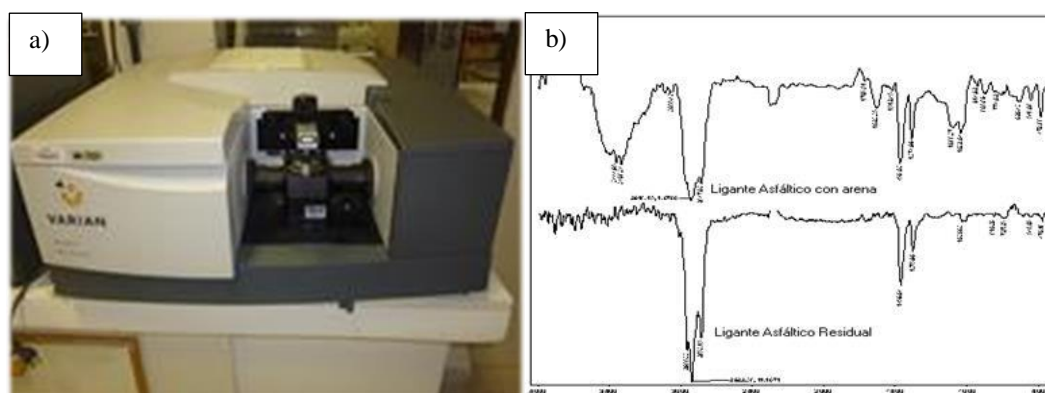


Figura 3.31 Espectroscopia no infravermelho a) Espectrômetro Varian modelo 640-IR, b) Espectro.

3.4.3.2 ANÁLISE TERMOGRAVIMÉTRICA

A análise térmica (TG/DTG, DSC, DTA etc.) é definida como “um grupo de técnicas por meio das quais uma propriedade física como massa, temperatura, entalpia, dimensões etc., de uma substância e/ou de seus produtos de reação é medida em função da temperatura, enquanto essa substância é submetida a uma programação controlada de temperatura e sob uma atmosfera especificada (inerte ou oxidativa)” Haines (1995).

Segundo Canevarolo Jr.(2003), a termogravimetria (TG) é uma técnica da análise térmica onde a variação da massa da amostra (perda ou ganho) é determinada em função da temperatura e tempo, enquanto a amostra é submetida a uma programação controlada de temperatura. Esta possibilita conhecer as alterações que o aquecimento pode provocar na massa das substâncias, permitindo estabelecer a faixa de temperatura em que possam adquirir composição química, fixa, definida e constante, a temperatura em que começam a se decompor, além de acompanhar o andamento de reações de desidratação, oxidação, combustão, decomposição etc.

Todos os experimentos foram realizados em um sistema Shimadzu DTG-60H (vide Figura 3.32, a seguir), utilizando-se atmosfera oxidativa com fluxo de 30 mL/min. Aproximadamente 10 mg de amostra foi aquecida de 10 a 800 °C em uma taxa de aquecimento 10 °C/min.

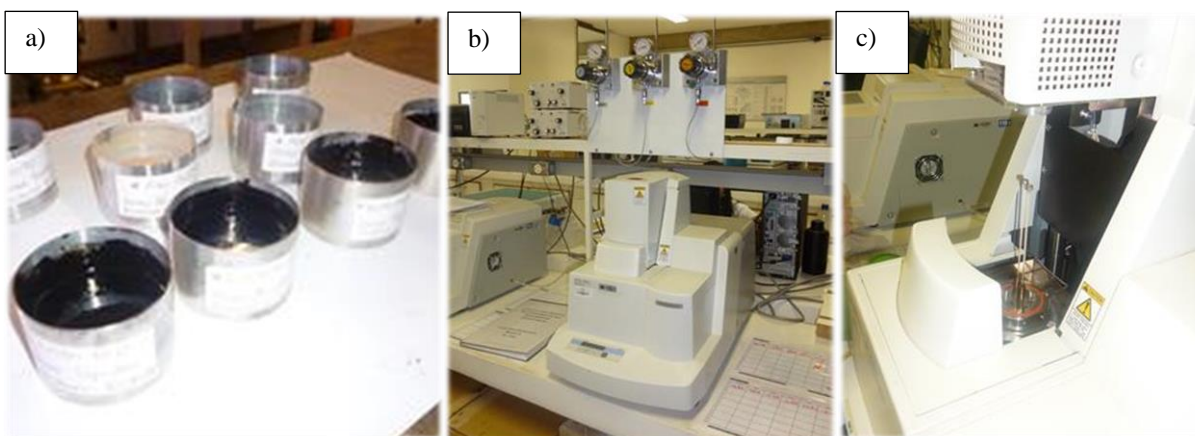


Figura 3.32 Equipamento do ensaio de TGA: a) Amostras avaliadas b) e c) Equipamento utilizado nas análises termogravimétricas.

3.4.4 CARACTERIZAÇÃO REOLÓGICA E AVALIAÇÃO SUPERPAVE

Nos cimentos asfálticos de petróleo utilizados na presente pesquisa (CAP 50/70 e CAP 50/70 modificado com borracha) foram realizados alguns dos ensaios da metodologia SUPERPAVE típicos para ligantes asfálticos (vide Tabela 3.6, a seguir). Neste sentido, objetivou-se a avaliação de algumas características dos ligantes, tais como: susceptibilidade térmica e comportamento reológico (cisalhamento dinâmico) – estudo do comportamento viscoso e do comportamento elástico por meio do módulo de cisalhamento complexo (G^*) e do ângulo de fase (δ) dos ligantes. E ainda, avaliou-se o envelhecimento em curto prazo do ligante asfáltico.

Tabela 3.6 Ensaios caracterização reológica e avaliação SUPERPAVE.

ENSAIO	NORMA
Viscosidade Aparente- Brookfield	ASTM 4402/95
Cisalhamento Dinâmico	AASHTO TPS/2004, ASTM D6373/1999
Rolling Thin Film Oven Test - RTFOT	ASTM D 2872/97

3.4.4.1 VISCOSIDADE APARENTE – BROOKFIELD

Entre os métodos mais utilizados na caracterização de ligantes asfálticos, sobressaem o Saybolt-Furol Norma ME 004 (DNER, 1994) – para determinar a viscosidade técnica (em sSf) – e o viscosímetro Brookfield Norma D4402 (ASTM,1995), para a obtenção da viscosidade absoluta ou aparente (em cP). No ensaio de viscosidade aparente-Brookfield, tem-se como objetivo quantificar a resistência ao cisalhamento interno de um fluido – a força necessária para produzir o escoamento entre suas camadas.

Na presente pesquisa, fez-se uso do método de determinação da viscosidade aparente pelo viscosímetro Brookfield, onde se buscou medir o torque provocado pelo movimento rotacional de um *spindle* (cilindro de alumínio) imerso no ligante asfáltico, no qual a viscosidade é a razão entre a tensão de cisalhamento aplicada e a taxa de cisalhamento de um líquido. Conhecida como coeficiente de viscosidade dinâmica, a unidade utilizada no sistema internacional (SI) é o Pascal-segundo (Pa.s). No sistema CGS, a unidade é o Poise e é equivalente a 0,1 Pa.s. O centipoise (cP) é equivalente ao miliPascal-segundo (mPa.s), e é frequentemente utilizado como unidade de viscosidade para determinações Brookfield.

No ensaio aqui empreendido, o ligante asfáltico foi aquecido a uma temperatura tal que se tornou fluído, sendo possível a inserção de 8 a 11 gramas de ligante dentro do tubo de ensaio do equipamento, que, em seguida, foi colocado dentro do aquecedor do equipamento. Logo, se imergiu o *spindle* dentro do tubo para, posteriormente, ser acionado o equipamento em uma rotação de 20 rpm. O equipamento foi, então, ajustado para as temperaturas desejadas e, ao atingir a temperatura ideal, fizeram-se as leituras da viscosidade em *centipoise*.

Seguindo a Norma ME 004 (DNER, 1994), visando uma melhor definição da curva viscosidade-temperatura, é possível determinar a viscosidade às temperaturas de 135, 150 e 177°C. A Figura 3.33, a seguir, expressa o viscosímetro rotacional, modelo DV-II+, acoplado a um controlador de temperatura “Thermosel” utilizado nos ensaios.

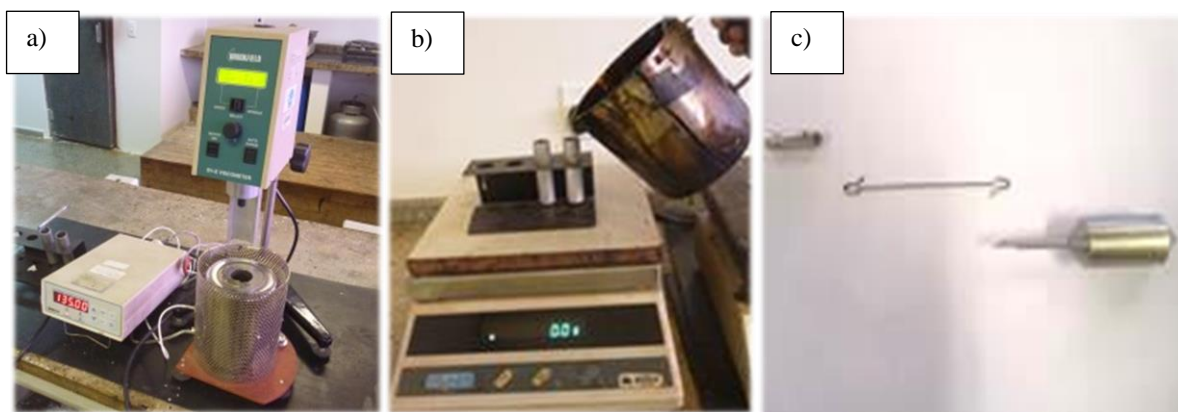


Figura 3.33 Aparato utilizado no ensaio de viscosidade Brookfield: a) viscosímetro rotacional Brookfield com controle de temperatura acoplado, b) coleta da amostra 8,0g de CAP, c) *spindle* e acessórios de acople.

3.4.4.2 CISALHAMENTO DINÂMICO

Com a intenção de determinar parâmetros viscoelásticos dos ligantes estudados na pesquisa (asfalto convencional e asfalto modificado com borracha), foram realizadas medidas de ângulo de fase (δ) e módulo complexo de cisalhamento (G^*) a temperaturas variando entre 46 a 70° C (46, 52, 58, 64 e 70 °C) e frequência de carregamentos de 1,592 Hz.

O ensaio aqui empreendido consistiu em prensar uma amostra de 25 mm de diâmetro (vide Figura 3.34-c) entre uma placa fixa e outra giratória (vide Figura 3.34-a). Um torque foi

aplicado girando a placa de um ponto A para um ponto B e, em seguida, para um ponto C, retornando, enfim, para o ponto A

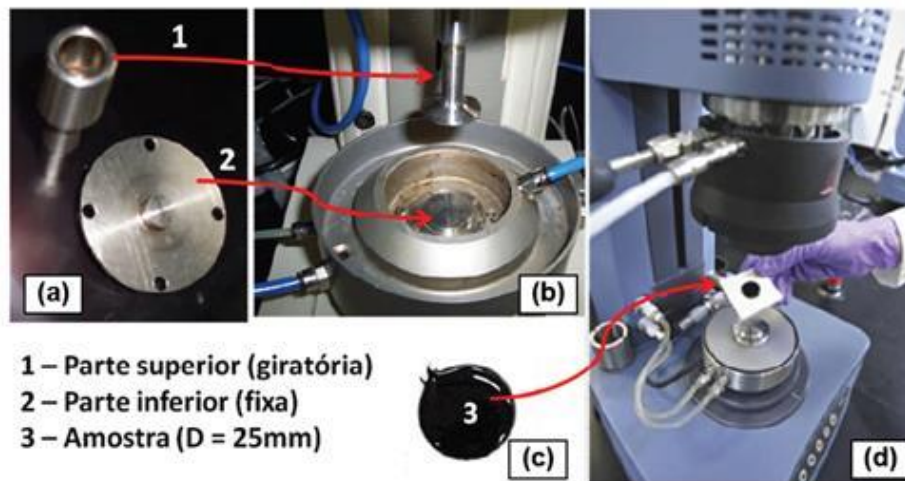


Figura 3.34 Esquema do ensaio de DSR (Silva, 2011).

Conforme recomenda as Normas TPS (AASHTO, 2004) e D6373 (ASTM, 1999), as amostras foram ensaiadas nas temperaturas correspondentes no prazo máximo de 04 (quatro) horas. Assim, o equipamento realizou as medições, produzindo os valores de módulo complexo e ângulo de fase automaticamente.

3.4.4.3 ROLLING THIN FILM OVEN TEST – RTFOT

O ensaio Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT), Norma D2872 (ASTM, 1997), busca simular o envelhecimento do ligante asfáltico devido ao procedimento de usinagem. No ensaio aqui empreendido, a amostra de ligante asfáltico é aquecida até tornar-se fluido sendo possível colocar $35 \pm 0,5$ g do ligante no frasco de ensaio. Em seguida, foram levados os frascos com ligante à estufa RTFOT (vide Figura 3.35, a seguir), sendo submetidos a giros em uma taxa de 15 rotações por minuto, fazendo com que se formasse uma película fina de ligante na superfície interna dos frascos, onde, simultaneamente, recebe uma temperatura de 163°C e um jato de ar de 4000 ml/min com pressão de 344,74 kPa por um tempo de 85 minutos.



Figura 3.35 Amostras e procedimentos realizados no ensaio de envelhecimento: a) Frascos com amostras antes do envelhecimento; b) Estufa RTFOT; c) Amostras na prateleira da estufa; d) amostra após o ensaio.

Os frascos com amostras envelhecidas foram submetidos a um período de esfriamento de 60 minutos e, posteriormente, determinadas as variações de massa, em percentagem, conforme expresso na Equação 3.11, a seguir.

$$\Delta Massa = \frac{M_{inicial} - M_{final}}{M_{final}} \times 100 \quad (3.11)$$

Onde:

$M_{inicial}$: massa antes do ensaio RTFOT;

M_{final} : massa após o ensaio RTFOT.

Após realização do ensaio, o resíduo nos frascos de ensaio foi retirado com ajuda de uma espátula, para a realização de outros tipos de ensaios, a saber: ensaios de ponto de

amolecimento, penetração e ductilidade e para determinação do aumento do ponto de amolecimento e penetração retida.

3.5 AFINIDADE LIGANTE ASFALTICO – AGREGADO

Os ensaios a seguir visam medir a capacidade que têm os ligantes asfálticos (CAP 50-70 e CAP modificado com borracha) para aderir à superfície dos agregados (RCD e material calcário dolomítico) e evitar o deslocamento relativo entre as partículas, que deformam o revestimento asfáltico ou evitam o deslocamento dos fragmentos de rocha que compõem o esqueleto mineral das misturas betuminosas. Para esta análise, foram realizados os ensaios de dano por umidade induzida ou Lottman modificado- T283 (AASHTO, 1999), adesividade a ligante betuminoso – Norma ME 078 (DNER, 1994), e desgaste Cântabro – Norma ME 383 (DNER, 1999).

3.5.1 ENSAIO DE DANO POR UMIDADE INDUZIDA

O ensaio *Lottman* modificado é um teste para a avaliação da suscetibilidade à umidade de misturas asfálticas mais utilizado no Brasil, e de uso difundido internacionalmente. Normatizado pela T283 (AASHTO, 1999), este é utilizado para avaliar o potencial de deslocamento da película de CAP de uma mistura asfáltica a quente.

Para a realização do ensaio, no presente estudo foram elaborados, conforme o método Marshall, 06 (seis) CPs com Vv entre 6 e 8%. Para tanto, fez-se necessário a confecção de outros CPs com diferente número de golpes, visando obter um gráfico do número de golpes *versus* Vv, onde se definiu a quantidade de golpes necessários para a obtenção do Vv entre 6 e 8%.

Os CPs foram repartidos em dois grupos de três CPs. O primeiro grupo, denominado grupo condicionado, foi colocado em um recipiente com água destilada e submetido à saturação a vácuo a uma pressão entre 250-650 mmHg de 5 a 10 minutos, de modo a alcançar um grau de saturação dos vazios entre 55 e 80%. Em seguida, os CPs deste grupo foram envoltos em filmes plásticos e cada CP foi colocado dentro de uma sacola plástica com 10 ml de água, submetidos a um ciclo de congelamento a -18°C e, em seguida, a um ciclo de aquecimento a 60°C em banho-maria por 24h. Retiraram-se os CPs do banho-maria para imersão em um banho a 25°C por um período de mais ou menos 02 (duas) horas. Realizou-se, então, o ensaio de Resistência à Tração indireta (RT), conforme a Norma ME 138 (DNER, 1994), para o

grupo condicionado e para o grupo não condicionado, cujos CPs não foram submetidos ao condicionamento, e, em seguida, calculou-se a RRT definida como a razão entre a RT do grupo condicionado – agora RT_u e a RT do grupo não condicionado (vide Figura 3.36, a seguir).

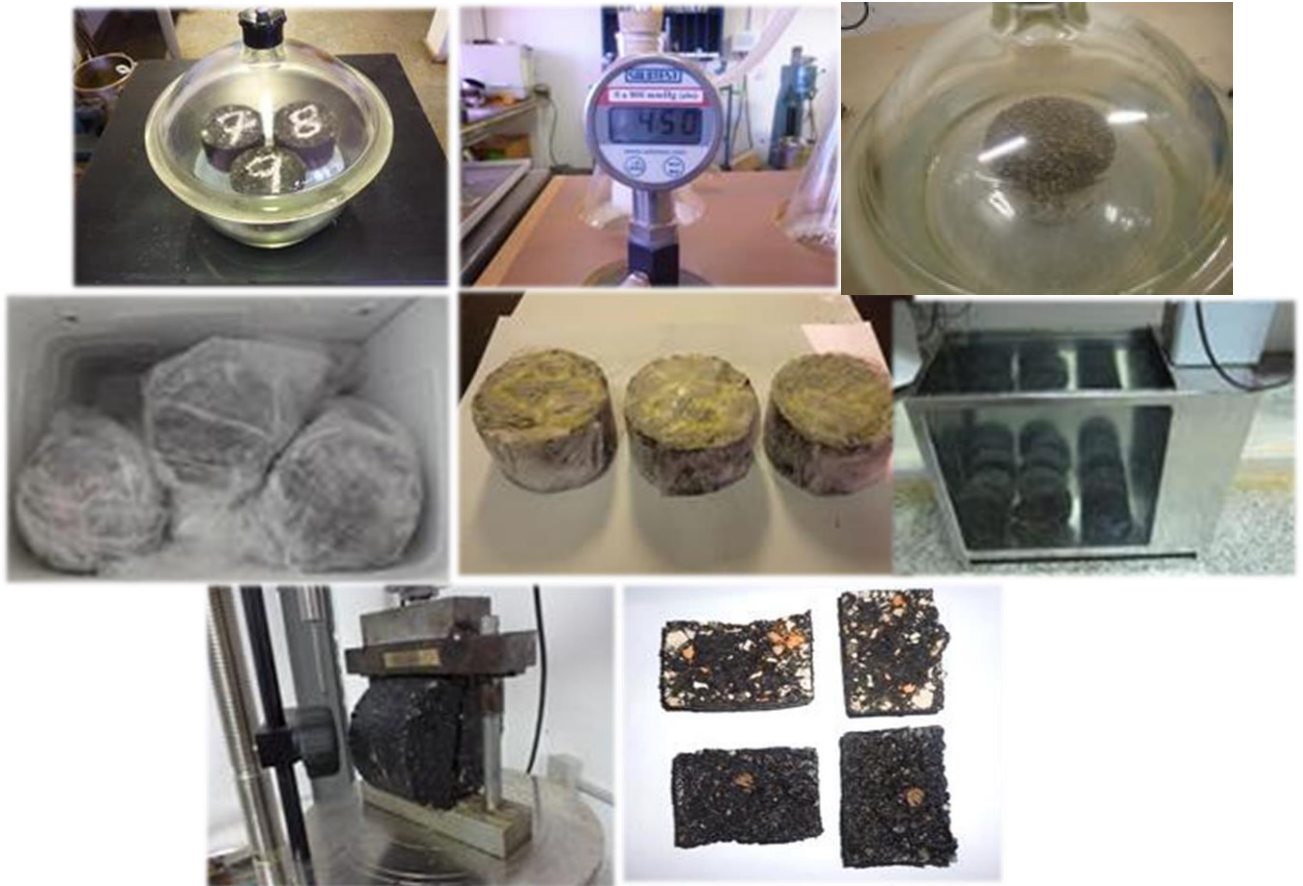


Figura 3.36 Ensaio de dano por umidade induzida-Lottman modificado.

O critério de aceitação para misturas não suscetíveis à umidade de acordo com a Norma T283 (AASHTO, 1989) é de $RRT \geq 70\%$. No entanto, tal Norma, compatibilizada para a metodologia Superpave, adota o critério de $RRT \geq 80\%$. Muitos estudos têm sido realizados considerando que uma mistura asfáltica é suscetível ao dano por umidade com RRT inferior a 70% (Furlan *et al.*, 2004; McCann *et al.*, 2005; Moizinho, 2007; Rohde, 2007; Tavares *et al.*, 2007; Barra, 2009; Kok e Yilmaz, 2009). Entretanto, o que existe é uma razão ou limite de separação visando classificar as misturas suscetíveis ao dano por umidade, demonstrado pela comparação com informações de pavimentos em serviço (Furlan, 2006).

3.5.2 ADESIVIDADE A LIGANTE BETUMINOSO

O método avalia a adesividade do agregado graúdo, conforme a Norma ME 078 (DNER, 1994). Consiste em determinar a existência ou não de deslocamento do filme de ligante, após a amostra ser mantida por 72 horas imersa em água a temperatura de 40 °C.

No ensaio aqui empreendido, fez-se uso de 500g de material passado na peneira 19 mm e retido na peneira de 12,7 mm. O material foi lavado e, posteriormente, colocado imerso em água destilada por 01 (um) minuto; em seguida, seco em estufa, a 120°C, durante 02 (duas) horas. O CAP utilizado foi aquecido a 120°C. Os 500g de agregado aquecido a 100°C foram misturados com 17,5 g de ligante. Logo, após o resfriamento da mistura asfáltica, a amostra foi colocada em um recipiente e recoberta com água destilada. O recipiente com a amostra foi levado à estufa, permanecendo a uma temperatura de 40°C durante 72 horas. Neste sentido, o material é considerado satisfatório se não apresentar deslocamento da película de ligante asfáltico após 72 horas, e não satisfatório quando houver deslocamento da película total ou parcial. A Figura 3.37, a seguir, representa o resumo dos passos realizados no ensaio de adesividade.

Na presente pesquisa, fez-se uso de amostras elaboradas com agregado calcário dolomítico, agregado RCD, ligante asfáltico convencional CAP 50/70 e CAP modificado com borracha, buscando acompanhar estritamente a Norma, embora o material de pesquisa tenha características particulares, conforme análise exposta nos capítulos seguintes.

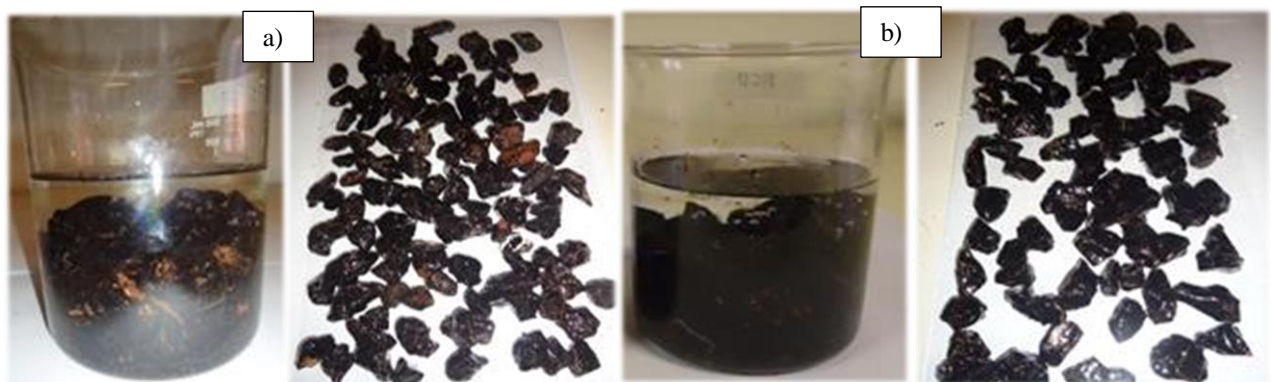


Figura 3.37 Ensaio de adesividade. a) agregado reciclado e ligante asfáltico (CAP 50/70); b) agregado calcário e ligante asfáltico (CAP 50/70).

Como a adesão do filme asfáltico se desenvolve na superfície do agregado, é de suma importância que haja boa compatibilidade química entre o par. O descolamento do filme asfáltico é fundamentalmente promovido pelo efeito da água, tanto na forma de vapor quanto líquida, e está ligado às questões de materiais, climáticas, tráfego, projeto e construção da via, entre outras. Se existe uma má compatibilidade entre o ligante e o agregado, o fenômeno do descolamento do filme pode levar o pavimento à ruína em curto espaço de tempo (Liberatori & Constantino, 2006).

3.5.3 DESGASTE CÂNTABRO

O ensaio Cântabro especificado pela Norma ME 383 (DNER,1999) é realizado para avaliar de maneira indireta, a resistência à desintegração e ao desgaste por abrasão da mistura betuminosa, determinando a perda de material após do ensaio. Para tanto, é preciso: pesar o corpo de prova Marshall (M1); colocar no aparelho de abrasão Los Angeles sem as esferas de aço e efetuar 300 revoluções na velocidade angular de 30 rpm; e, pesar novamente o corpo de prova (M2) (vide Figura 3.38, a seguir). O desgaste Cântabro é determinado pela Equação 3.12, que se segue:

$$D = \frac{M_1 - M_2}{M_1} \times 100 \quad (3.12)$$

Onde:

D: desgaste da mistura asfáltica;

M₁: Peso do CP, antes do ensaio;

M₂: Peso do CP, após o ensaio.

Na presente pesquisa, tal procedimento se dá para três corpos por mistura asfáltica avaliada.

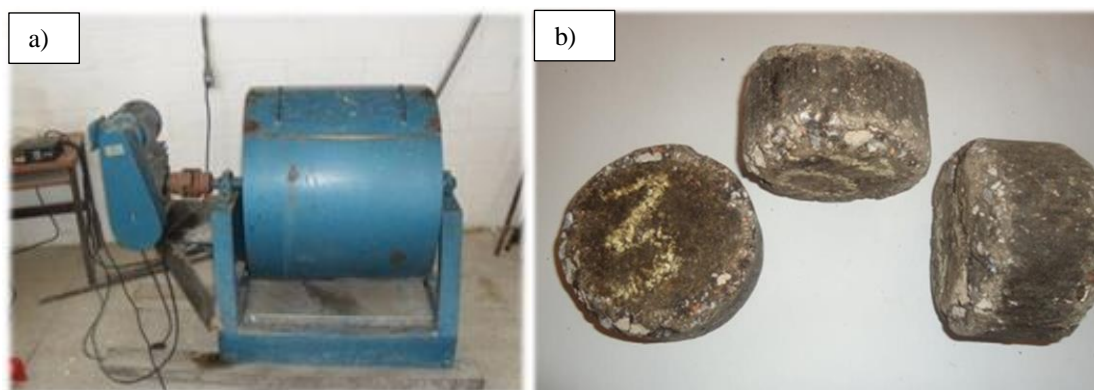


Figura 3.38 Desgaste Cântabro a) Equipamento de abrasão *Los Angeles* utilizado para o ensaio de desgaste Cântabro; b) Corpos de prova depois do ensaio.

A Norma ME 383 (DNER,1999) define como limite de aceitação um valor inferior a 25% de desgaste para misturas asfálticas drenantes. Neste sentido, não existe limite de aceitação para misturas asfálticas densas (Moura, 2001; Moizinho, 2007; Bock, 2009; Budny, 2009; Moreira, 2009; Granich, 2010; Freitas, 2010).

3.6 AVALIAÇÃO DA QUEBRA DE GRÃOS

Nesta etapa serão estudadas as mudanças na granulométrica, determinando-se o índice de quebra após o processo de mistura, compactação Marshall e remoção do ligante asfáltico através do método de extração por centrifugação do ligante betuminoso, que consiste em colocar o material dentro de um aparelho denominado *rotarex*, que possui uma cuba metálica cilíndrica acoplada a um motor que a faz girar. Após a adição de solvente dentro do cilindro do equipamento, tem-se o processo de centrifugação, separando o ligante dos agregados. A extração do ligante deverá seguir às recomendações da Norma ME 053 (DNER, 1994), ficando o agregado descoberto e pronto para a avaliação granulométrica e determinação da quebra dos grãos.

Tal avaliação visa determinar as modificações que podem ocorrer na granulométrica inicial do agregado, quando se varia a energia de compactação (número de golpes por fase 35,50,75), o teor de asfalto (com asfalto e sem asfalto), o tipo de asfalto e a influência da borracha na quebra (com asfalto borracha mudando e conteúdo de borracha).

Na Tabela 3.7, a seguir, tem-se as misturas avaliadas, e, posteriormente, na Figura 3.39, o procedimento pela determinação da quebra dos grãos.

Tabela 3.7 Misturas avaliadas quanto à quebra de partículas de agregado (RCD)

Agregado	Gradação	Teor de asfalto	Borracha na mistura	Energia de compactação (Golpes por face)
RCD	CBUQ	0%	NA	35, 50 e 75
RCD	CBUQ	6%	0%	35, 50 e 75
RCD	CBUQ	6%	10%	35, 50 e 75
RCD	CBUQ	6%	20%	35, 50 e 75



Figura 3.39 Corpos de prova das misturas estudadas e processo do ensaio de extração de ligante asfáltico para fazer a determinação da quebra.

Algumas das propriedades mais importantes dos solos granulares empregados nas obras de Engenharia, tais como: forma da curva tensão-deformação; resistência à compressão; mudanças de volume; e, dissipação da poro pressão e a permeabilidade, dependem da integridade das partículas e da quebra que se produz devido às mudanças nas tensões. Neste sentido, faz-se importante quantificar e identificar os efeitos que a quebra de grãos produz em tais propriedades (Lade et al., 1996).

Marsal (1975) desenvolveu um método para quantificar a quebra das partículas, chamado índice B_g . Este consiste em medir as mudanças na distribuição granulométrica entre as partículas, antes e depois de ensaios de compressão triaxial de grande escala de materiais empregados na construção de barragens de terra e enrocamentos,

Os corpos de prova utilizados para o cálculo de B_g eram cilíndricos com 1,13 m de diâmetro e 2,5 m de altura. Com a finalidade de achar as diferenças entre os pesos retidos iniciais e finais, fez-se necessário o conhecimento das granulometrias do material antes e depois do ensaio, ($\Delta W_k = \Delta W_{ki} - \Delta W_{kf}$) correspondentes às frações k de diâmetro d_{nk} .

O cálculo do parâmetro B_g é dado conforme a Equação 3.13, que se segue:

$$B_g = \sum_{k=1}^n \langle \Delta W_k \rangle \quad (3.13)$$

Onde $\langle \ \rangle$ é o colchete de Mc Cauley e $\langle \Delta W_k \rangle = \Delta W_k$ se $\Delta W_k \geq 0$ e $\langle \Delta W_k \rangle = 0$ se $\Delta W_k < 0$.

O fator de quebra de Marsal (B_g), é a soma dos valores positivos ΔW_k , que representa a percentagem em peso dos grãos que sofreram fragmentação. Os limites do fator de quebra definido estão entre zero (0%) – a menor percentagem de quebra, e cem (100%) – a máxima percentagem de quebra que o material pode sofrer.

No Brasil, a degradação ou quebra dos grãos provocada pela compactação Marshall sem asfalto (ID_M) ou com asfalto (ID_{ML}) pode ser quantificada mediante o procedimento descrito na Norma ME 401 (DNER, 1999). O método foi desenvolvido para uma curva granulométrica padrão e leva em conta as porcentagens de material que passa em 06 (seis) peneiras antes e após a compactação e extração do ligante asfáltico (ID_{ML}), fazendo a subtração entre as porcentagens inicial e final (D), conforme a Equação 3.14, que se segue:

$$ID_{ML} = \sum D / 6 \quad (3.14)$$

O índice de degradação ID_{ML} corresponde à soma das diferenças dos materiais que passam por cada peneira, dividido pelo número 06 (seis), que corresponde à quantidade de peneiras

utilizadas. Durante a presente pesquisa, as peneiras utilizadas para o cálculo do ID_{ML} foram: 25,4 mm (1”), 12,5 mm (1/2”), 9,5 mm (3/8”), 4,75 mm (N°4), 2,0 mm (N°10), 0,425 mm (N°40) e 0,075 mm (N°200).

Os índices de quebra são variáveis dependendo da energia de compactação utilizada. Neste sentido, foi possível verificar na pesquisa que a maior quebra se dá quando é utilizada a energia modificada, e a menor quebra ocorre quando do uso da energia normal. Os índices de quebra ID_p e B_g foram calculados para os ensaios de compactação na energia intermediária, ensaios de CBR e ensaios de módulo de resiliência. Os índices apontaram pequenas diferenças, uma vez que as curvas granulométricas ao final dos ensaios não mostraram variações – o que sugere que a maior quebra de partículas se apresenta durante a compactação (Gomez 2011).

3.7 DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A metodologia de dosagem de misturas asfálticas visa determinar o teor de ligante asfáltico, que garanta a estabilidade mínima necessária para resistir às solicitações provenientes do tráfego e deformações permanentes mínimas, com a percentagem de vazios necessária para permitir a circulação do ligante asfáltico nos momentos de altas temperaturas, sem que ocorra a exsudação – sem uma permeabilidade excessiva que afete as camadas inferiores do pavimento ou deixe o ligante da mistura mais susceptível ao envelhecimento, que tenha textura suficiente para aportar boa resistência à derrapagem e trabalhabilidade para conseguir uma construção eficiente com pouca segregação.

Os métodos de dosagem de misturas podem ser classificados em: 1) empíricos, como, por exemplo, os métodos Duriez e do Instituto Norte Americano do Asfalto (INA); e, 2) mecânicos, como, por exemplo, os Métodos Marshall e Superpave. Na presente pesquisa, fez uso da metodologia Marshall normatizada na Norma ME 043 (DNER, 1995), embora apresente algumas limitações, como, por exemplo, o fato que tanto a estabilidade como a fluência são parâmetros empíricos que não representam o comportamento mecânico das misturas, e a compactação de laboratório não reproduz a forma de compactação em campo.

Apesar disto, o Método Marshall continua sendo o mais utilizado em todo o mundo devido ao fato de que emprega equipamentos de custos relativamente baixos e, portanto, mais acessíveis aos centros de pesquisa e órgãos rodoviários. A existência de várias pesquisas desenvolvidas com o referido método permite comparações diretas entre os materiais utilizados nas mesmas.

Outra vantagem é que o método é utilizado tanto no projeto em laboratório como no controle de execução da mistura asfáltica.

No presente estudo, nesta etapa, foram realizadas dosagens com as combinações apresentadas na Tabela 3.8, que se segue: mistura tipo CBUQ e os ligantes asfálticos escolhidos, asfalto convencional CAP 50-70 e CAP modificado com borracha. Foram realizadas 04 (quatro) dosagens de misturas, onde foram avaliadas as relações entre a percentagem de ligante e outras características importantes no comportamento das misturas, tais como: fluência, estabilidade Marshall, densidade aparente, percentagem de vazios e relação betume-vazios.

Tabela 3.8 Combinações de misturas para dosagem com o Método Marshall.

Mistura	Agregado	Gradação	Ligante asfáltico
1	RCD	CBUQ	CAP 50/70
2	Calcário	CBUQ	CAP 50/70
3	RCD	CBUQ	CAP 50/70 Borracha
4	Calcário	CBUQ	CAP 50/70 Borracha

Durante o processo de dosagem, a análise volumétrica das misturas asfálticas no estado compactado é fundamental, permitindo, entre outras ações, avaliar a eficiência do processo de compactação e quantificar os vazios existentes. Os principais parâmetros volumétricos considerados no projeto das misturas asfálticas são:

Densidade aparente (d_a): utilizando a balança hidrostática, Norma ME 117 (DNER, 1994), sendo calculada pela seguinte expressão:

$$d_a = \frac{M}{M - M_i} \quad (3.15)$$

Onde:

d_a : densidade relativa aparente da mistura compactada;

M: massa do corpo de prova ao ar (g);

M_i : massa do corpo de prova em imersão (g).

A densidade máxima teórica da mistura (DMT ou Gmm) corresponde à densidade relativa da mistura asfáltica sem vazios. Segundo (Roberts *et al.*, 1996), a DMT é numericamente igual à 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. Pode ser calculada a partir das percentagens de cada um dos componentes da mistura e das densidades relativas destes, conforme expresso na Equação 3.16, que se segue.

$$DMT = \frac{M_t}{V_{CAP} + V_f + V_{am} + V_{ag}} = \frac{100}{\frac{\%CAP}{d_{CAP}} + \frac{\%f}{d_f} + \frac{\%am}{d_{am}} + \frac{\%ag}{d_{ag}}} \quad (3.16)$$

Onde:

DMT: densidade máxima teórica da mistura;

Mt: massa total da mistura;

% f: percentagem de *fíler* na mistura;

% am: % de agregado miúdo na mistura;

% ag: % de agregado graúdo na mistura;

d_{CAP} : densidade real do ligante;

d_f : densidade real do *fíler*;

d_{am} : densidade real do agregado miúdo;

Vasconcelos (2004) destaca a diferença entre a determinação da DMT por meio da ponderação das densidades reais dos materiais constituintes, e do procedimento pelo Método Rice – através da Norma D2041 (ASTM, 1991)– para determinar a Densidade Máxima Medida (DMM). Os métodos, embora resultem em valores numericamente próximos, produzem parâmetros volumétricos (V_v , RBV e VAM) e, conseqüentemente, em teores de CAP distintos.

Tal fato se dá fortemente quando se pretende avaliar o comportamento de dois agregados com características de absorção muito diferentes, como no caso do agregado calcário dolomítico e os RCD. É por isso que na presente pesquisa fez-se uso da DMM nos cálculos dos parâmetros volumétricos empregados na Metodologia Marshall.

Na determinação da DMM pelo Método Rice, é utilizada uma quantidade de material que depende do tamanho máximo nominal do agregado. Assim, na presente pesquisa, para se trabalhar com uma quantidade mínima de 1500g de mistura asfáltica, o tamanho máximo nominal do agregado foi de 12.5mm (1/2”) – o material foi depositado em um recipiente de peso conhecido e preenchido com água a 25°C, até que toda a mistura fique coberta. Em seguida, aplicou-se uma pressão de vácuo no recipiente com mistura e água de 30 mmHg, por um período de 15 minutos, com o objetivo de eliminar os vazios existentes entre os grumos da mistura. Logo, o recipiente é preenchido totalmente com água, sendo pesado o conjunto. A

Figura 40, a seguir, apresenta o procedimento do ensaio em laboratório.



Figura 3.40 Ensaio Rice de determinação da densidade máxima de misturas não compactadas.

A DMM (ou Gmm) não compactada, medida pelo procedimento de ensaio Rice, é determinada pela Equação 3.17, e ilustrada na Figura 3.41, conforme se segue.

$$DMM = \frac{A}{A - (C - B)} \quad (3.17)$$

Onde:

A: massa da amostra seca em ar, g;

B: massa do recipiente metálico imerso em água, g;

C: massa do recipiente + amostra imerso em água, g.

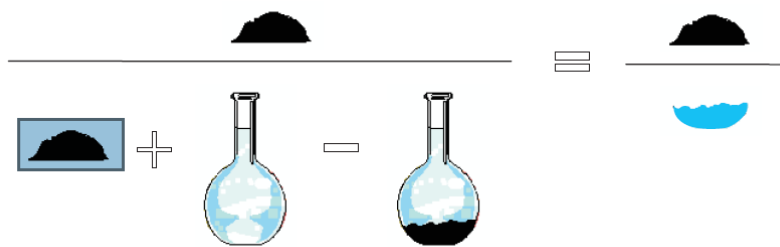


Figura 3.41 Massas consideradas para o cálculo da *Gmm* (Bernucci *et al.*, 2006)

A percentagem V_v é a relação entre o volume de vazios e o volume total da mistura. A sua determinação se dá com o uso da densidade aparente e da densidade máxima da mistura, seja ela a teórica ou à medida, conforme expresso na Equação 3.17, que se segue.

$$\%V_v = \frac{DMT - d_a}{DMT} \cdot 100 \quad \text{ou} \quad \%V_v = \frac{DMM - d_a}{DMM} \cdot 100 \quad (3.17)$$

Onde:

% V_v : percentagem do volume dos vazios;

DMT: Densidade Máxima Teórica da mistura;

d_a : densidade aparente da mistura;

DMM: Densidade Máxima Medida da mistura não compactada.

A relação betume-vazios (%RBV) indica a percentagem de vazios de agregados mineral preenchida pelo material betuminoso – expressa na Equação 3.18, a seguir, como uma percentagem do volume total da mistura ou do VAM.

$$\%RBV = \frac{\%V_v}{\%VAM} \cdot 100 \quad (3.18)$$

O agregado na presente pesquisa satisfaz a granulometria tipo C, utilizado para uma camada de rolamento. As percentagens de ligante da mistura asfáltica recomendadas pela Norma ES 031 (DNIT, 2006) para atingir as características de estabilidade e resistência à compressão diametral são apresentadas na Tabela 3.9, a seguir. As especificações que devem atender a relação betume/vazios ou aos mínimos de vazios do agregado mineral são mostradas na Tabela 3.10, a seguir.

Tabela 3.9 Especificações mistura asfáltica (Norma ES 031 (DNIT, 2006)).

Características	Método de ensaio	Camada de Rolamento	Camada de ligação (Binder)
Porcentagem de vazios, %	DNER-ME 043	3 a 5	4 a 6
Relação betume/vazios	DNER-ME 043	75 - 82	65 - 72
Estabilidade, mínima, (Kgf) (75 golpes)	DNER-ME 043	500	500
Resistência à Tração por Compressão Diametral estática a 25°C, mínima, Mpa	DNER-ME 138	0,65	0,65

Tabela 3.10 Especificações mistura asfáltica - Vazios do Agregado Mineral (Norma ES 031 (DNIT, 2006)).

VAM – Vazios do Agregado Mineral		
Tamanho Nominal		VAM Mínimo %
Máximo do agregado		
#	mm	
1 1/2"	38,1	13
1"	25,4	14
3/4"	19,1	15

1/2"	12,7	16
3/8"	9,5	17

Na Figura 3.42, a seguir, tem-se o resumo do procedimento do método de dosagem Marshall.

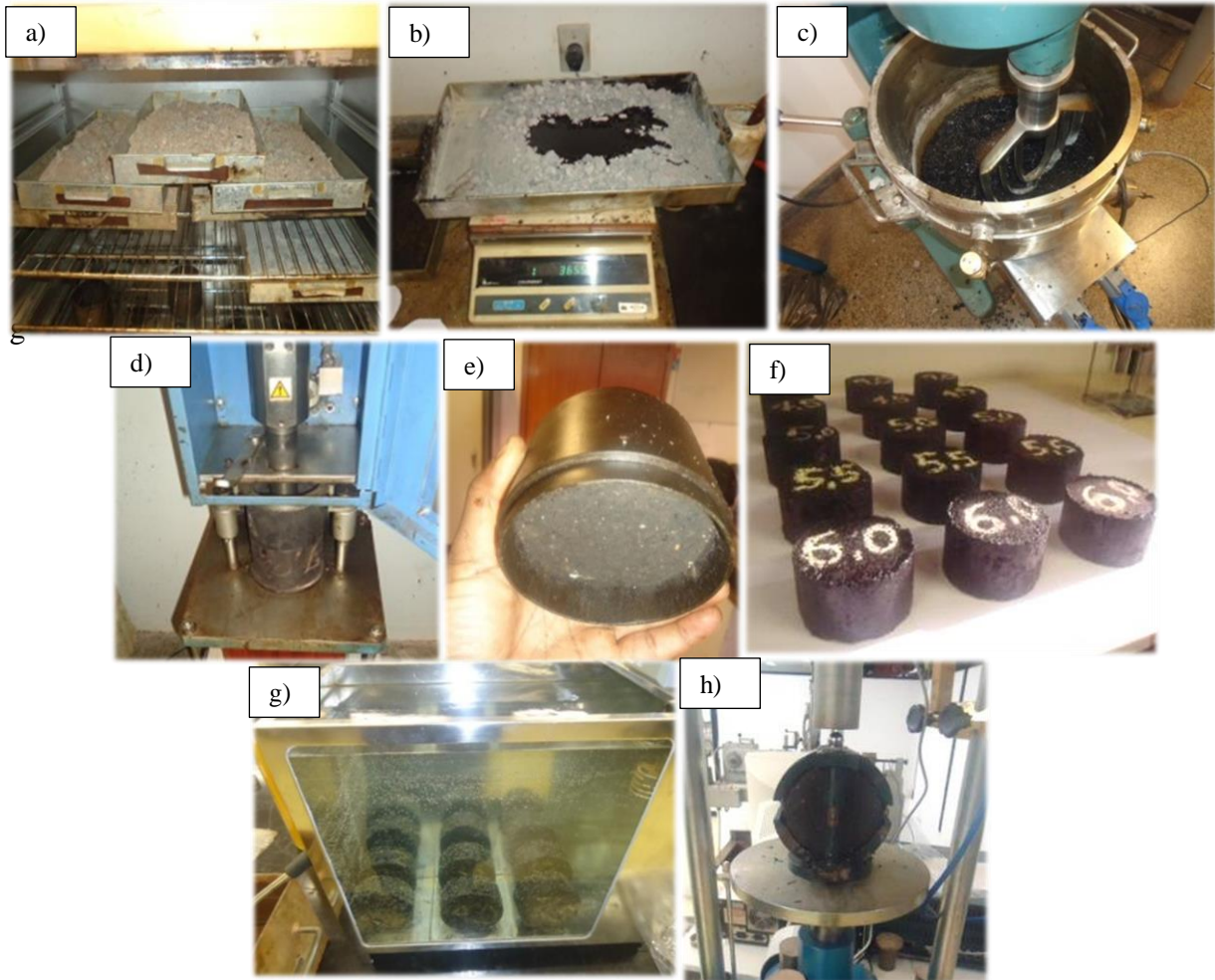


Figura 3.42 Procedimento ensaio de dosagem Marshall: a) secagem do agregado; b) e c) Elaboração mecânica da mistura asfáltica; d) Compactação de corpos de prova; e) e f) corpos de prova compactados; g) corpos em banho Maria 60°C; h) Determinação estabilidade e fluência Marshall.

3.8 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Foram avaliadas as propriedades e o comportamento mecânico das misturas asfálticas propostas através dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência, ensaios de fadiga e fluência estática (*creep* estático). Além disso, foram realizados ensaios de deformação permanente, empregando um simulador de tráfego de laboratório.

3.8.1 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

O ensaio foi desenvolvido por Lobo Carneiro, em 1953, com a intenção de determinar a resistência à tração de corpos de prova de concreto de cimento *Portland* por solicitações estáticas. Tal ensaio também é conhecido como “ensaio brasileiro de compressão diametral”.

O ensaio é realizado em corpos de prova cilíndricos, segundo a Norma ME 138 (DNER, 1994) e consiste na aplicação de uma força vertical (F) no sentido diametral do corpo de prova até a sua ruptura. A carga aplicada diametralmente induz tensões de tração (σ_t) no corpo de prova de altura (H) e diâmetro (D) conhecidos, provocando a sua ruptura. A Figura 3.43 evidencia, a seguir, um esquema do ensaio de resistência à tração. A resistência à tração do corpo de prova representado na referida figura é calculada pela equação que se segue:

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi HD} \quad (3.19)$$

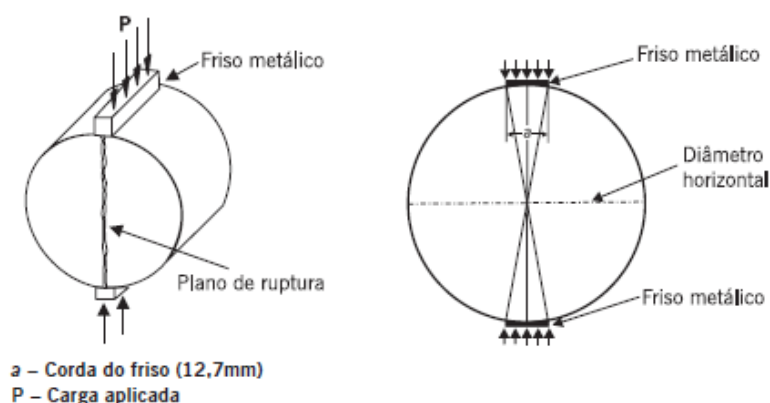


Figura 3.43 Esquema do ensaio de compressão diametral (Bernucci *et al*, 2006).

A aparelhagem necessária para a execução do ensaio consiste em uma prensa mecânica com sensibilidade inferior ou igual a 19,6N (ou 2,0kgf) – com êmbolo movimentando-se a uma

velocidade de $0,8 \pm 0,1\text{mm/s}$, uma estufa capaz de manter a temperatura entre 30 e 60°C , sala climatizada com capacidade para conservar uma temperatura em torno de 25°C , e um paquímetro para medições de dimensões dos corpos de prova (vide Figura 3.44, a seguir).



Figura 3.44 Equipamento para ensaio de resistência à tração por compressão diametral-RT.

3.8.2 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Segundo Medina & Motta (2005), os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais utilizados em pavimentação foram iniciados na década de 1930, com Francis Hveem, relacionando as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Hveem adotou o termo “resiliência”, que é definido classicamente como “energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é restabelecida quando cessam as tensões geradoras das deformações”.

O nome módulo de resiliência foi criado para que não fosse confundido com o módulo de Young, determinado estaticamente. O ensaio de módulo de resiliência (MR) em misturas asfálticas é padronizado no Brasil pela Norma ME 133 (DNER, 1994).

O MR de misturas betuminosas é a relação entre a tensão de tração (σ_t), aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura betuminosa, e a deformação específica recuperável (ϵ_e), correspondente a tensão aplicada, em uma temperatura ($T^{\circ}\text{C}$), para certa frequência de aplicação de carga (Medina & Motta, 2005).

O carregamento vertical é aplicado e distribuído por meio de um friso de carga curvo, o deslocamento horizontal é medido por transdutores do tipo LVDT. A aplicação da teoria da elasticidade a misturas asfálticas no ensaio de compressão diametral, é admissível a níveis de tensão de tração de 50% ou menos em relação à de ruptura e a temperaturas inferiores a 35°C. Atribui-se o coeficiente de Poisson de 0,25 a 0,30 para as misturas asfálticas a quente.

Na presente pesquisa, o ensaio de módulo de resiliência foi realizado a temperatura controlada de $25 \pm 0,5^\circ\text{C}$ (ambiente climatizado), a carga não ultrapassou o limite de 30% da resistência à tração da carga de ruptura e foi atribuído o coeficiente de Poisson de 0,30 para as misturas asfálticas avaliadas (vide Figura 3.45, a seguir)

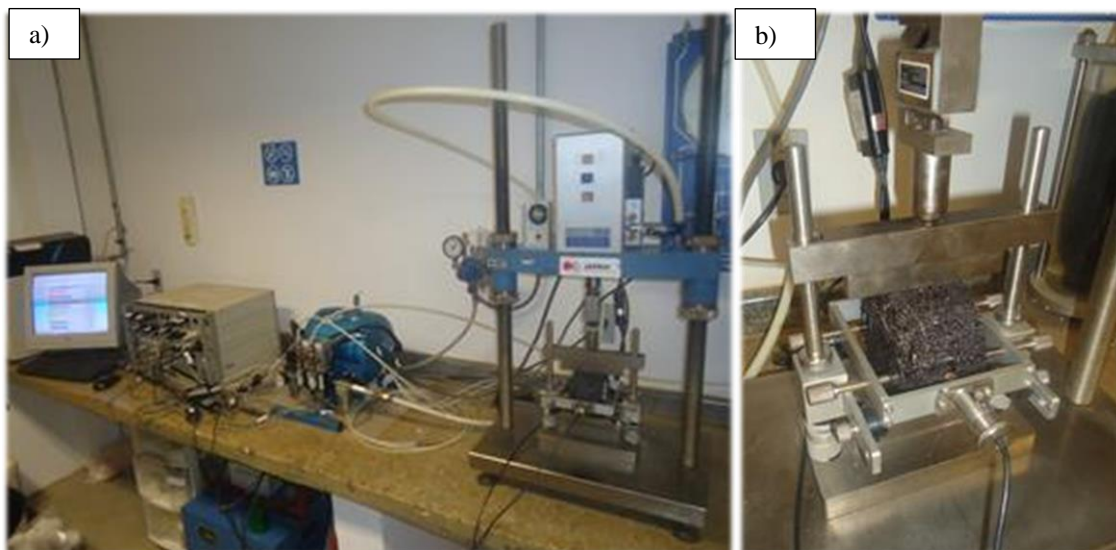


Figura 3.45 Equipamento para ensaio de Módulo de Resiliência: a) Visão geral; b) Detalhe do corpo de prova e LVDTs

3.8.3 ENSAIO DE FADIGA

A vida de fadiga de uma mistura asfáltica é definida em termos de vida de fratura (N_f) ou vida de serviço (N_s). A primeira refere-se ao número total de aplicações de certa carga necessária à fratura completa da amostra, e a segunda, ao número total de aplicações desta mesma carga que reduza o desempenho ou a rigidez inicial da amostra a um nível preestabelecido.

A fadiga constitui-se em um fator degradante do pavimento, em especial, nas misturas asfálticas. É dependente de vários fatores, relacionados com as características do tráfego, com

as condições climáticas e com as características inerentes ao pavimento (tipo de mistura e componentes).

A estimativa da vida de fadiga de misturas asfálticas em laboratório permite a aplicação de carregamentos cíclicos ao material, sob regime de tensão constante ou controlada, e de deformação constante ou controlada. Em quaisquer das condições de ensaio, a vida de fadiga é expressa pelo número de solicitações (N), relacionado à tensão de tração (σ_i) ou a deformação inicial de tração (ε_i) em gráficos mono-log, empregando-se as expressões descritas a seguir para ensaios a deformação controlada ou tensão controlada, respectivamente:

$$N = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{n_1} \text{ ou } N = k_2 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_2} \quad (3.20)$$

Onde:

N: vida de fadiga;

ε_i : deformação resiliente inicial (cm);

$\Delta\sigma$: diferença de tensão (MPa);

k_1 , n_1 e k_2 , n_2 : parâmetros experimentais (determinados no ensaio).

Tradicionalmente, o ensaio laboratorial de vida de fadiga realizado no Brasil para definição do número de repetições de carga se dá por compressão diametral à tensão controlada (TC), sendo a carga aplicada em uma frequência de 1 Hz, ou seja, 60 aplicações por minuto, por meio de equipamento pneumático (Pinto, 1991; Medina & Motta, 2005).

Pode-se considerar que o ensaio em compressão diametral gera um estado biaxial de tensão em um corpo de prova cilíndrico convencional. No decorrer do ensaio de fadiga, a deformação de tração aumenta até o rompimento completo do corpo de prova. Embora ainda não normatizado, o ensaio de fadiga tem sido amplamente realizado no Brasil, geralmente à compressão diametral sob tensão e temperatura controladas. A fadiga na camada de revestimento se dá devido à aplicação de um carregamento, solicitando dinamicamente o

pavimento, produzindo uma tensão de flexão (σ_f) na face inferior do revestimento betuminoso e provocando a ruptura do mesmo após das N aplicações da carga.

No presente estudo, para estimar a vida de fadiga, o ensaio consistiu na aplicação de pulsos de carga, de *forma haversine*, com frequência de 1 s, sendo 0,1 s correspondentes ao tempo de aplicação da carga e 0,9 s correspondente ao tempo de descanso.

Os carregamentos utilizados serão de 20%, 30% e 40% da resistência à tração referente a cada mistura. Foram realizados ensaios à tensão controlada, cujo critério de fadiga está associado à fratura total da amostra. Em geral, a vida de fadiga (N) é definida como o número total de aplicações de uma carga, necessária para a ruptura total da amostra, em condições térmicas em torno de $25 \pm 0,5$ °C. O equipamento utilizado foi o mesmo do ensaio de Módulo de resiliência, conforme apresentado na Figura 3.46, a seguir.

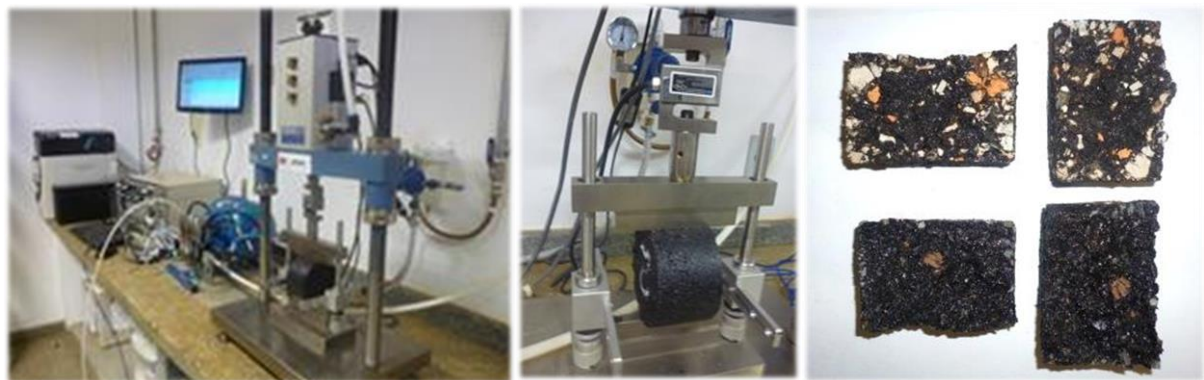


Figura 3.46 Ensaio de fadiga em andamento.

3.8.4 CREEP ESTÁTICO

Atualmente, um dos principais mecanismos de ruptura do pavimento está associado ao fenômeno do afundamento de trilha de roda, resultante do acúmulo das deformações plásticas ou permanentes. Durante muitos anos, a deformação permanente não era considerada um dos principais defeitos das rodovias brasileiras. No entanto, a mudança do tipo e o peso das cargas vêm favorecendo o aumento da profundidade dos afundamentos de trilha de rodas.

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 pode ser realizado de forma estática ou dinâmica. No presente estudo, o procedimento a ser seguido foi o mesmo de Souza (2010), o qual realizou

ensaios por carregamentos estáticos. No ensaio de fluência estática, a carga aplicada é mantida constante e medem-se as deformações que ocorrem no corpo de prova (CP) ao longo do tempo.

Os ensaios de compressão axial foram realizados a 25°C aproximadamente, com aplicação de uma carga estática, com uma tensão de 0,1 MPa (1 kgf/cm²) durante 01 (uma) hora. Na sequência, o corpo de prova permanece durante 15 minutos em fase de descarregamento, a fim de verificar o retorno elástico da mistura. Ao final do ensaio de fluência estática, pretende-se obter os valores de deformações uniaxiais em função do tempo de aplicação da carga. Assim, dividindo-se as deformações pela tensão constante aplicada, tem-se a função de fluência (vide Figura 3.47, a seguir).

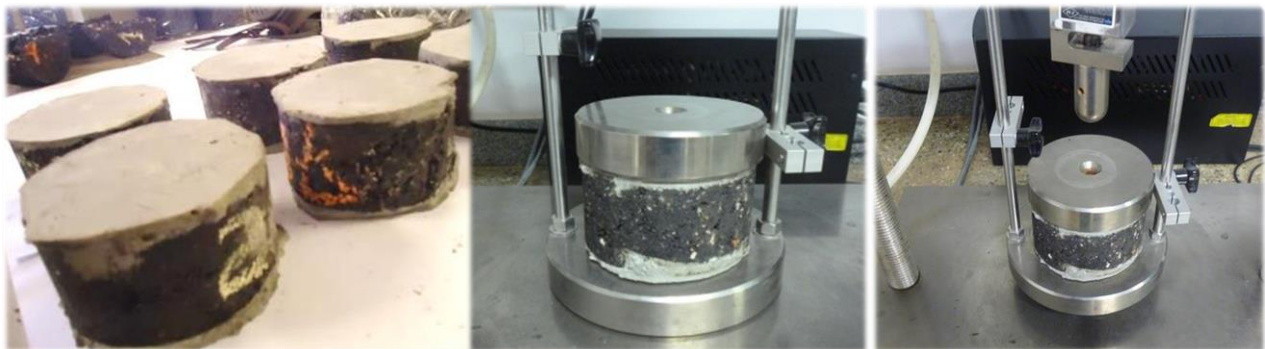


Figura 3.47 Ensaio creep estático.

3.8.5 SIMULADOR DE TRÁFEGO DE LABORATÓRIO

O simulador de tráfego tem como objetivo avaliar a deformação permanente em misturas asfálticas. Existem vários tipos de simuladores presente pesquisa empregar o equipamento francês desenvolvido pela *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) com base na Norma NF P 98-250-2 (AFNOR,1991) conforme cita Bernucci et al. (2006), o ensaio foi realizado no LTP/Poli/USP

O equipamento permite trabalhar com placas de 18 cm de comprimento por 50 cm de largura e 5 cm ou 10 cm de espessura. As placas são preparadas em pares em uma mesa de compactação que faz parte do equipamento, utilizando um pneu padronizado. Em seguida, as placas são submetidas ao ensaio de deformação permanente em trilha de roda no equipamento do LCPC, com base na Norma NF P 98-253-1 (AFNOR,1991). A pressão de enchimento dos pneus foi de 0,6 MPa e uma carga de 5kN foi aplicada em cada placa. A frequência de ensaio

foi de 1Hz, de modo que em um ciclo ocorreram 02 (duas) passadas. O ensaio foi realizado à temperatura de 60°C. O sistema de medida de afundamento deu-se em 15 pontos distribuídos em toda a área solicitada e o resultado é a média das medições (vide Figura 3.48, a seguir). As medidas de deformação são realizadas cada 1.000, 3.000, 10.000, 20.000 e 30.000 ciclos, e o ensaio se encerra quando a placa é submetida a 30.000 ciclos (60.000 passadas).

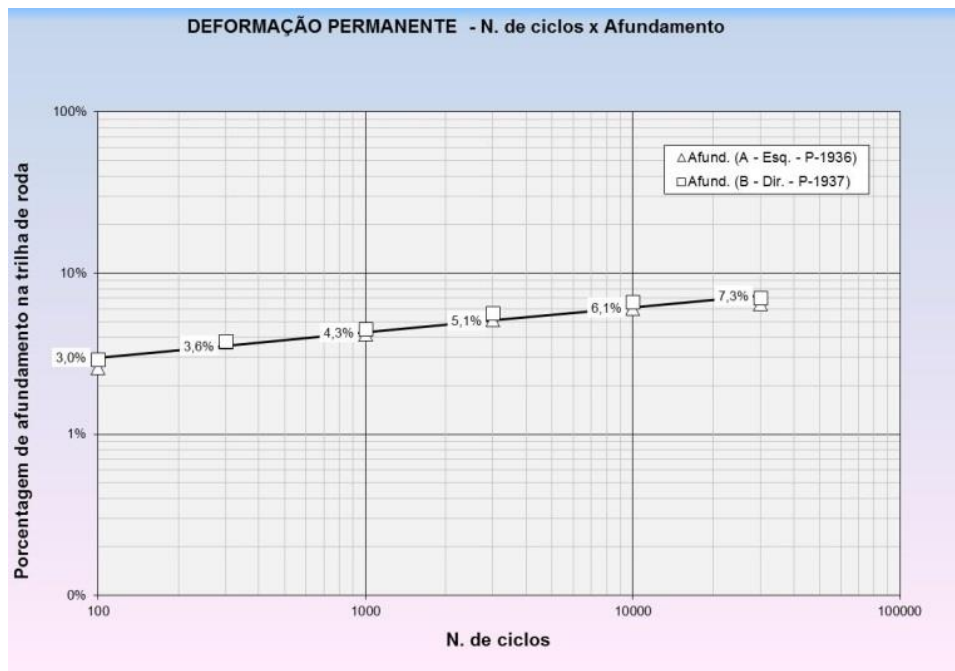


Figura 3.48 Gráfico de cálculo de deformações permanente de duas placas no ensaio de simulador de tráfego do LCPC

As diretrizes francesas para as deformações permanentes limitam o valor obtido no simulador de tráfego em 10%. Tal limite se aplica para as camadas de concreto asfáltico utilizadas como revestimento, com espessuras entre 6 e 8 cm. Moura (2010) sugere a adoção do limite máximo de 5% de deformação permanente em trilha de roda, obtida com o equipamento francês tipo LCPC, em placas de 5 cm de espessura, para as misturas asfálticas brasileiras que serão submetidas ao tráfego considerado pesado, com baixas velocidades e temperaturas de serviço médias elevadas.

Este ensaio de simulação de tráfego foi efetuado para cada uma das misturas avaliadas na presente pesquisa (vide Figura 3.49, a seguir).



Figura 3.49 Mesa compactadora e simulador de tráfego LCPC para ensaios de deformação permanente em laboratório.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta as análises e discussões dos resultados experimentais obtidos em ensaios de laboratório como caracterização de materiais, afinidade de ligantes e agregados, quebra de grãos na compactação Marshall, dosagem de misturas pela metodologia Marshall e ensaios mecânicos das misturas em estudo. Foram utilizados testes de hipóteses, onde a distribuição “*t de Student*” e a análise de variância (ANOVA) fundamentaram as conclusões dos dados por meio de um tratamento estatístico.

4.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS

O estudo das propriedades dos materiais que compõem as misturas asfálticas analisadas é imprescindível para compreender as causas do desempenho destas. A seguir serão mostrados os resultados obtidos nos ensaios de caracterização dos agregados e ligantes asfálticos empregados no presente trabalho.

4.2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS

O estudo dos agregados a serem utilizados é de fundamental importância no comportamento da mistura asfáltica. Diante disso, neste item são abordados os resultados dos ensaios executados para avaliar as características dos agregados empregados, agregado calcário dolomítico e RCD.

O resíduo de construção e demolição (RCD) usado no trabalho é originário da demolição do estádio Mané Garrincha (Brasília). Para determinar a proporção de materiais constituintes do mesmo, foram realizados dois processos. O primeiro processo foi em nível macro, considerando uma amostra de aproximadamente 200 kg de material. No segundo processo foi considerada uma amostra de RCD de 15 kg.

Na Figura 4.1 são apresentados os componentes do material, o qual é classificado em RCD classe A e outros como: madeira, plástico e metal.

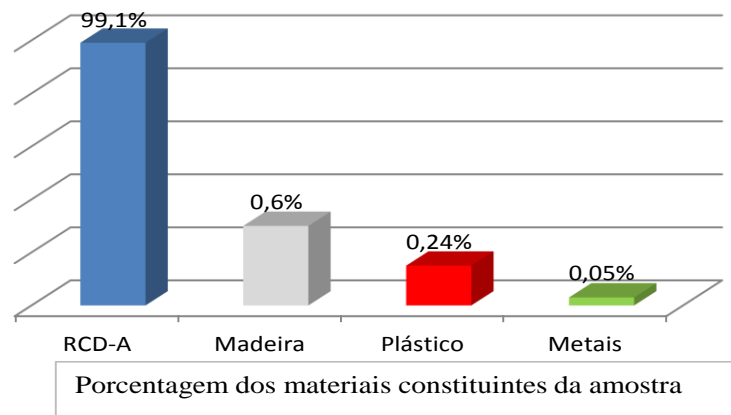


Figura 4.1 Materiais constituintes dos Resíduos da demolição do estádio Mané Garrincha (Brasília).

A Figura 4.1 mostra que a fração dominante na composição é o RCD classe A, correspondendo a 99,1% do total. A parcela composta por outros materiais denominados como contaminantes é formada por madeira, plástico e metal, nessa ordem de concentração e compõem o 0,89% da amostra. Segundo a norma NBR 15115 (ABNT, 2004) a qual descreve os procedimentos para execução de camadas de pavimentação com agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil, os materiais contaminantes não devem ser usados na construção de camadas de pavimentação, mas podem estar presentes em quantidades menores, sempre que o total for menor que 3 % do peso do material. Porém a amostra total atende o valor especificado pela norma.

Na Figura 4.2 é apresentada a segunda fase de determinação de materiais constituintes do RCD. Nesta fase foram determinadas as proporções de materiais cimentícios (concreto e argamassa), materiais miúdos e finos menores a 4,75 mm, materiais pétreos (britas e seixos rolados), cerâmicas brancas (azulejos e pisos), cerâmicas vermelhas (telha e tijolo) e materiais contaminantes (telhas de amianto, gesso, madeira, aço e arame).

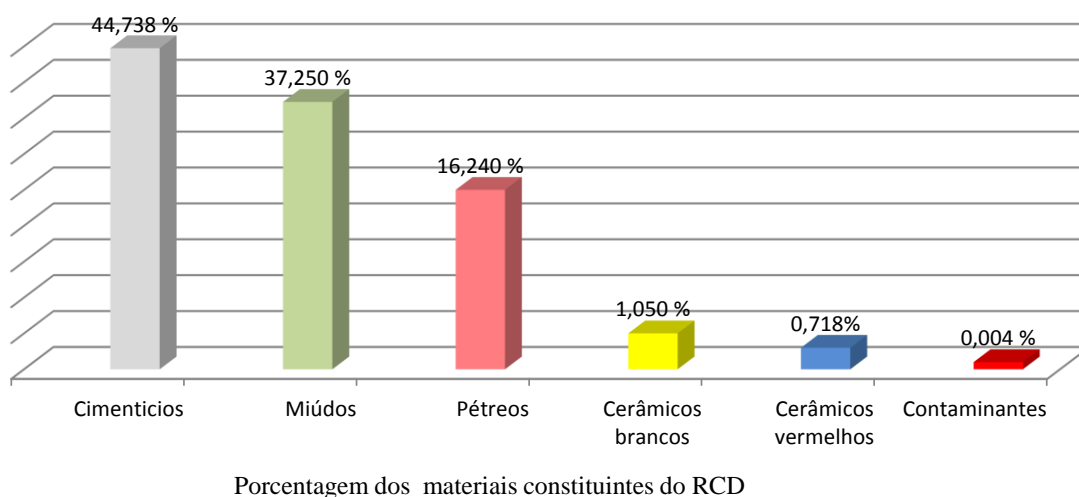


Figura 4.2 Materiais componentes do RCD.

Na Figura 4.2 é possível observar que o material com maior proporção no RCD é o material cimentícios (concreto e argamassa) com mais de 44% do total, mas os materiais cimentícios, miúdos e pétreos dominam na composição com mais de 98%. O comportamento destes materiais dominará o desempenho do RCD utilizado como agregado. Em menor porcentagem encontram-se as cerâmicas brancas com 1,050 %, os cerâmicos vermelhos com 0,718 % e os materiais contaminantes com 0,004 %, que é uma baixa proporção de matérias indesejáveis segundo a Norma NBR 15115 (ABNT, 2004).

A norma NBR 15116 (ABNT, 2004) tem uma forma de classificação dos RCD em agregado de resíduo de concreto (ARC) e agregado de resíduo misto (ARM), avaliando o material retido na peneira N°4 (4,75 mm). O RCD será um ARC quando a quantidade de materiais cimentícios (G1) e pétreos (G2) sejam maior ou igual a 90% e serão ARM quando a quantidade seja menor que 90%, a Tabela 4.1 apresenta as porcentagens de cada material.

Tabela 4.1 Classificação do RCD segundo NBR 15116 (ABNT, 2004)

Unidade	G1	G2	G3		G4	Total
	Cimentícios	Pétreos	Cerâmicos brancos	Cerâmicos vermelhos	Contaminantes	
g	6711,1	2436,2	157,5	107,7	0,6	9413
%	71,296	25,881	1,673	1,144	0,006	100

Desta forma o RCD pode ser classificado segundo a Norma NBR 15116 (ABNT, 2004) como ARC por ter o 97,18% entre materiais tipo cimentícios e pétreos do total do material com tamanho superior a 4,75mm.

Na Tabela 4.2 são mostrados os métodos de ensaio, os limites das especificações e os resultados do processo de caracterização dos agregados usados na pesquisa: agregado calcário dolomítico e RCD. A gradação dos agregados utilizada durante a elaboração dos ensaios a faixa C Norma ES 031(DNIT, 2006), prescrita para CBUQ, como é descrito no item 3.3.3.2.

Tabela 4.2 Ensaio de caracterização de agregados calcários e RCD.

ENSAIO DE CARACTERIZAÇÃO AGREGADOS	METODO DE ENSAIO	UNIDADE	LIMITES ESPECIFICAÇÃO DNIT 031/2006 ES	AGREGADO CALCÁRIO	RCD
ÍNDICE DE FORMA	DNER – ME 086/94	-	>0,5	0,65	0,86
RESISTÊNCIA AO DESGASTE POR ABRASÃO LOS ANGELES	DNER ME 035/98	%	≤50%	19	35
DURABILIDADE EM SULFATO DE MAGNÉSIO	DNER ME 089/94	%	<12%	5,7	6,8
EQUIVALENTE DE AREIA	DNER ME 054/94	%	≥ 55%	68	77
ABSORÇÃO (Agregado Graúdo)	DNER-ME 081/98	%	-	0,8	7,43
MASSA ESPECÍFICA E DENSIDADE					
Agregado Graúdo -Densidade aparente	DNER-ME 081/98	-	-	2,701	2,19
Agregado Miúdo - Massa específica	DNER-ME 194/98	g/cm ³	-	2,688	2,439
Filer - Massa específica	DNER-ME 085/94	g/cm ³	-	2,655	2,564

O valor de índice de forma encontrado para o agregado calcário foi 0,65 e para o RCD 0,86, mas o limite mínimo do índice de forma segundo a norma é de 0,5, permitindo assim a utilização de ambos agregados em revestimentos asfálticos, no entanto no que refere à forma das partículas pode-se dizer que o RCD poderia ter uma melhor resistência às solicitações externas, pois seu índice de forma tem um valor mais próximo a 1,0. Os resultados mostram que o RCD tem melhor cubicidade já que nenhuma das dimensões prevalece sobre a outra, mas no caso do agregado calcário que tem um valor mais próximo a 0,5, as partículas são mais lamelares e apresentariam menor resistência.

Os resultados obtidos no ensaio de desgaste à abrasão *Los Angeles* dos materiais empregados foi de 19% para agregado calcário e 35% para o RCD. De acordo com estes resultados todas as frações avaliadas apresentaram valores de desgaste satisfatórios, isto é, menores que o valor de 50% requerido na especificação ES 031(DNIT, 2006) para agregados empregados nos revestimentos asfálticos e pavimentos flexíveis. O valor mais alto para a abrasão do RCD se justifica pela degradação da argamassa que envolve parte dos materiais cimentícios.

O valor da durabilidade em sulfato de magnésio obtido para o agregado calcário foi de 5,7% e para o RCD foi de 6,8%, os dois agregados satisfazem a especificação ES 031(DNIT, 2006), que sugere como valor máximo uma perda de 12%. As normas NBR 15114 (ABNT, 2004) e NBR 15116 (ABNT, 2004) que regulam o uso de resíduos de construção e demolição em camadas de pavimentação, não indicam valores de durabilidade dos RCD em sulfato de magnésio. Na realização do ensaio no RCD, da mesma forma como é citado em Gómez (2011) foi evidente que as partículas entre 25,4 mm e 19,0 mm compostas por cerâmicas vermelhas apresentaram a partir do terceiro ciclo um desgaste em forma lamelar. Durante a lavagem final, estas partículas afetadas sofreram desintegração total.

Com o intuito de verificar a contaminação por material argiloso nas partículas surgiu a necessidade de realizar o ensaio de equivalente de areia ME 054 (DNER, 1997), expressando o valor da relação entre a altura de agregados e a altura de finos em suspensão numa solução. Assim, quanto maior a altura de finos em suspensão, menor o valor do equivalente de areia e, portanto, mais contaminado o agregado. O equivalente de areia no agregado calcário foi de 68% e no RCD de 77% e desta forma ambos cumprem com a norma já que são maiores que 50%.

A determinação da absorção dos agregados de RCD é importante no sentido de avaliar a quantidade de ligante que o material pode absorver na mistura asfáltica. Comparando-se o resultado obtido de 7,43% com a absorção de 0,8% obtida para o agregado calcário pode-se considerar que o RCD apresenta elevada absorção. Entretanto, para os materiais reciclados de construção civil, o resultado obtido é coerente, se comparado com os resultados para absorção de 8,06%, 8,75% e 6,76% obtidos por Silva (2009), Guimarães (2009) e Zhu *et al.* (2012) respectivamente. O procedimento do ensaio de absorção, apenas por imersão, não garante a total saturação dos agregados.

A determinação das densidades dos agregados é indispensável na dosagem do teor ótimo de projeto para as misturas asfálticas que serão estudadas. Segundo Leite (2001) os resultados de massa específica encontrados na bibliografia são muito variáveis em função das diferentes origens do material reciclado. Entretanto, é consenso que tais valores apresentam resultados pouco menores que os obtidos para o agregado natural, o que foi comprovado por meio dos ensaios no agregado reciclado de RCD e calcário.

Na análise mineralógica por difração de raios X (DRX) no filer do RCD (Figura 4.3), apresentam-se picos característicos de fase cristalina, podendo determinar a predominância de

quartzo, calcita, illita e caolinita, onde a presença de quartzo o dióxido de silício (SiO_2) que é um mineral de alta dureza está relacionado com a existência no RCD de agregados calcários e granitos, além de cerâmicos. Este mineral normalmente se encontra associado com a presença de outros minerais como feldspatos, piroxênios, anfibólios e micas. Também foi encontrada calcita o carbonato de cálcio (CaCO_3) que é um mineral de dureza baixa. A presença de calcita relacionada com a existência de concretos, argamassa, cimento e também de agregados calcários. Além disso, tem-se a illita que é um silicato, uma argila que está relacionada com o filler do RCD de tijolos, cerâmicos e contaminantes. Por último a caolinita ou silicato de alumínio hidratado ($\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$), é uma argila que está relacionada com a presença de cerâmicos no RCD.

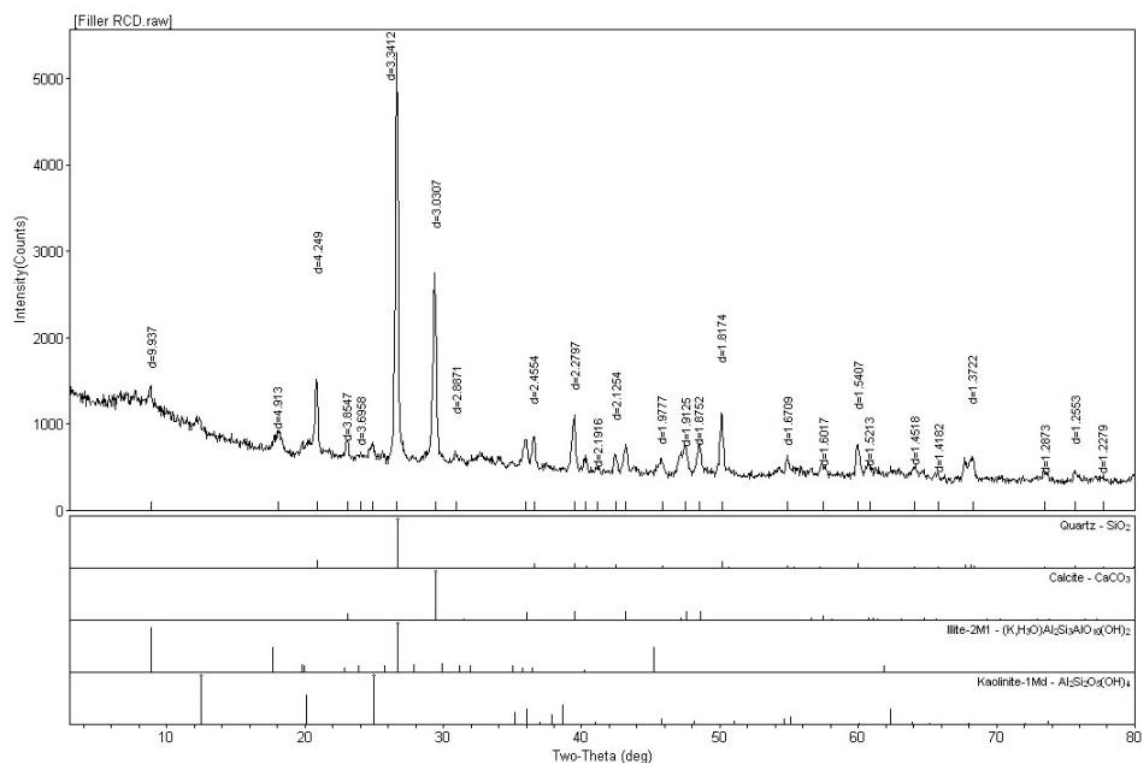


Figura 4.3 Análise mineralógica por difração de raios X (DRX) no filler do RCD.

No ensaio DRX na fração miúda do RCD, mostrado na Figura 4.4, foi observada a predominância de quartzo, calcita, illita e dolomita. Esta última se encontrava em uma proporção muito menor no filler do RCD. A dolomita, carbonato de cálcio e o magnésio, ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$) está relacionada com a existência de agregados calcários dolomíticos e também na produção de cimento, ambos presentes no RCD.

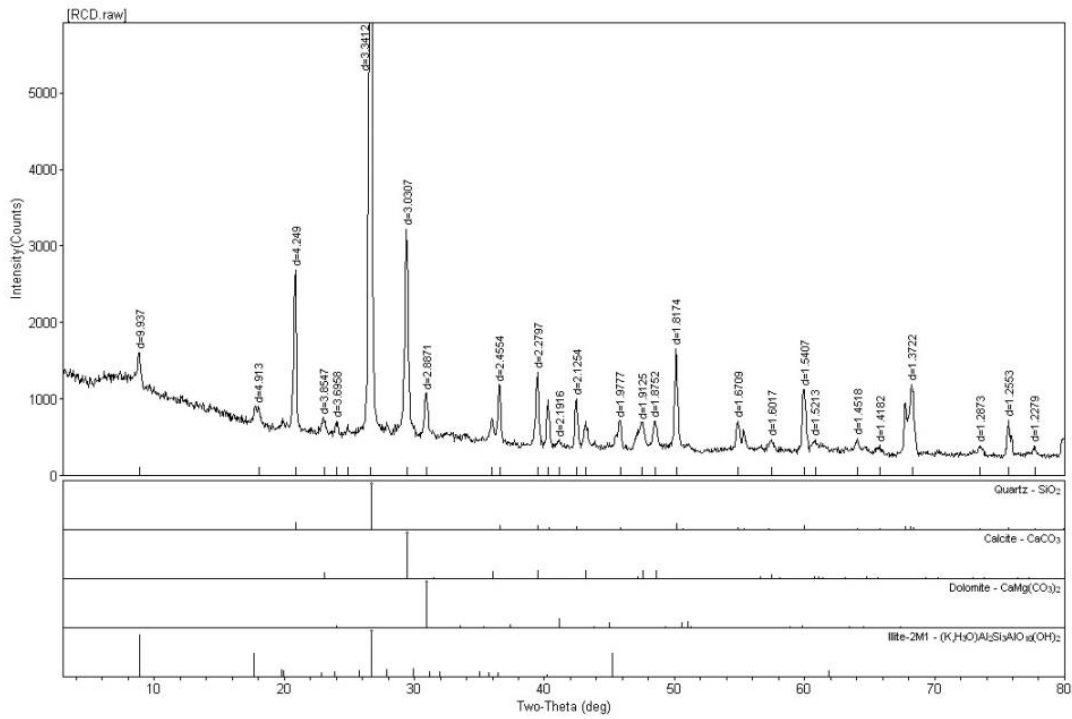


Figura 4.4. Análise mineralógica por difração de raios X (DRX) na fração miúda do RCD.

No DRX realizado no agregado calcário, Figura 4.5, foi observada a predominância de quartzo, calcita, ilita, montmorilonita e caolinita, onde o quartzo e a calcita são minerais característicos da composição dos agregados calcários. A ilita, montmorilonita e caolinita são argilas que podem estar mais relacionadas com impurezas durante o processo de produção do agregado, mas também podem ser constituintes do próprio agregado calcário.

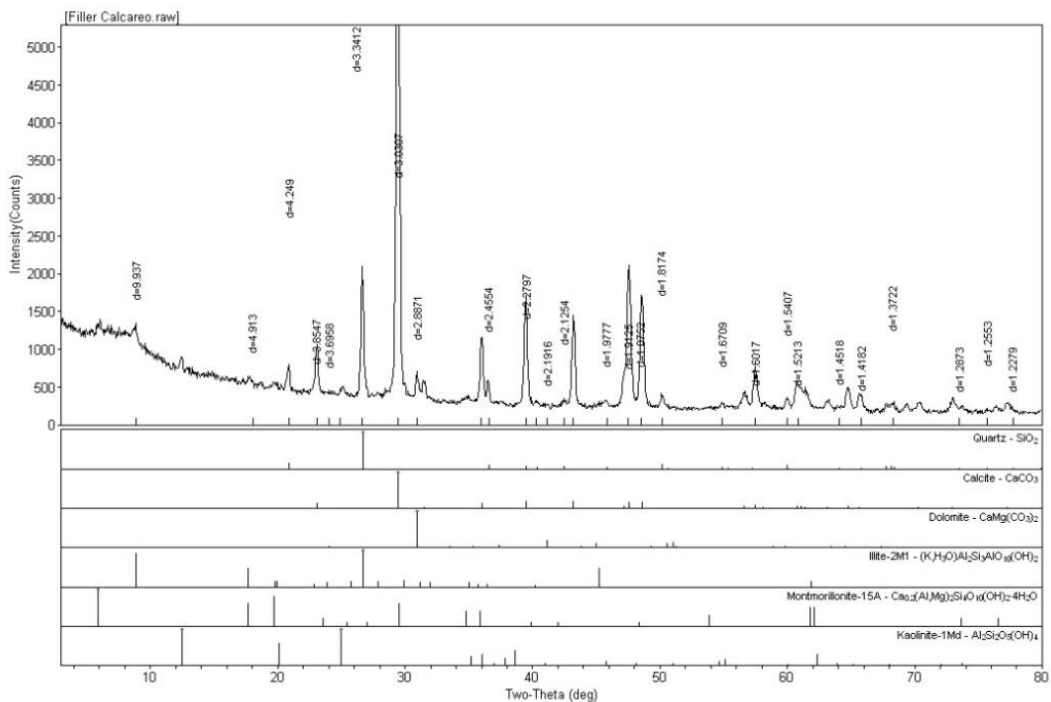


Figura 4.5 Análise mineralógica por difração de raios X (DRX) no agregado calcário.

Foi realizado o ensaio de pH em amostras de RCD e agregado calcário, segundo a metodologia descrita no item 3.3.3.7. No filer calcário o valor de pH médio foi de 7,54 e no filer do RCD foi de 11,47, que são valores esperados nestes materiais. No caso do RCD o pH alto é devido à presença de cimento na composição do filer, o que fez com que este tenha um pH alcalino ou básico devido à presença de carbonato de cálcio (CaCO_3), evidenciada no análise mineralógica por difração de raios X.

4.2.2 CARACTERIZAÇÃO DOS LIGANTES ASFÁLTICOS.

O estudo das propriedades dos materiais que compõem uma mistura asfáltica, neste caso os ligantes asfálticos (asfalto convencional e asfalto modificado com borracha de pneus usados) é imprescindível para a análise do desempenho desta mistura quando submetida às solicitações. Neste item é realizada uma caracterização que inclui os aspectos físicos, químicos e reológicos dos ligantes empregados no trabalho.

4.2.2.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E REOLÓGICA.

Os ensaios de caracterização física e reológica dos ligantes asfálticos foram realizados no Laboratório de Engenharia Rodoviária do Infralab, localizado no campus da UnB. Na Tabela 4.3 é apresentado um resumo dos resultados para as campanhas experimentais, verificando se os ligantes encontravam-se dentro da Norma ME 095 (DNIT, 2006) para CAP convencional e das especificações ANP nº39 (2008) para CAP modificado com borracha de pneus. É importante observar que os dados passaram por um tratamento estatístico a partir da distribuição “t” de Student.

Tabela 4.3 Caracterização dos ligantes asfálticos CAP 50/70, asfalto borracha e especificações.

ENSAIOS	UNIDADES	LIMITES			RESULTADOS		METODOS		
		DNIT 095/2006 CAP 50/70	ANP N°39/2008 ASFALTO BORRACHA		CAP 50/70	ASFALTO BORRACHA	ABNT	ASTM	DNER
			AB8	AB22					
Densidade	g/cm ³				1,002	1,05			ME 193/96
Penetração (100g,5s,25°C)	0,1mm	50-70	30 -70	30 -70	53	42	NBR 6576	D 5	ME003/99
Ponto de amolecimento	°C	≥46	≥50	≥55	47	62	NBR 6560	D36	ME 247/94
Ductilidade a 25°C, mín	cm	≥60			>100	28,5	NBR 6293	D 113	ME 163/98
Ponto de fulgor mín	°C	>235			325	368	NBR 11341	D 92	ME 148/94
Ponto de combustão	°C				382	410	NBR 11341	D 92	ME 148/94
Recuperação elástica a 25°C, 20 cm, mín			≥50	≥55	7,5	69	NBR 15086	D 6084	ME 382/99
G*/senδ (46°C)	kPa				21,26	38,34			
Viscosidade Brookfield							NBR 15184	D 4402	
a 135°C, Sc 21, 20 rpm, mín	cP	≥274			336	800			
a 150°C, Sc 21, 20 rpm, mín	cP	≥112			170	382			
a 177°C, Sc 21, 20 rpm, mín	cP	57-285			65	170			
a 175°C, Sc 3, 20 rpm, max	cP		800-2000	2200-4000					
Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163 °C, 85 min								D 2872	
Variação em massa, máx	% massa	≤0,5	≤1,0	≤1,0	0,15	0,09	NBR 15235	D 2872	
Aumento do ponto de amolec., máx		≤8	≤10	≤10	1,6	2,4	NBR 6560	D 36	
Penetração retida, mín		≥55	≥55	≥55	72	93	NBR 6576	D 5	ME003/99

Os resultados apresentados na Tabela 4.3 correspondem aos dados registrados durante o processo experimental realizado nos ligantes CAP 50/70 e asfalto modificado com borracha de pneus usados. São mostrados os ensaios de caracterização física executados durante a pesquisa.

O ensaio de densidade além de prover parâmetros empregados na definição de características volumétricas das misturas asfálticas também permitiu a verificação da influência da borracha granulada de pneus usados no aumento da densidade relativa no processo de elaboração de misturas modificadas com borracha. Este comportamento é devido à maior densidade relativa da borracha que gira em torno de 11,5 kN/m³.

Nos ensaios de penetração e ponto de amolecimento, as amostras apresentaram o comportamento esperado de redução da penetração e aumento do ponto de amolecimento com a incorporação de borracha, ou seja, a adição de borracha no ligante aumentou a sua consistência. Este ganho de consistência e aumento de ponto de amolecimento devem ser

benéficos para reduzir a deformação permanente em misturas confeccionadas com asfalto borracha.

É característica comum o aumento da viscosidade a altas temperaturas devido à inclusão de borracha ao ligante asfáltico. Esse aumento da viscosidade pode ser explicado segundo Specht & Ceratti (2003) como um fator de natureza física, que ilustra o aumento da viscosidade apenas pela incorporação das partículas de borracha ao ligante mesmo que estas partículas sejam inertes. Também pode ser explicado segundo Holeran & Redd (2000) que em um processo de mistura a altas temperaturas, a borracha passa a absorver parte dos compostos voláteis existentes na fase asfáltica. Esta absorção faz com que as partículas de borracha aumentem de volume, produzindo assim, um acréscimo na viscosidade. Os resultados experimentais mostram que o aumento da viscosidade está relacionado com os dois fenômenos, físico e químico.

O incremento da viscosidade é uma característica que ajuda a formação de um filme de ligante mais grosso envolvendo o agregado mineral, contribuindo para ter uma melhor resistência ao envelhecimento, e melhor resistência à fadiga, porém com conseqüente aumento no consumo de ligante.

Um dos principais objetivos da determinação da viscosidade é a definição adequada das temperaturas de usinagem e compactação. As curvas de viscosidade dos ligantes asfálticos foram utilizadas na determinação da consistência adequada para garantir uma boa mistura entre os ligantes e agregados, de forma a lograr o melhor recobrimento possível (Figura 4.6).

A norma ME 043 (DNER, 1995) define limites de viscosidade cinemática para o CAP na etapa de mistura com os agregados e etapa de compactação, sendo estes respectivamente 170 ± 20 cSt e 280 ± 30 cSt. Esses limites estão identificados na Tabela 4.4 com as denominações limite inferior e limite superior de mistura e de compactação. Os valores da viscosidade são exibidos em *centipoise* (cP).

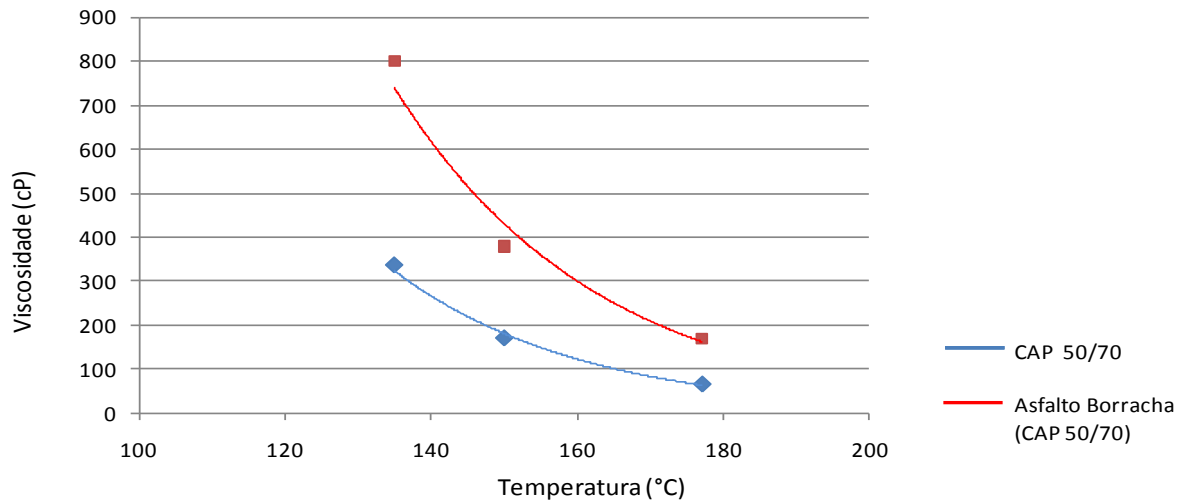


Figura 4.6 Curvas de susceptibilidade térmica CAP 50/70 e asfalto-borracha.

Tabela 4.4 Faixas de temperatura para as misturas e compactação dos CPs, obtidas do gráfico de viscosidade (Figura 4.6).

Ligante afáltico	Faixas de temperatura de mistura (°C)	Faixas de temperatura de compactação(°C)
CAP 50/70	150 -155	135-140
Asfalto Borracha	165 - 172	159-164

O aumento da consistência do CAP 50/70 modificado com borracha é verificado no ensaio de viscosidade rotacional Brookfield, o que implica em maiores temperaturas para atingir as viscosidades recomendadas.

Para realizar uma análise comparativa da susceptibilidade térmica foram utilizados dois métodos quantitativos, calculando o IP índice de penetração e o SVT susceptibilidade da viscosidade à temperatura. O índice IP, desenvolvido por Pfeiffer e Van Doormal, é determinado conhecendo a penetração e o ponto de amolecimento. Este valor deve estar entre -1,5 e +1, sendo mais susceptível termicamente o ligante com o menor IP.

Para determinar o SVT é necessário conhecer a relação entre o duplo logaritmo da viscosidade em centistokes e o logaritmo da temperatura em termos absolutos (graus Kelvin). Ao desenhar estes pontos, obtém-se como resultante uma linha reta com inclinação SVT calculada pela equação a seguir:

$$SVT = (\log \log \text{Viscosidade a } T2 - \log \log \text{Viscosidade a } T1) / (\log T1 - \log T2) \quad (4.1)$$

Os valores típicos de SVT devem estar entre 3 e 4. Quanto maior for o valor do SVT, mais susceptível termicamente será o ligante asfáltico. Os cálculos de IP e SVT do CAP 50/70 e o asfalto borracha são mostrados na Tabela 4.5, deixando claro que a presença da borracha no ligante tornou este ligante menos suscetível termicamente, contribuindo assim futuramente para um melhor desempenho do revestimento asfáltico frente às oscilações térmicas.

Tabela 4.5 Índices de susceptibilidade do CAP 50/70 e Asfalto borracha

Índice de susceptibilidade termica	CAP 50/70	Asfalto Borracha
SVT	3,387	2,691
IP	-1,5	0,7
SVT: susceptibilidade da viscosidade à temperatura		
IP: índice de penetração		

Foram também realizados ensaios de recuperação elástica segundo a Norma ME 149 (DNER, 1994). A porcentagem de recuperação elástica do CAP 50/70 que era de 7,5 % passou para 69% após a mistura com borracha. Este resultado já era esperado devido às características do próprio material, promovendo no ligante asfáltico uma recuperação elástica instantânea e elástica retardada maiores e uma deformação viscosa menor, favorecendo a diminuição de deformações permanentes em misturas asfálticas.

O ensaio de caracterização reológica foi realizado no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Ceará, empregando um reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) para caracterizar o comportamento viscoso e elástico dos ligantes asfálticos, medindo o módulo de cisalhamento complexo (G^*), ângulo de fase (δ) e $G^*/\sin \delta$ numa faixa de temperaturas, (ver Figuras 4.7 e 4.8). Além do CAP puro, foram ensaiadas amostras de asfalto borracha com 5%, 10%, 17%, 20% de borracha granulada, relação em peso.

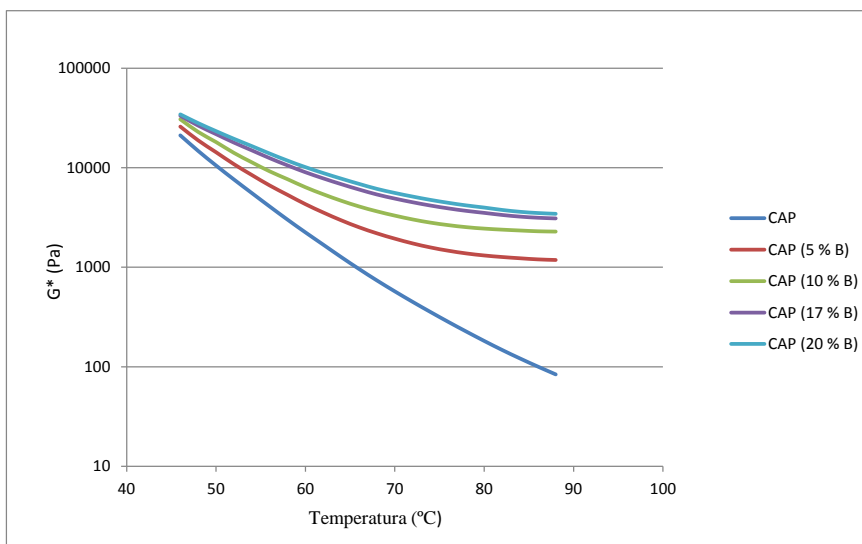


Figura 4.7 Módulo complexo (G^*) versus Temperatura de CAP 50/70 mudando a porcentagem de borracha.

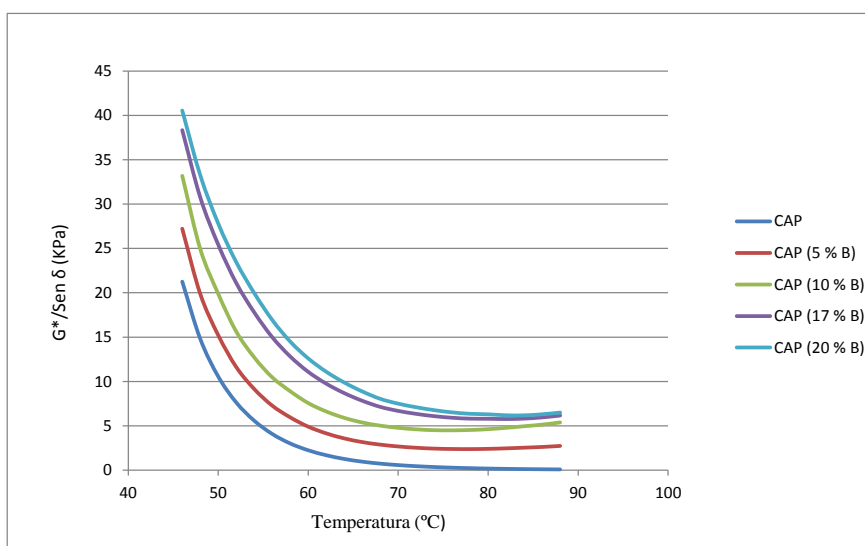


Figura 4.8 $G^*/\text{sen } \delta$ versus Temperatura de CAP 50/70 variando a porcentagem de borracha.

O estudo para realizar a determinação do módulo complexo G^* em função da temperatura foi feito a uma frequência de 1,592 Hz e tensão de cisalhamento de 120 Pa. Os resultados podem ser vistos na Figura 4.7. Um aumento do G^* foi observado em relação ao CAP 50/70 à medida que se aumentou a porcentagem de borracha. Maior elasticidade foi detectada com o aumento da porcentagem da borracha em todas as temperaturas estudadas, o que está relacionado com a diminuição do ângulo de fase. Observou-se na Figura 4.8 um maior grau de desempenho dos ligantes com o acréscimo da porcentagem de borracha no CAP, em temperaturas de 46 a 88°C.

4.2.2.2 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

A espectroscopia no infravermelho por transformada de Fourier é uma ferramenta útil para o estudo dos grupamentos que se formam ou se alteram em um processo de oxidação. Várias pesquisas utilizaram essa técnica para mostrar que compostos carbonílicos são produtos logo do processo de oxidação dos asfaltos. A caracterização química com o infravermelho foi realizada antes e após o envelhecimento oxidativo no RTFOT do CAP 50/70 e o asfalto modificado com Borracha (veja Figura 4.9).

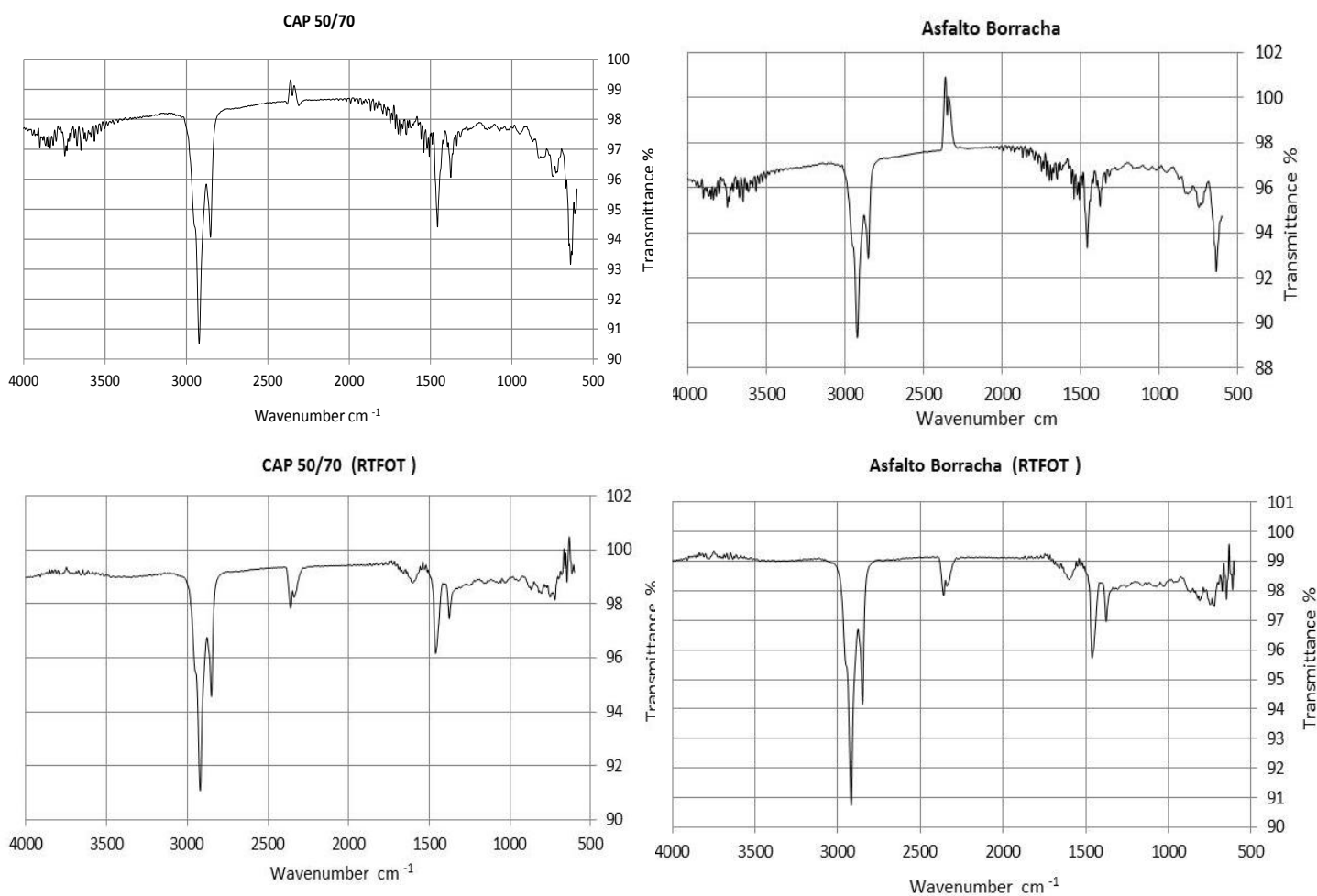


Figura 4.9 Infravermelho dos ligantes asfálticos estudados antes e após o envelhecimento

Na Figura 4.9 são apresentados os espectros na região do infravermelho por transformada de Fourier, dos ligantes asfálticos originais (CAP 50/70 e asfalto borracha) e os envelhecidos logo após processo RTFOT. Observa-se que desaparecem das bandas de absorção na região compreendida entre 3750 cm⁻¹ e 3100 cm⁻¹ e ocorre uma diminuição dos sinais das bandas na

região de 1800 cm^{-1} - 1500 cm^{-1} . Isto é explicado pela perda de hidrocarbonetos de baixo peso molecular como aromáticos e alifáticos principalmente, e da mesma forma é possível sugerir que acontece a perda de compostos oxidados e nitrogenados. Outra explicação está relacionada com a abertura dos anéis aromáticos para formar cadeias lineares.

As bandas de absorção localizadas na região de frequência entre 700 cm^{-1} e 500 cm^{-1} são características dos asfaltenos, apresentando maior concentração devido a ação do calor e a aplicação de ar no ensaio RTFOT facilitando a conversão de alguns hidrocarbonetos em asfaltenos, esta transformação é importante porque a presença destes compostos pode-se traduzir no aumento da rigidez do asfalto devido ao processo de envelhecimento por oxidação.

A análise termogravimétrica (TGA) é de comum utilização para determinar a variação da massa de uma amostra, ocasionada por uma transformação física (evaporação, condensação, sublimação, etc.) ou química (decomposição, oxidação, etc.) em função da temperatura ou do tempo. Nas Figuras 4.10 e 4.11 são apresentadas as curvas termogravimétricas dos ligantes asfálticos CAP 50/70 e asfalto modificado com borracha de pneus usados respectivamente.

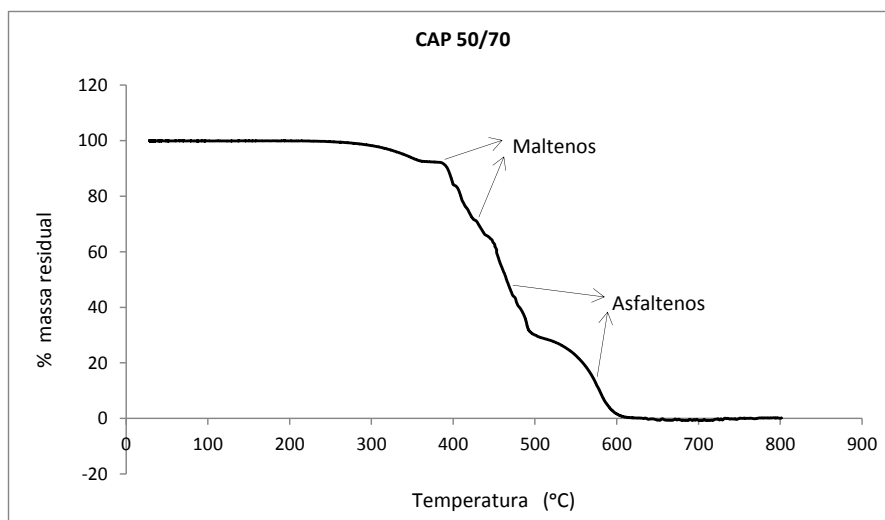


Figura 4.10 Curva termogravimétrica do CAP 50/70

Tabela 4.6 Eventos extraídos das curvas termogravimétricas do CAP 50/70

EVENTOS CURVA TERMOGRAVIMETRICA				
EVENTO	1°	2°	3°	4°
TEMPERATURA °C	389,61	430,96	468,22	575,73

Em atmosfera oxidativa, o CAP 50/70 apresentou 4 eventos térmicos (Figura 4.10). Os dois primeiros eventos podem ser associados à decomposição dos componentes da fase maltênica do ligante e os dois últimos eventos a decomposição dos asfaltenos (Lucena *et al.*, 2004).. Na Figura 4.10 e Tabela 4.6 é apresentada a termogravimetria e as temperaturas nas que aconteceram os eventos de decomposição de componentes no CAP 50/70.

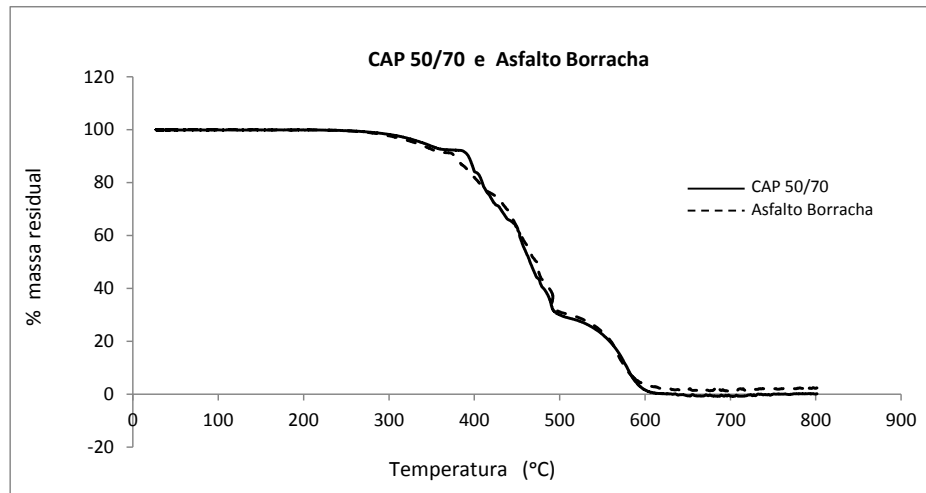


Figura 4.11 Curva termogravimétrica do asfalto borracha.

A temperatura de trabalho determinada para o asfalto modificado com borracha variou entre 159°C e 172°C. Quando se comparam estas temperaturas com as condições térmicas, em que foi desenvolvido o ensaios de termogravimetria, observa-se que a mistura (CAP 50/70 – borracha) se mantém com sua estrutura estável para as temperaturas em que serão utilizadas. Só para temperaturas muito maiores que as de trabalho é evidente a degradação da estrutura do ligante.

As curvas termogravimétricas mostraram que até as temperaturas de aproximadamente 265,79°C para o CAP 50/70 e 270,67°C para o asfalto borracha as estruturas dos ligantes permanecem estáveis e não ocorreu perda de massa detectável.

Como pode ser observado nas curvas termogravimétricas em atmosferas oxidadas, o resíduo final se formou à temperatura aproximada de 602,60 °C no caso do CAP 50/70 e a 620,865 °C no caso do asfalto borracha, acontecendo também um aumento do teor de resíduo devido à adição de borracha para modificar o CAP 50/70. A presença da borracha leva a diminuição de voláteis. Isso pode ser atribuído a componentes inorgânicos da borracha.

Na determinação do teor de asfalto nas misturas asfálticas é utilizado comumente o equipamento Rotarex para tirar o ligante empregando solventes, ou uma mufla incinerando o ligante que compõe a mistura. Analisando os resultados do TGA, para efeitos práticos utilizando a mufla, é recomendado elevar a temperatura de incineração até 600 °C mínimo no caso do asfalto convencional, e até 620 °C mínimo no caso do asfalto borracha, para garantir a incineração total do ligante asfáltico inclusive da borracha presente no asfalto borracha.

4.3 AFINIDADE LIGANTE ASFÁLTICO – AGREGADO

Em misturas asfálticas, a perda de adesão entre agregados e ligantes está comumente relacionada a três fatores: a incompatibilidade entre a constituição mineralógica do agregado e a constituição físico-química do ligante asfáltico, a presença de umidade e os finos na superfície do agregado. A perda de adesão do ligante asfáltico com a superfície do agregado (fratura adesiva) como a fratura do próprio filme de ligante (fratura coesiva), seja na presença de água ou não, é a origem de muitos tipos de defeitos em pavimentos, incluindo trincamento por fadiga, deformação permanente e dano por umidade (Lytton, 2004).

O efeito da presença da água que induz a separação da película de ligante asfáltico da superfície do agregado pode torná-lo inaceitável para uso em misturas asfálticas. Porém, esta susceptibilidade à água por parte das misturas, deve ser estudada. Portanto nesta pesquisa pretende-se verificar a influência do tipo de agregado e de ligante asfáltico na resistência ao dano por umidade induzida das misturas asfálticas, utilizando os ensaios de Lottman Modificado e o método de avaliação de adesividade do agregado graúdo. Além disso, foram realizadas ensaios cântabro para determinar de maneira indireta, a resistência à desintegração e desgaste por abrasão da mistura betuminosa que se relaciona com a afinidade entre o ligante e o agregado.

4.3.1 ENSAIOS DE DANO POR UMIDADE INDUZIDA

Este ensaio *Lottman* modificado foi realizado conforme o procedimento descrito segundo a T283 (AASHTO, 1999), embora o material de pesquisa apresentasse características particulares. Foram avaliadas quatro misturas asfálticas elaboradas com agregado calcário dolomítico, agregado RCD, ligante asfáltico convencional CAP 50/70 e CAP modificado com borracha, nas seguintes combinações agregado calcário-CAP 50/70, RCD-CAP 50/70, agregado calcário-asfalto borracha e RCD-asfalto borracha.

A análise é realizada pela relação entre as resistências à tração de amostras previamente condicionadas e amostras sem condicionamento. Esta relação é dada pela relação porcentual entre a RT das amostras condicionadas e a RT das amostras não condicionadas (RTu), sendo chamada Resistência Retida à Tração (RRT). Os resultados são apresentados na Tabela 4.7 e Figura 4.12.

Tabela 4.7 Resultados do ensaio *Lottman* modificado.

Mistura	CPs Não Condicionados (RT)			CPs Condicionados (RTu)			RRT %
	Média MPa	Desvio Padrão	CV %	Média MPa	Desvio Padrão	CV %	
Calcário-CAP	0,691	0,046	6,66	0,571	0,011	1,93	82,63
RCD-CAP	0,749	0,053	7,08	0,626	0,045	7,11	83,58
Calcário-AB	0,547	0,053	9,69	0,408	0,014	3,46	74,59
RCD-AB	0,565	0,026	4,60	0,418	0,059	14,02	73,98

CV = Coeficiente de Variação

A Figura 4.12 apresenta de forma gráfica os valores de resistência à tração dos corpos de prova não condicionamento (RT), condicionamento (RTu) e os valores de Resistência Retida à Tração (RRT) das misturas estudadas.

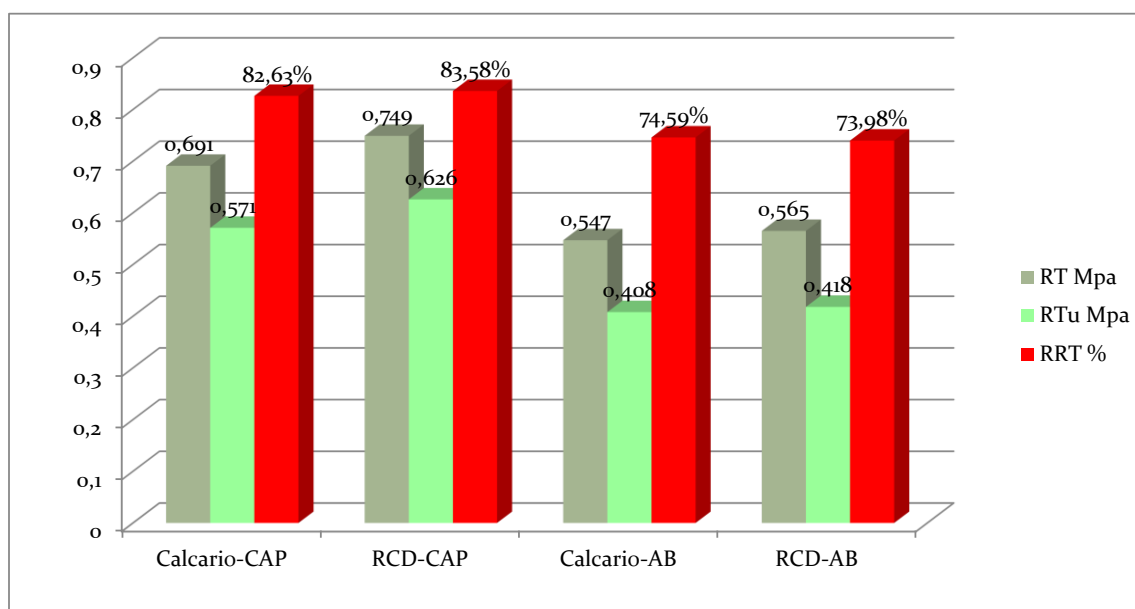


Figura 4.12. Resultados gráficos do ensaio *Lottman* modificado.

Em relação à resistência retida à tração, Furlan (2006) expõe que o critério de definição da suscetibilidade de uma mistura asfáltica elaborada com a Norma T283 (AASHTO, 1989) é de

RRT mínimo de 70%, na versão T283 (AASHTO, 1999) ajustada para o método SUPERPAVE o critério é RRT mínimo de 80%. Já Hicks (1991), diz que a maior parte dos departamentos estaduais de transporte norte americanos utilizam valores de 70-75%. Entretanto, segundo Epps *et al.* (2000), o critério de aceitação típico de resistência retida à tração é de 70–80%, mínimo. O RRT é um parâmetro representativo da possível resistência de uma mistura ao dano por umidade, mas não pode ser avaliado independentemente de outros ensaios. Além disso, é importante considerar as características dos agregados, ligantes asfálticos utilizados, condições ambientais e volumes de tráfego entre outros.

Como pode-se observar na Figura 4.12, as misturas Calcário-CAP e RCD-CAP, apresentaram valores de RRT superiores aos estabelecidos pelas normas norte americanas, citadas anteriormente. As outras misturas Calcário-AB e RCD-AB mostram valores menores, mas que podem ser aceitáveis dependendo do critério adotado.

Ao analisar os resultados do ensaio de dano por umidade induzida, observa-se que o tipo de ligante asfáltico é determinante no desempenho, onde as misturas elaboradas com CAP 50-70 tiveram melhor comportamento que as elaboradas com asfalto borracha, o que pode ser atribuído à presença de partículas de borracha que produzem uma diminuição na coesão. Este fenômeno foi observado indiretamente no ensaio de ductilidade realizado aos ligantes usados. Outro fator pode ser a redução da adesividade ligante agregado, já que a borracha no ligante poderia dificultar o contato asfalto-agregado (onde talvez uma menor quantidade de borracha pudesse melhorar a adesividade). Tem-se também que o ensaio RT pelas suas características é exigente na avaliação da coesão e a adesividade nos corpos de prova.

Avaliando os resultados das misturas elaboradas com agregados calcários e RCD, observa-se que quando as misturas são feitas com o mesmo tipo de ligante (CAP 50/70 ou asfalto borracha) os valores de RRT são iguais estatisticamente segundo uma análise de variância (ANOVA). Neste caso pode-se dizer que o desempenho do RCD é tão bom quanto o desempenho do agregado calcário nas misturas elaboradas.

Estudando os valores absolutos de RT e RTu das misturas com agregado calcário e com RCD apresentasse um incremento a favor dos resultados correspondentes as misturas com RCD, mais segundo a análise de variância (ANOVA) isto só é certo no caso de misturas com asfalto convencional, no caso das misturas com asfalto borracha os valores consideram-se iguais estatisticamente.

A presença de água nos corpos de prova faz que durante o processo de congelamento aconteça o fenômeno de expansão da água, transferindo tensões às partículas do agregado. Pela similitude dos resultados de RRT obtidos no caso dos agregados utilizados, pode-se supor que o RCD reage de forma similar ao agregado calcário.

4.3.2 ADESIVIDADE ENTRE AGREGADO E O LIGANTE BETUMINOSO

Outra forma de comum utilização para avaliar a afinidade entre os componentes das misturas é utilizando o ensaio de adesividade ligante-agregado graúdo prescrito na Norma ME 078 (DNER, 1994). O ensaio permite avaliar qualitativamente essa propriedade dos materiais do ponto de vista da adesividade passiva (na presença de água) o que permite analisar se o ligante envolve de forma satisfatória o agregado. Na Figura 4.13 são exibidos os resultados do ensaio usando os materiais das quatro misturas estudadas no trabalho.

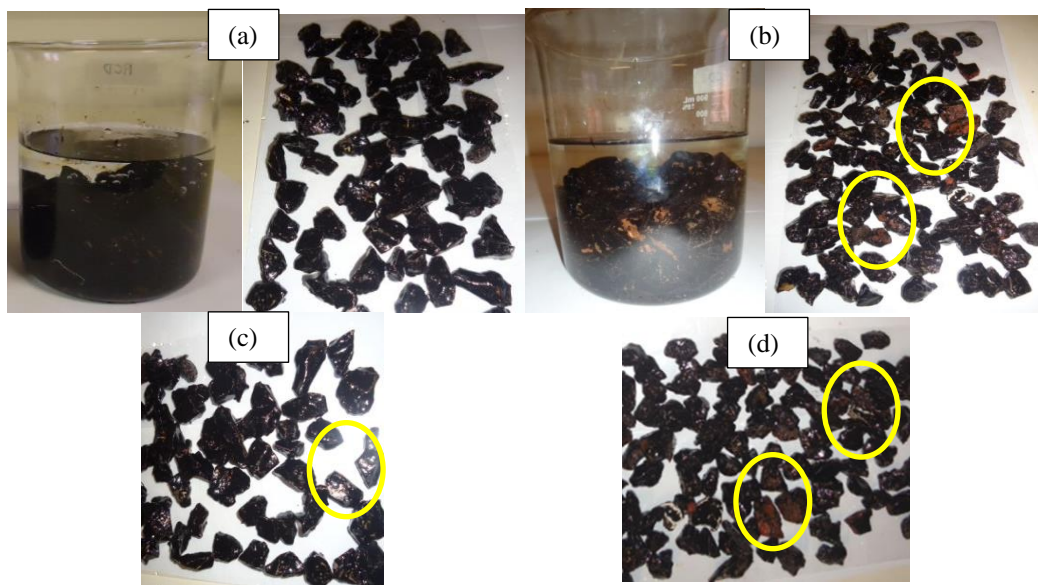


Figura 4.13 Resultados ensaio de adesividade ligante asfáltico-agregado graúdo: a) Agregado calcário e CAP 50/70; b) Agregado reciclado RCD e CAP 50/70; c) Agregado calcário e asfalto borracha; d) Agregado reciclado RCD e asfalto borracha.

Na Figura 4.13 (a) O agregado calcário utilizado apresentou uma adesividade satisfatória, pois não se verificou descolamento significativo da película de ligante ao final de 72 horas de imersão da amostra em água na temperatura de 40 °C, o que pode estar relacionado com a boa afinidade química dos agregados calcários e os cimentos asfálticos de petróleo devido à sua natureza eletropositiva. Além disso, a baixa absorção do calcário permite que a maior parte do

ligante fique espalhado pela superfície do agregado. Por isso, observa-se um rápido e fácil envolvimento do grão pelo ligante asfáltico.

Na Figura 4.13 (b) apresenta-se o resultado do ensaio realizado com o agregado RCD e o CAP 50/70, Observa-se que a quantidade de ligante asfáltico utilizado não envolve satisfatoriamente o agregado reciclado RCD, o que pode ser devido à elevada absorção do RCD mais de nove vezes superior a absorção do agregado calcário. Além disso, aproximadamente o 45% do RCD é composto por materiais cimentícios, dominados pela presença maioritária de concretos, que devido à alta irregularidade superficial que faz que a superfície que o ligante deva cobrir seja maior, com a mesma quantidade de ligante asfáltico, neste caso CAP 50/70 prescrita na norma (5%). Segundo Silva (2009) com uma elevação de 2,5% da quantidade de ligante proposta pela normatização do ensaio houve uma adesividade satisfatória do ligante asfáltico ao agregado de RCD. Outra proposta pode ser utilizar no ensaio de adesividade os teores de ligante obtidos na dosagem Marshall.

Também foi avaliada a afinidade entre os dois tipos de agregados e o asfalto borracha (veja Figura 4.13 (c) e (d)). Nos dois casos se observa uma adesividade não satisfatória, tal resultado pode ser explicado pela alta viscosidade do asfalto borracha, que produz uma película de ligante mais grossa precisando maior quantidade de ligante para envolver uma partícula. Tem-se que no ensaio é utilizada a mesma quantidade de ligante e igual temperatura, embora o ligante seja diferente, neste caso de maior viscosidade. Além disso, no caso da mistura elaborada com RCD a afinidade é menor devido às características de absorção e irregularidade superficial das partículas.

Na Figura 4.14 são apresentados os componentes do agregado graúdo do RCD após realizado o ensaio de adesividade ligante-agregado, onde se percebe a influencia da heterogeneidade do RCD na adesividade. O material com melhor comportamento é o pétreo que é composto maioritariamente por agregado calcário de boa adesividade com os ligantes. Os agregados que tem a mais baixa afinidade são os cerâmicos vermelhos e cerâmicos brancos que ficam praticamente descobertos, o que é devido às faces polidas do material e a sua composição. O concreto apresentou adesividade intermediaria o que pode estar relacionado com a alta absorção e a irregularidade superficial das partículas, tornando-se um material com maior superfície específica para cobrir.

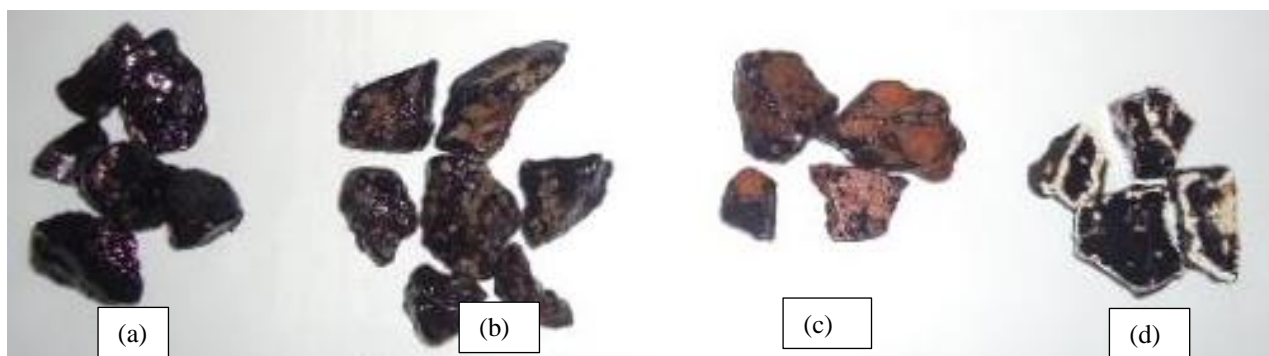


Figura 4.14 Resultados ensaio de adesividade ligante asfáltico-agregado graúdo. Detalhes de adesividade segundo o tipo de material no RCD: a) Pétreo; b) Concreto; c) Cerâmica vermelha; d) Cerâmica branca.

4.3.3 DESGASTE CÂNTABRO

Foi realizado o ensaio Cântabro com o intuito de fazer uma análise comparativa das misturas asfálticas, avaliando de forma indireta, a resistência à desintegração e desgaste por abrasão. Na Tabela 4.8 e a Figura 4.15 são apresentados os resultados e o tratamento estatístico dos corpos de prova avaliados de cada mistura asfáltica. Os teores de ligante apresentados na Tabela 4.8 e utilizados na elaboração dos corpos de prova testados foram determinados no processo de dosagem Marshall exposto no item 4.5.

Tabela 4.8 Valores obtidos no ensaio desgaste Cântabro.

Agregado	Ligante Asfáltico	Teor de Ligante %	Desgaste Cântabro Média %	Desvio padrão	Coefficiente de variação %
Calcário	CAP 50/70	5,1	5,2	1,15	22,3
RCD	CAP 50/70	6,8	6,7	1,65	24,5
Calcário	Asfalto Borracha	7,3	4,1	1,53	37,6
RCD	Asfalto Borracha	8,9	1,2	0,46	38,3

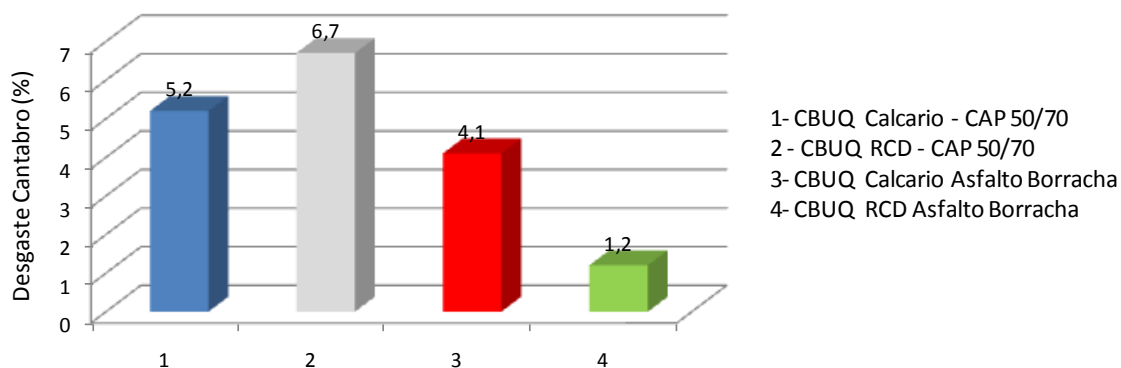


Figura 4.15 Valores obtidos no ensaio desgaste Cântabro

O ensaio de desgaste Cântabro não é normatizado para misturas densas, entretanto segundo Silva (2009) a obtenção de tais resultados é importante, pois permite comparações entre misturas. O autor realizou o ensaio com misturas de agregado de RCD e CAP 50/70 com diferentes porcentagens de ligante e obteve valores da ordem de 4 a 12% de desgaste (desgaste inversamente proporcional a quantidade de ligante). Comparando-se os resultados obtidos por Silva (2009) e o resultado de 6,7% encontrado nesta pesquisa é possível concluir que eles estão na mesma ordem de grandeza, sendo, portanto, coerente.

Avaliando o desgaste obtido na mistura elaborada com agregado calcário e CAP 50/70, pode-se observar que a mistura elaborada com o mesmo ligante e agregado tipo RCD mostrou maior desgaste. Tal resultado era esperado, uma vez que o agregado calcário apresenta menor valor de desgaste *Los Angeles* (19%) que no caso do agregado reciclado RCD (35%). A mesma tendência que foi comprovada em Souza (2010) e Gómez (2011). Nos corpos elaborados com asfalto borracha, os valores de desgaste Cântabro foram menores e a mistura com RCD alcançou valores mais baixos, comparado com o agregado calcário, provavelmente devido ao maior teor de ligante e à maior recuperação elástica atribuída às misturas elaboradas com asfalto borracha.

A norma ME 383 (DNER, 1999) define como limite de aceitação, um valor inferior a 25% de desgaste para misturas asfálticas drenantes. Destaca-se que não há limite de aceitação para misturas asfálticas densas (Moura, 2001; Moizinho, 2007; Bock, 2009; Budny, 2009; Moreira, 2009; Granich, 2010; Freitas, 2010).

4.4 AVALIAÇÃO DA QUEBRA DOS GRÃOS

Durante a pesquisa trabalhou-se com misturas onde o agregado é o RCD com graduação CBUQ faixa C da Norma ME 031 (DNIT, 2006). Utilizou-se uma composição que configurasse a linha inferior da especificação (partículas mais grossas), com o objetivo de garantir que após a compactação, a graduação do material ficasse dentro da faixa especificada. Este procedimento foi repetido para vários arranjos, nos quais procurou-se avaliar a quebra de partículas de agregado (RCD). Foi avaliada a influência da presença ou não de ligante asfáltico, a porcentagem de borracha no asfalto borracha e a variação da energia de compactação Marshall, aplicando desde 35, 50 até 75 golpes por face. Na Tabela 3.7 são apresentadas as misturas avaliadas.

A seguir são apresentados os resultados e o comportamento detectado quanto à quebra no agregado RCD, analisando as curvas granulométricas e os valores médios obtidos dos índices de degradação após compactação Marshall sem e com asfalto, ID_{ML} ou ID_M , respectivamente, e o índice Marsal, Bg. Os índices foram calculados utilizando as peneiras e a graduação correspondentes à faixa C da Norma ME 031 (DNIT, 2006). Os resultados são apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 Índices de degradação após compactação Marshall sem e com asfalto ID_{ML} e ID_M e índice Marsal Bg das misturas elaboradas.

Agregados	Gradação	Teor de asfalto	Borracha na mistura	ID_{ML} ou ID_M (%)			Índice Marsal (%)		
				Energia de compactação			Energia de compactação		
				35	50	75	35	50	75
RCD	CBUQ	0%	NA	6,98	7,81	8,59	11	12,38	13,33
RCD	CBUQ	6%	0%	5,69	6,39	6,47	9,27	8,43	9,85
RCD	CBUQ	6%	10%	5,94	6,07	6,15	9,52	9,74	10,08
RCD	CBUQ	6%	20%	5,63	5,69	5,05	9,58	10,89	11,73

*Valores médios.

Logo da análise dos resultados de índice de degradação Marshall e Marsal (Tabela 4.9) observou-se que os valores mais coerentes foram os obtidos com os índices de degradação Marshall, ID_{ML} e ID_M , razão pela qual a análise é feita com esses valores conforme o apresentado na Figura 4.16.

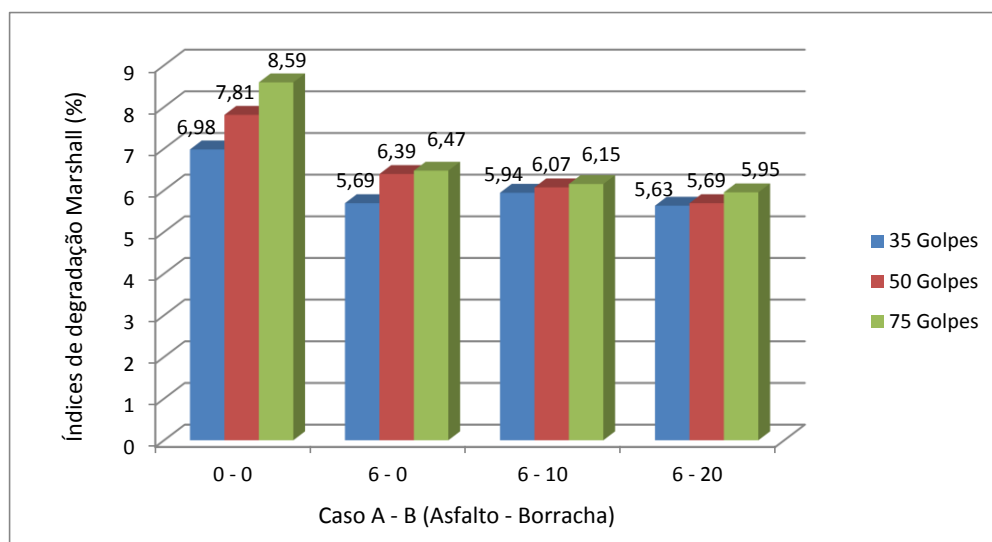


Figura 4.16 Índices de degradação Marshall das misturas elaboradas.

A seguir é realizada uma análise mais detalhada dos resultados obtidos nas mistura ensaiadas.

- **RCD com gradação CBUQ, 0% CAP para 35, 50 e 75 golpes por face.**

Durante o processo de compactação dos corpos de prova com energia Marshall de 35, 50 e 75 golpes para CBUQ sem CAP foi observado claramente o aumento da quebra das partículas de RCD em todos os tamanhos da gradação quando foi aumentado o número de golpes por face. Os valores do índice de quebra ID_M encontrados para 35, 50 e 75 golpes foram; 6,98%, 7,81% e 8,59%, respectivamente. Por tanto para maiores níveis de energia de compactação, foram observados maiores índices de quebra ID_M devido á ausência de ligante asfáltico. Encontrou-se que o impacto foi absorvido diretamente pelos agregados de RCD, conforme ilustrado nas Figuras, 4.16 e 4.17.

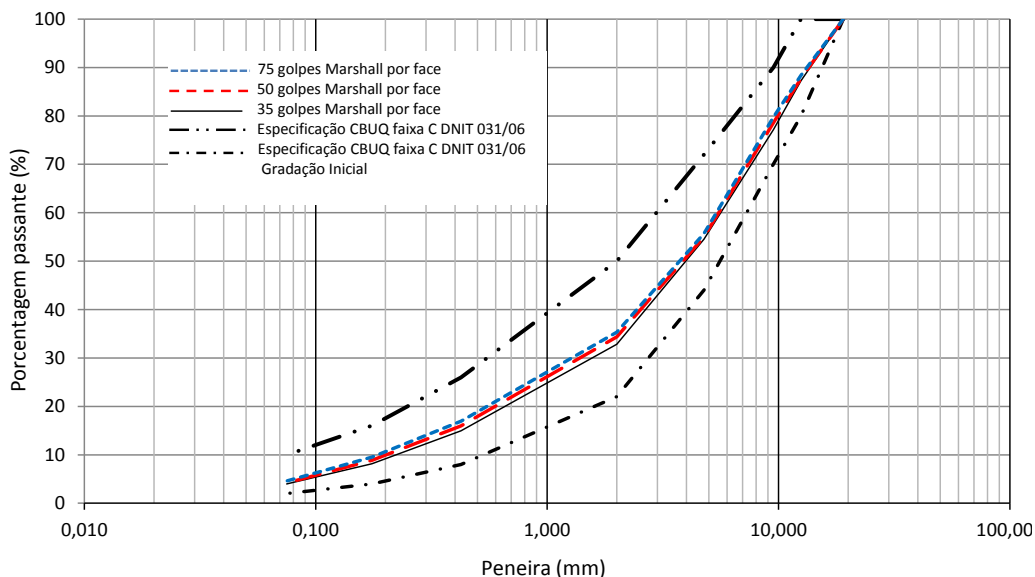


Figura 4.17. RCD com graduação CBUQ, 0% CAP para 35, 50 e 75 golpes por face.

- **RCD com graduação CBUQ, 6% CAP para 35, 50 e 75 golpes por face.**

Nos corpos de prova com 6% de ligante asfáltico e aplicando 35, 50, e 75 golpes ainda há o aumento da quebra das partículas. Quando foram aplicados 35 golpes com ID_{ML} de 5,69%, a variação da quebra é muito maior que quando aplica-se 50 e 75 golpes com ID_{ML} de 6,39% e 6,47%. É notório o aumento da quebra com o incremento da energia de compactação, mas a diferença da quebra 35 e 50 golpes e ente 50 e 75 golpes é relativamente pequena como pode ser observado na Figura 4.16 e 4.18.

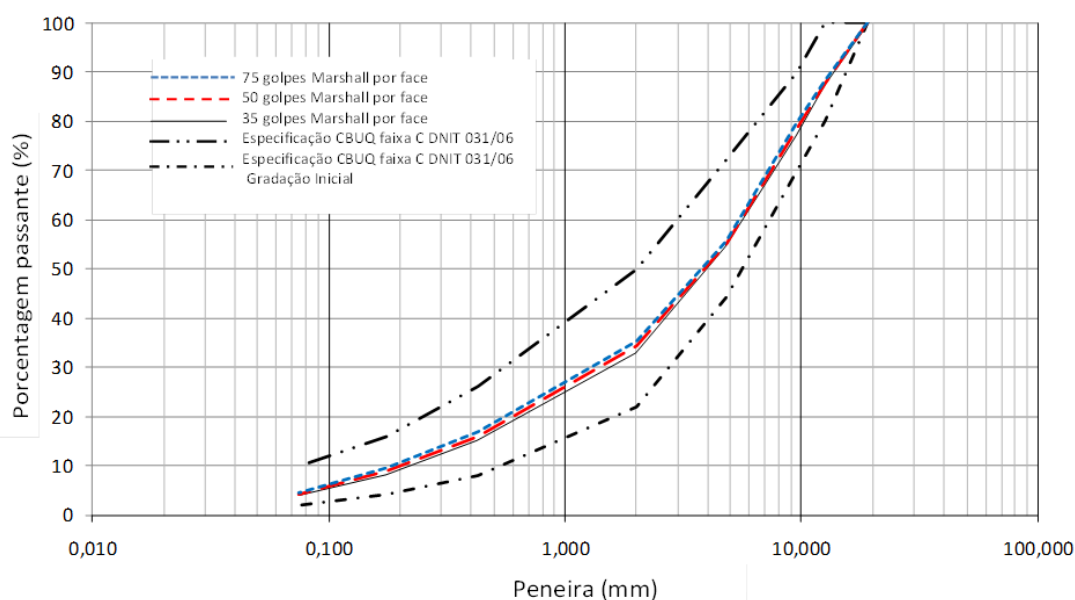


Figura 4.18. RCD com graduação CBUQ, 6% CAP para 35, 50 e 75 golpes por face.

- **RCD com gradação CBUQ, 6%CAP 10% e 20% de Borracha para 35, 50 e 75 golpes por face.**

O comportamento granulométrico do RCD nos corpos de prova para 6% de asfalto borracha com teores de borracha de 10% e 20% foi similar entre eles, pois durante os primeiros 35 golpes observaram-se índices de degradação Marshall de 5,94 % para 10% de borracha e 5,63% para 20% de borracha. Com 50 e 75 golpes a mudança da quebra praticamente foi pequena: para 10% de borracha obteve-se ID_{ML} de 6,07% e 6,15% e para 20% de borracha ID_{ML} de 5,69 % e 5,95% respectivamente (veja Figuras 4.16, 4.19 e 4.20).

Pode-se observar que em relação ao CAP sem borracha aconteceu uma diminuição da quebra, o que se torna um ponto positivo. Isto pode ser explicado devido à diminuição do impacto sofrido diretamente pelo agregado, devido ao efeito do “amortecimento” do asfalto borracha.

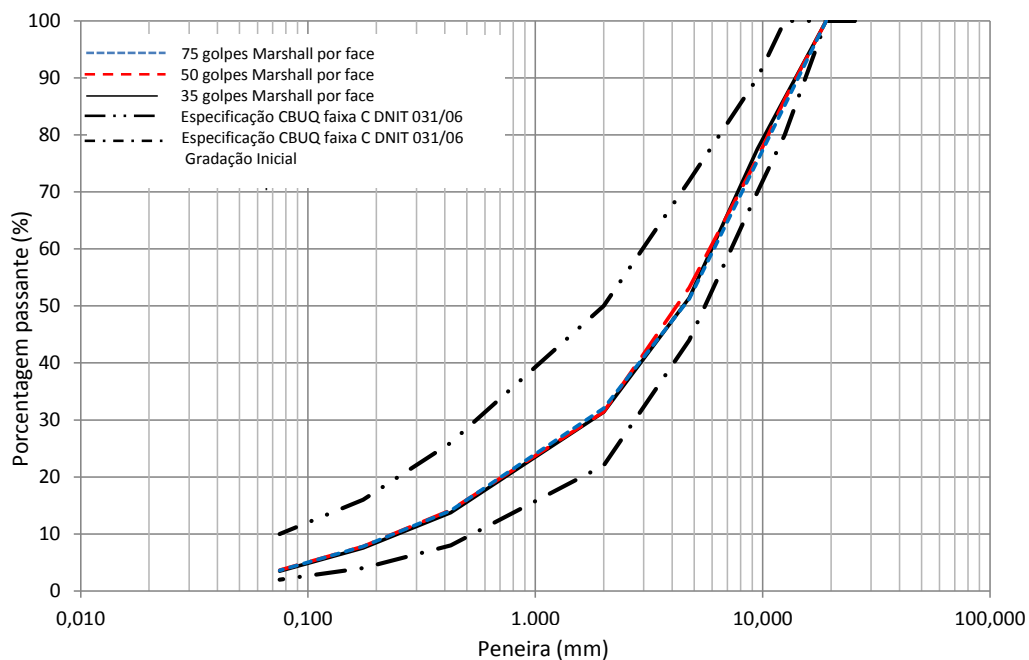


Figura 4.19 RCD com gradação CBUQ, 6%CAP e 10% de Borracha para 35, 50 e 75 golpes por face.

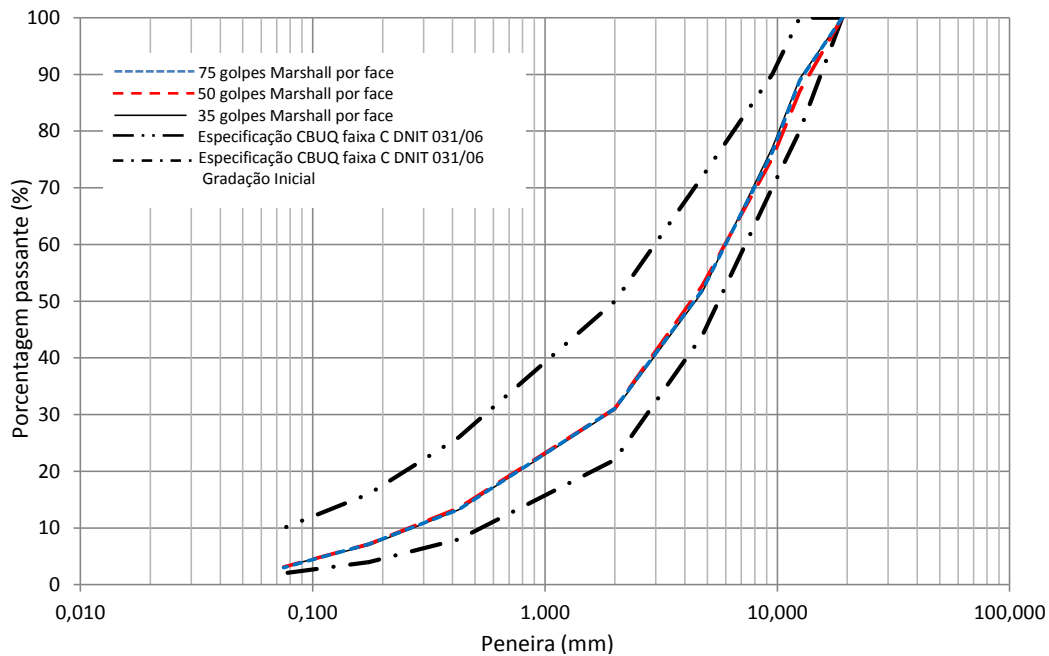


Figura 4.20 RCD com graduação CBUQ, 6%CAP e 20% de Borracha para 35, 50 e 75 golpes por face.

- **RCD com graduação CBUQ 50 e 75 golpes por face, avaliando as curvas 0%CAP, 6%CAP, 6%CAP(10% Borracha), 6%CAP(20% Borracha).**

Nas Figuras 4.21 e 4.22 observa-se que a quebra no RCD, dada a mesma energia de compactação, muda quando o corpo de prova apresenta ou não asfalto e quando varia a porcentagem de borracha na mistura. A quebra diminui quando têm presença de CAP com borracha em relação ao CAP sem borracha. Para os ligantes asfálticos contendo; 0%, 10% e 20% de borracha, quanto maior porcentagem de borracha menor é a quebra do RCD conforme mostrado na Figura 4.16.

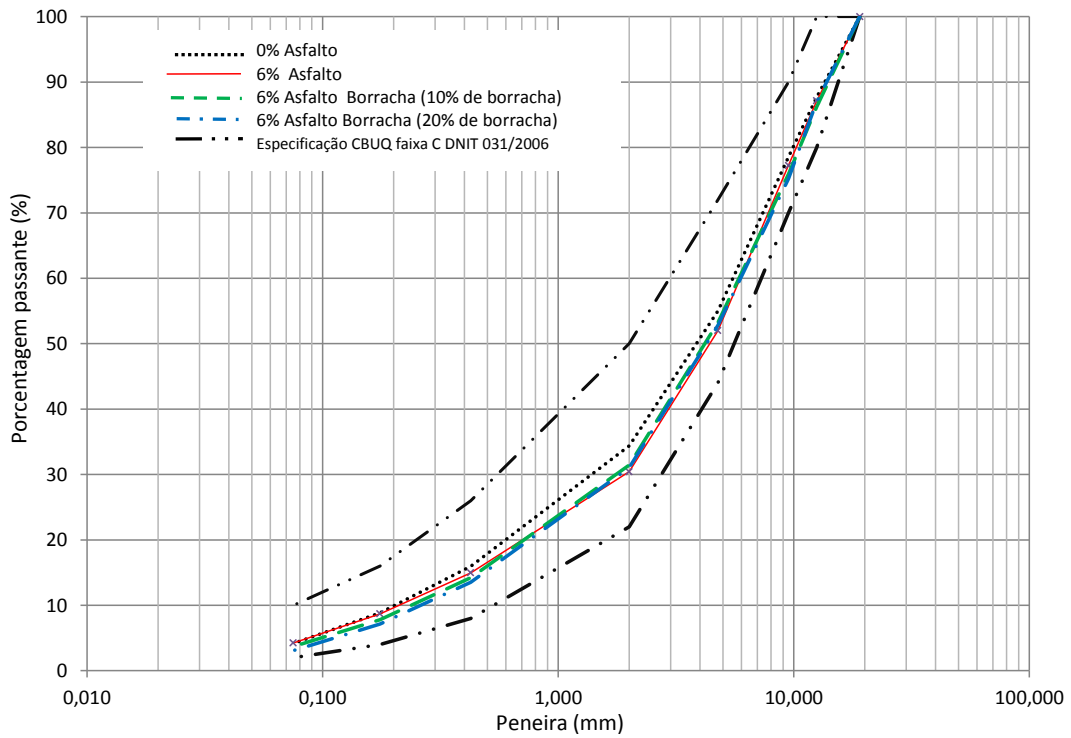


Figura 4.21 RCD com graduação CBUQ 50 golpes por face, avaliando as curvas 0% CAP, 6% CAP, 6% CAP (10% Borracha), 6% CAP (20% Borracha).

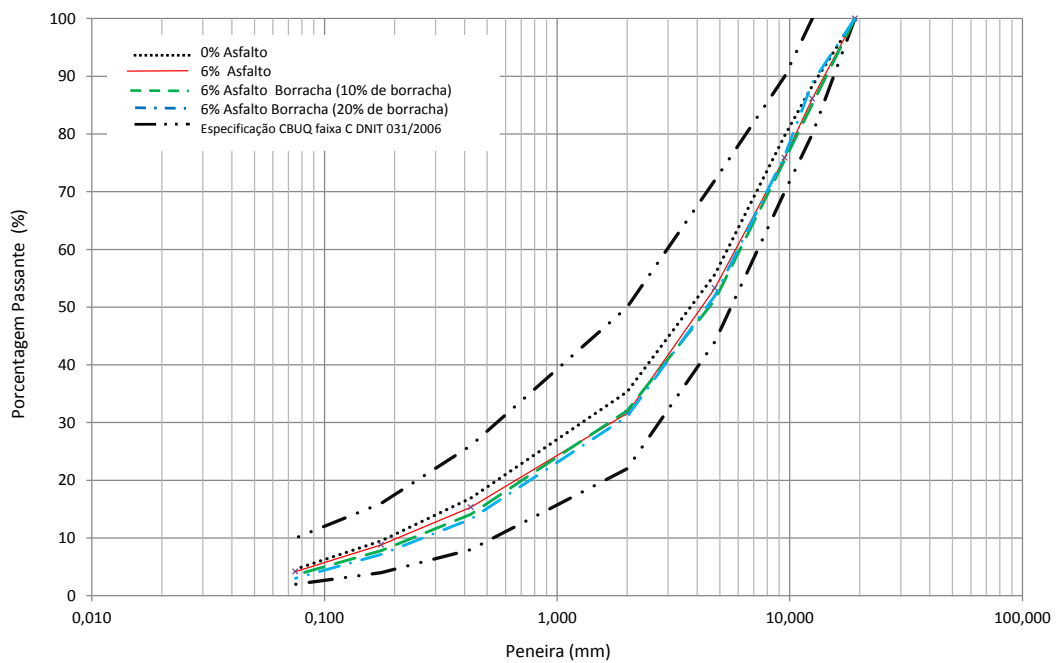


Figura 4.22 RCD com graduação CBUQ 75 golpes por face, avaliando as curvas 0% CAP, 6% CAP, 6% CAP (10% Borracha), 6% CAP (20% Borracha).

Na Figura 4.23 são apresentadas imagens da quebra que acontece nos corpos de prova das misturas compactadas com 0% de asfalto, 6% de asfalto, 6% de asfalto borracha (10% de Borracha) e 6% de asfalto borracha (20% de Borracha). Observou-se que os tipos de partículas que mais quebram após a compactação Marshall são as partículas tipo cerâmicos (brancos e vermelhos), tijolos, os agregados lamelares e as bordas das partículas de concreto.




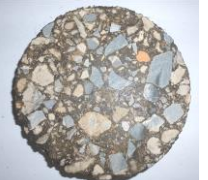












0% Asfalto	6 % Asfalto	6% Asfalto Borracha (10% Borracha)	6% Asfalto Borracha (20% Borracha)
			
			
			
			

Figura 4.23 Quebra de partículas após compactação Marshall.

A determinação da quebra no RCD que produz a variação da granulometria durante o processo de compactação tem grande relevância nesta pesquisa, já que a gradação é um parâmetro importante no comportamento dos agregados nas misturas asfálticas. Este trabalho foi realizado avaliando principalmente corpos de prova compactados com a energia Marshall,

e segundo Zeghal (2009) Leite *et al.* (2011) a maior quebra de grãos ocorre durante o processo de compactação ou construção, e não durante a vida do pavimento. Tem-se ainda que a quebra é menor, quanto menor for a graduação utilizada.

Segundo a Norma ME 401 (DNER, 1999) que institui o procedimento de determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, o ID_{ML} para compactação com ligante deve ser ≤ 5 , e o ID_M para compactação sem ligante ≤ 8 . A norma é estabelecida para agregados naturais; o RCD não atende a recomendação do ID_{ML} em nenhum dos casos de compactação e quebra avaliados. No caso do ID_M atende à recomendação somente quando o número de golpes por face é 35 ou 50 como apresentado na Figura 4.16. A quebra inicial que acontece no RCD é uma característica que não necessariamente está relacionada com baixo desempenho.

4.5 DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

De acordo com os ensaios de índice de quebra após compactação para o agregado estudado, houve um deslocamento para a esquerda da curva original, evidenciando a mudança de tamanho dos grãos pelo efeito da compactação.

Com o intuito de evitar que os corpos de prova tivessem sua granulometria alterada além dos limites da faixa “C” proposta pelo ME 031 (DNIT, 2006) após a compactação Marshall, determinou-se que a composição dos agregados seria ajustada seguindo a curva inferior da referida faixa (Tabela 4.10), correspondentes aos maiores diâmetros prescritos para a faixa “C”. Ressalta-se que, de modo a comparar os resultados encontrados a partir da mesma metodologia, a mistura executada com o material calcário também foi ajustada seguindo o limite superior da faixa “C”.

Tabela 4.10 Distribuição granulométrica das misturas.

Peneiras	Peneira	1/2"	3/8"	N. 4	N. 10	N. 40	N. 80	N.200	Fundo
	Diâmetro (mm)	12,7	9,5	4,8	2	0,42	0,18	0,075	-
% massa retida		20	10	26	22	14	4	2	2

A escolha dos teores iniciais de CAP para realizar o ensaio Marshall na mistura calcário CAP 50/70 foi calculado com o método Duriez, baseado no cálculo da superfície específica dos agregados. Para as outras misturas foi determinado por revisão bibliográfica e tentativas de

aproximação, O pois não é possível aplicar o Método de Duriez utilizando agregado RCD, uma vez que não existem valores de módulo de riqueza (k) para o RCD.

Para a mistura CBUQ com agregado calcário e CAP 50/70, o teor ótimo de asfalto escolhido foi baseado nos limites estabelecidos pela especificação ME 031 (DNIT, 2006). Para as outras misturas ditas não convencionais considerou-se, a máxima estabilidade Marshall e a máxima densidade devido às próprias características dessas misturas que não atenderam aos limites normatizados, especialmente nos parâmetros relacionados com volume de vazios. Na Tabela 4.11 são apresentadas as porcentagens ótimas para cada mistura e suas propriedades volumétricas e mecânicas.

Tabela 4.11 Dosagem Marshall, teor de ligante ótima para cada mistura e propriedades.

Misturas	Calcário CAP 50/70	RCD CAP 50/70	Calcário Asfalto-Borracha	RCD Asfalto-Borracha
Teor de asfalto (%)	5,1	6,8	7,3	8,9
Da (g/cm ³)	2,429	2,17	2,32	2,046
DMM (g/cm ³)	2,525	2,23	2,44	2,375
Vv (%)	3,8	5,7	5,1	7,4
VAM (%)	16	20,5	15	21
RBV (%)	77	71	68	51
Estabilidade (N)	8550	14000	6250	6980
Fluência (0.1mm)	49	45	48	44

*Teor de asfalto, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica.

Na Figura 4.24 são apresentadas as curvas de densidade aparente (Da), de massa específica máxima medida (DMM), de volume de vazios (Vv), vazios nos agregados minerais (VAM) e estabilidade (E) obtidos com as misturas mencionadas na Tabela 4.12 na dosagem Marshall.

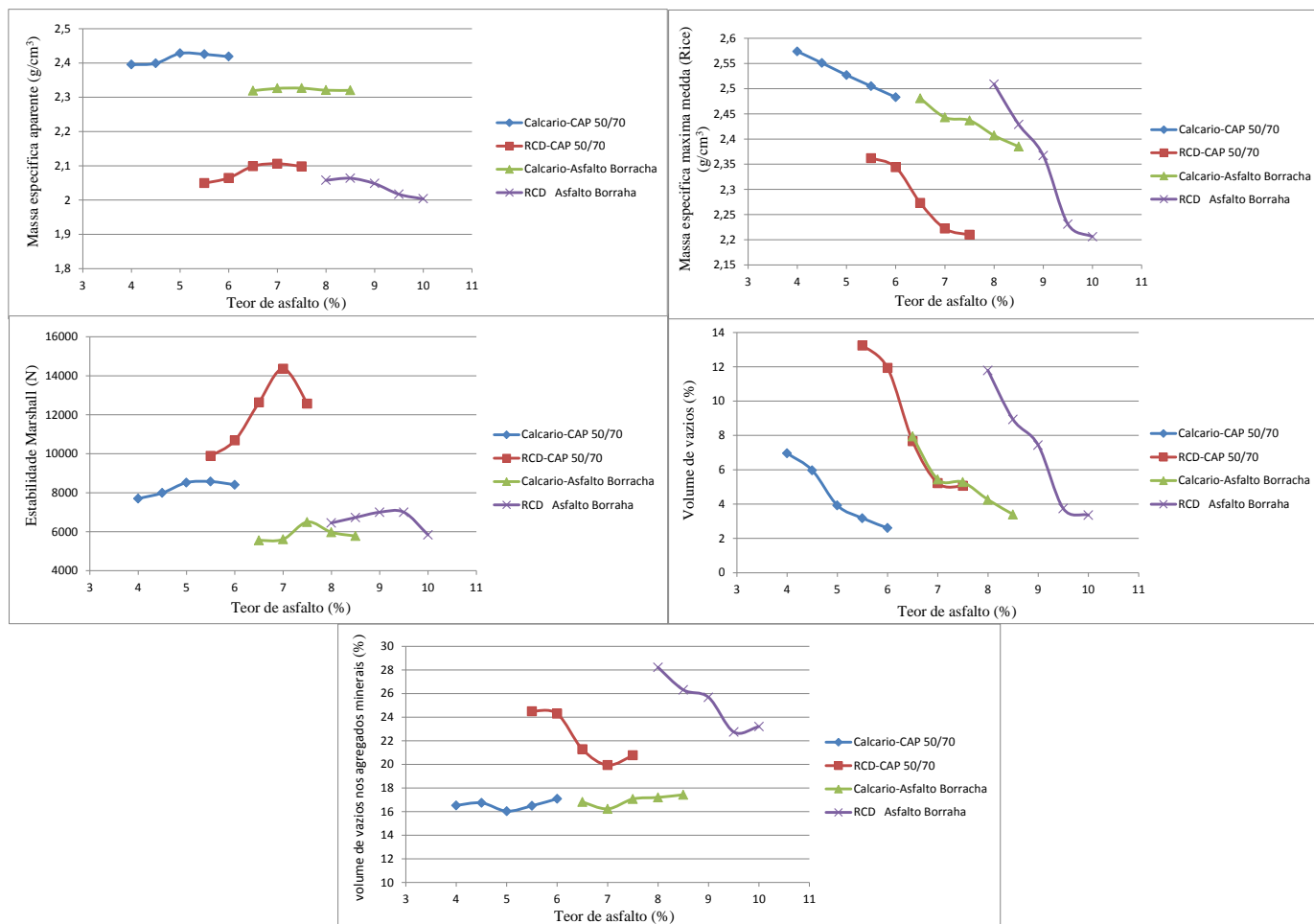


Figura 4.24 Curvas comparativas dosagem Marshall.

Na Tabela 4.12 e na Figura 4.24 fica evidente que as misturas com RCD precisam de um teor maior de ligante asfáltico, fato que pode estar relacionado com a absorção e superfície específica das partículas. O teor de ligante é também mais elevado nas misturas elaboradas com asfalto borracha, mas neste caso a causa é a maior viscosidade do ligante, o que requer uma espessura de película maior para cobrir as partículas de agregado.

As misturas com agregados calcários apresentaram maiores densidades aparentes e densidades médias, devido à maior densidade dos agregados calcários. Os maiores valores de volume de vazios (VV) e vazios no agregado mineral (VAM) são observados nas misturas com RCD, fato que durante o processo de usinagem das misturas foi previsto. Isso porque para preparar um corpo de prova de altura 63,5 mm com RCD foi necessário utilizar aproximadamente 16 % menos em peso que no caso do agregado calcário, provavelmente pelo alto atrito entre partículas de RCD.

Nas misturas elaboradas com CAP 50/70 e RCD, o valor da estabilidade foi elevado, comparado com o valor encontrado na mistura produzida com agregado CAP 50/70 e agregado calcário (estabilidade 63% maior aproximadamente). Já as misturas com asfalto borracha, empregando RCD ou agregado calcário, apresentaram valores de estabilidade menores e mais próximos entre si, mantendo a mesma tendência no seu comportamento. A estabilidade das misturas com RCD atinge valores maiores, o que pode estar relacionado com o atrito entre agregados de RCD ou o maior teor de asfalto nas misturas elaboradas com este material.

A determinação da densidade máxima nas misturas avaliadas foi realizada utilizando o método Rice, Norma D2041 (ASTM, 1991) (DMM), já que pela alta absorção do agregado RCD os valores de densidade máxima poderiam variar de forma importante em comparação com dados obtidos do cálculo da densidade máxima teórica (DMT), que não são baseados nas características particulares dos materiais empregados nesta pesquisa.

4.6 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Neste item apresentam-se os resultados, análises e avaliações mecânicas nas misturas dosadas e moldadas nos teores ótimos de ligante asfáltico, por meio dos ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração por compressão diametral, ensaio de fadiga, fluência estática, e simulação de tráfego de laboratório.

4.6.1 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O ensaio de módulo de resiliência (MR) foi realizado a 25 °C, com cargas de ensaio para cada mistura asfáltica avaliada, correspondentes a 30% do valor da resistência à tração. O resultado do ensaio corresponde à média aritmética dos últimos cinco pulsos de carregamento para cada corpo de prova, e foi fornecido diretamente pelo programa que controla o equipamento. Os resultados obtidos para o módulo de resiliência das misturas são apresentados na Tabela 4.12 e Figura 4.25 e foram obtidos após do tratamento estatístico dos resultados para os ensaios realizados em três corpos de prova.

Tabela 4.12 Valores de módulo de resiliência.

Agregado	Ligante Asfáltico	Teor de Ligante %	Módulo de Resiliência Média MPa	Desvio padrão	Coefficiente de variação %
Calcário	CAP 50/70	5,1	3601	177,2	4,9
RCD	CAP 50/70	6,8	2858	100,8	3,5
Calcário	Asfalto Borracha	7,3	2539	118	4,6
RCD	Asfalto Borracha	8,9	1317	87	6,6

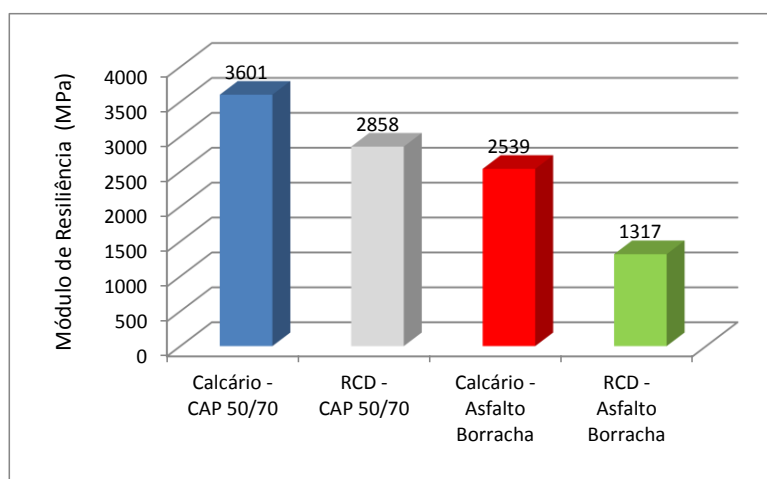


Figura 4.25 Valores de módulo de resiliência.

Atualmente, não existe padronização nas normas brasileiras quanto aos limites dos valores obtidos para módulo de resiliência em misturas asfálticas, entretanto Bernucci *et al.* (2006) afirmam que podem ser considerados como valores típicos resultados encontrados na faixa de 2000 a 8000 MPa. Dessa maneira, o valor de 2858 MPa encontrado para a mistura com agregado RCD e 3601 MPa para a mistura com agregado calcário e CAP 50/70 e o valor de 2539 MPa da mistura com agregado calcário e asfalto borracha podem ser considerados coerentes. Entretanto, a mistura elaborada com RCD e asfalto borracha, apresenta menor módulo de resiliência, o que pode estar relacionado com o maior teor de asfalto na composição. Isto não necessariamente se traduz em comportamento ruim em serviço, requerendo para analisar os resultados de ensaios complementares.

As misturas produzidas com RCD apresentam menor MR que as misturas elaboradas com agregado calcário, já que as primeiras tem uma adsorção maior que faz que precisem maior teor de asfalto, porém tornam-se mais deformáveis, levando a menores tensões absorvidas,

refletindo-se em módulos de resiliência menores. Segundo Morilha Junior (2004) dependendo da estrutura de pavimento, valores maiores ou menores de MR podem ser admitidos desde que haja uma compatibilização entre a rigidez das camadas de modo que as tensões e deformações sejam compatíveis com as características de deformabilidade dos materiais constituintes dessas camadas.

Os corpos de prova elaborados com asfalto borracha alcançaram menores valores de MR, fato esperado já que o asfalto borracha confere uma película de ligante mais grossa para recobrir cada agregado devido a sua maior viscosidade e também devido à presença dos grânulos de borracha que atuam como amortecedores. Além disso, o maior teor de asfalto na mistura faz que as deformações sejam maiores em comparação com as misturas elaboradas com ligante convencional, contudo estes resultados de MR menores não são suficientes para definir o possível desempenho das misturas.

4.6.2 TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

A resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas asfálticas foi determinada de acordo com o método de ensaio ME 138 (DNER,1994). Os resultados após o tratamento estatístico são apresentados na Tabela 4.13, e na Figura 4.26 os valores médios são obtidos a partir dos resultados encontrados para três corpos de prova avaliados.

Tabela 4.13 Valores de resistência à tração por compressão diametral.

Agregado	Ligante Asfáltico	Teor de Ligante %	Resistência à Tração Média MPa	Desvio padrão	Coefficiente de variação %
Calcário	CAP 50/70	5,1	0,789	0,046	5,8
RCD	CAP 50/70	6,8	0,859	0,053	6,2
Calcário	Asfalto Borracha	7,3	0,647	0,053	8,2
RCD	Asfalto Borracha	8,9	0,665	0,036	5,4

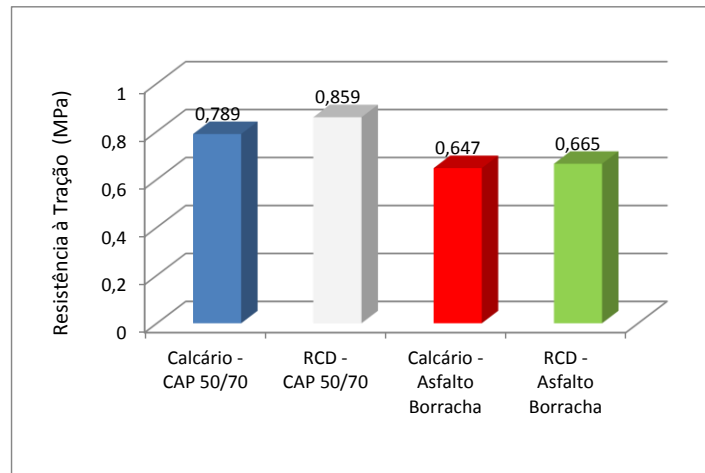


Figura 4.26 Valores de resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de resistência à tração foi realizado com o objetivo de estimar a tensão aproximada máxima de ruptura da mistura. De acordo com o ME 031 (DNIT, 2006), as camadas de rolamento devem apresentar uma resistência à tração maior que 0,65 MPa. Assim, com os valores obtidos de 0,859 MPa para a mistura com agregado RCD e 0,789 MPa para a mistura com agregado calcário, ambos com CAP 50/70, pode-se considerar que estas misturas atendem às especificações estabelecidas pela norma.

Nas misturas elaboradas com asfalto borracha, os resultados encontrados de resistência à tração enquadraram-se nos valores típicos sugeridos por Bernucci *et al.* (2006), onde para misturas asfálticas à quente recém moldadas, as médias se situam entre 0,5 MPa e 2,0 MPa. Para a mistura com asfalto borracha e RCD o RT foi de 0,665 MPa e na mistura elaborada com asfalto borracha e agregado calcário o RT foi de 0,647, atendendo aos limites citados, bem com os da ME 031 (DNIT, 2006)

Em relação às misturas elaboradas com RCD seja utilizando como ligante CAP 50/70 ou asfalto borracha, estas obtiveram valores de RT maiores que as misturas com agregado natural, o que pode estar vinculado à presença de concreto no RCD, segundo Oliveira (2007). Mas também pode estar relacionado com o fato, de serem misturas que contém maior teor de ligante asfáltico.

Os valores menores do RT nas misturas elaboradas com asfalto modificado com borracha, em comparação com as misturas com asfalto convencional, podem ser ocasionados devidos à presença de borracha na composição do ligante, fazendo com que a capacidade de coesão e a adesividade do asfalto borracha seja menor. Este fato é evidenciado indiretamente na

diminuição da ductilidade do asfalto borracha e nos ensaios de afinidade ligante asfáltico agregado, respectivamente. No ensaio RT, a carga aplicada diametralmente induz tensões de tração que mobilizam diretamente as propriedades de coesão e adesividade do ligante. Outros estudos chegaram a resultados semelhantes, onde as misturas com asfalto borracha atingem valores de RT menores que os valores de referência (Momm & Salini, 2000; Oliver, 2000; Horodecka *et al.*, 2000; Gallego *et al.*, 2000; Specht *et al.*, 2002; Faxina, 2002; Pinheiro, 2004).

4.6.3 ENSAIO DE FADIGA.

A seguir são avaliadas as misturas asfálticas utilizadas na pesquisa, estudando as curvas de fadiga das misturas, onde são relacionados os ciclos de carga aplicados, simulando o tráfego com cargas cíclicas até a ruptura dos corpos de prova com relação às deformações de tração geradas. A curva de fadiga é um parâmetro relacionado diretamente com o possível desempenho das misturas em serviço, porém é utilizado nos processos de dimensionamento empírico-mecanicista de pavimentos.

Os carregamentos utilizados foram 20%, 30% e 40% da resistência à tração referente a cada mistura e para cada nível de tensão foram ensaiados três corpos de prova.

As curvas de fadiga podem ser expressas analiticamente na forma.

$$N = K_1 \varepsilon_t^{K_2} \quad (4.1)$$

Onde:

N : número de ciclos de carga que provoca a ruptura por fadiga das misturas asfálticas;

ε_t : deformação de tração ($\mu\text{m}/\text{m}$);

K_1 e K_2 : constantes obtidas experimentalmente.

A vida de fadiga sob cargas cíclicas para as misturas estudadas são apresentadas na Figura 4.27 num gráfico log-log. Tem-se nas abscissas as deformações de tração e nas ordenadas o número de solicitações até a ruptura (N). A Tabela 4.14 apresentam-se os valores de k_1 e k_2 referentes à Equação 4.1. Estes parâmetros são obtidos a partir da regressão dos dados de ensaio que compõem a curva de fadiga para cada mistura.

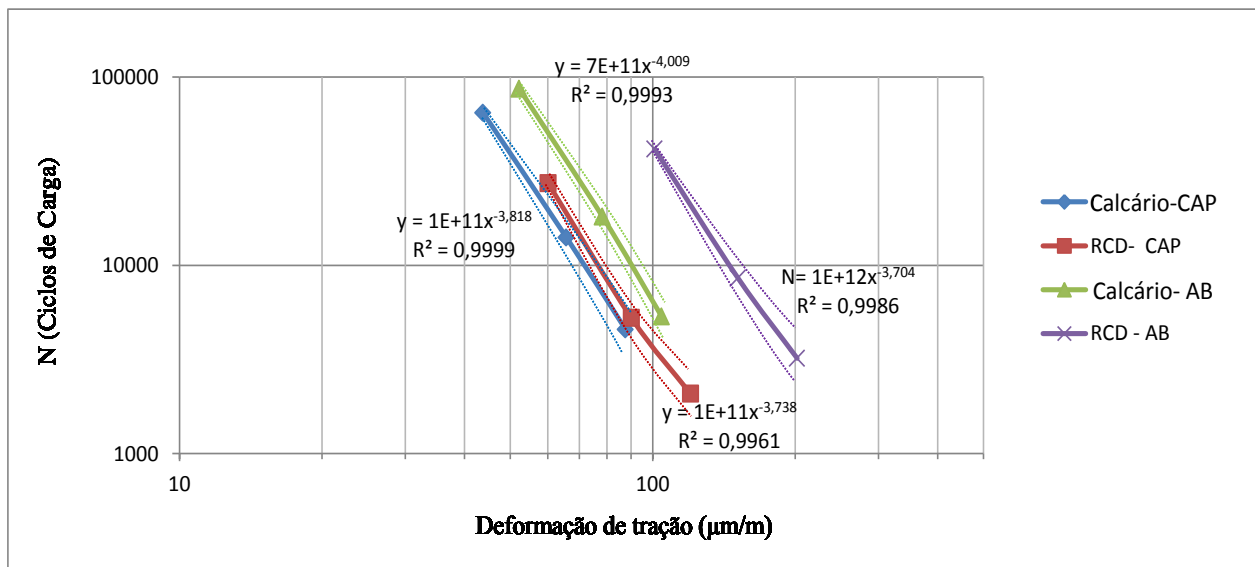


Figura 4.27 Curvas da vida de fadiga das misturas estudadas.

Tabela 4.14 Constantes experimentais das curvas e fadiga (Equação 4.1) das misturas asfálticas empregadas.

Tipo de mistura asfáltica		K1	K2
Agregado	Ligante		
Calcario	CAP 50/70	1×10^{11}	-3,818
RCD	CAP 50/70	1×10^{11}	-3,738
Calcario	Asfalto Borracha	7×10^{11}	-4,009
RCD	Asfalto Borracha	1×10^{12}	-3,704

Pode-se observar que as misturas confeccionadas com asfalto borracha apresentam uma resistência ao trincamento por fadiga superior ao das misturas asfálticas elaboradas com asfalto convencional, sejam com agregado calcário ou RCD. Isto está relacionado com a característica de maior recuperação elástica e consistência do asfalto borracha, evidenciada nos ensaios de recuperação elástica e viscosidade (Tabela 4.3). Embora o corpo de prova de CBUQ com asfalto borracha sofra deformações pelas tensões aplicadas, estas tendem a se recuperar com maior facilidade.

Nas misturas asfálticas elaboradas com o mesmo tipo de ligante asfáltico, a maior resistência ao trincamento por fadiga aconteceu nas misturas com RCD o que está relacionado com o melhor entrosamento, entre partículas de maior cubicidade e o fato que as características de

absorção do RCD produzem misturas com maior teor de ligante. Estas características podem ocasionar uma melhor ligação agregado ligante e melhor desempenho.

Em resumo, misturas elaboradas com asfalto borracha e agregado RCD apresentam menores valores de MR como é apresentado na Figura 4.25. Já na avaliação da vida de fadiga, as misturas elaboradas com os mesmos materiais apresentam melhor comportamento devido ao aumento na recuperação elástica do ligante modificado pela incorporação da borracha.

4.6.4 FLUÊNCIA ESTÁTICA.

O ensaio de fluência estática simula o comportamento dos corpos, quando submetidos à ação de uma carga constante ao longo do tempo. Por se tratar de um material visco-elástico, o asfalto influencia as características dos corpos de prova, que submetidos ao carregamento tendem a sofrer rápidas deformações nos momentos iniciais do carregamento e do descarregamento. Entretanto, a recuperação não é total, mantendo-se uma deformação permanente residual. Na Figura 4.28 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de fluência sob a tensão de 100 kPa para as misturas elaboradas com CAP 50/70, asfalto borracha, agregado calcário e RCD.

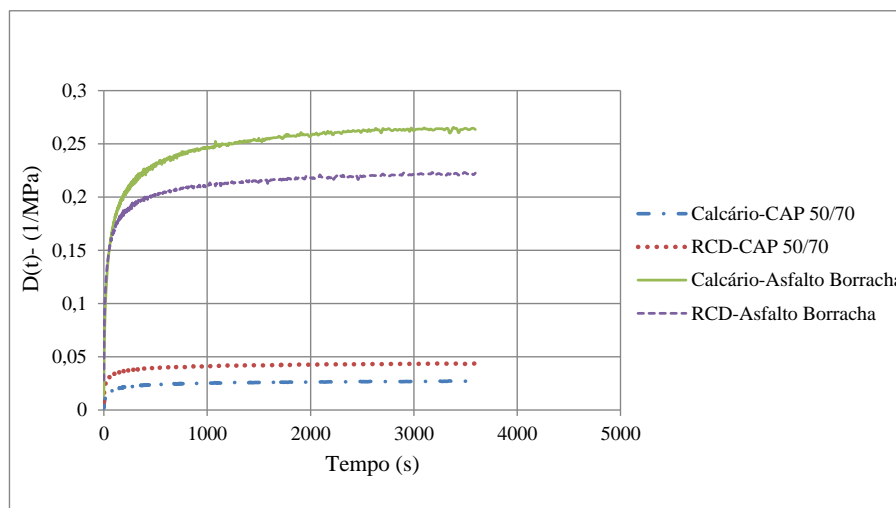


Figura 4.28 Ensaio de fluência para amostras elaboradas com CAP 50/70, RCD e agregado calcário.

A partir da Figura 4.28 é possível observar que as curvas das misturas executadas com asfalto borracha, ficaram acima das curvas com CAP 50/70. Dessa forma, as misturas mencionadas inicialmente possuem maiores valores da função de fluência, o que indica a tendência de apresentar maiores deformações para uma determinada tensão. Isto está relacionado com a

maior viscosidade do ligante, o que faz que os agregados tenham uma maior película de recobrimento, tornando-se mais deformável. Por isso, as misturas com asfalto borracha tem um maior teor de ligante asfáltico.

Nas misturas elaboradas com CAP 50/70 a função de fluência foi maior nos corpos de prova com RCD. Tal acontecimento está provavelmente relacionado com o teor de ligante, já que mistura com RCD foi dosada com uma porcentagem de 6,8% de ligante, enquanto que a mistura com agregado calcário possui 5,1% de CAP. Já nas misturas elaboradas com asfalto borracha a maior tendência a deformações acontece no agregado calcário. O RCD sofre deformações menores que podem estar relacionadas com a maior rigidez do conjunto, favorecidas pela consistência do asfalto borracha e o atrito entre partículas de RCD, embora a porcentagem de ligante no caso do RCD seja maior que no caso do agregado calcário 8,9% e 7,3 respectivamente.

Na Figura 4.29 são apresentados os valores de deformação acumulados ao longo do tempo, bem como os valores de recuperação elástica obtidos para as misturas avaliadas.

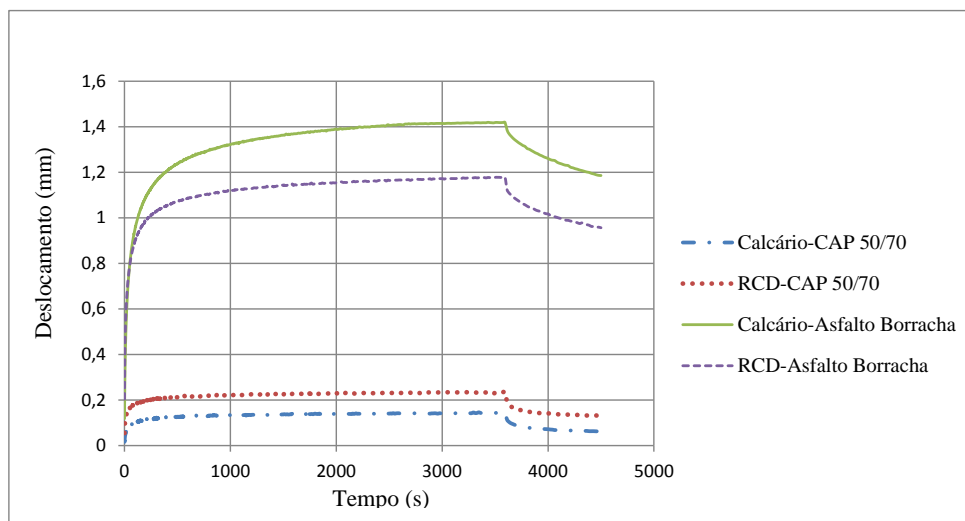


Figura 4.29 Comportamento das misturas estudadas frente ao deslocamento antes e após o descarregamento.

Pela análise das misturas elaboradas com CAP 50/70 na Figura 4.29 pode-se determinar que apesar de apresentar maiores deformações, a mistura com RCD apresenta recuperação elástica relativa, de valor similar ao obtido na mistura com agregado calcário. Enquanto que a mistura com agregado calcário recupera 55% da sua deformação máxima, e a mistura com RCD recupera 51% da sua deformação máxima.

Mesmo que as misturas com asfalto borracha apresentem maiores deformações no período de carga, e evidente que a inclinação da curva (razão de recuperação elástica) no período de descarga é muito maior que no caso das misturas elaboradas com CAP 50/70. Isto é um indicativo de uma recuperação elástica mais rápida, que pode estar relacionada com as melhores características de recuperação do asfalto borracha, evidenciada no ensaio de caracterização física dos ligantes, onde o CAP 50/70 atinge uma recuperação elástica de 7,5%, mas quando foi modificada com borracha de pneus usados alcançou um 79% de recuperação elástica.

4.6.5 SIMULADOR DE TRÁFEGO DE LABORATÓRIO

Conforme descrito na seção 3.8.5, a resistência à deformação permanente foi determinada por meio do ensaio de simulação de tráfego de laboratório. A Figura 4.30 e Tabela 4.15 mostram os resultados de deformação permanente após 30.000 ciclos de carga das misturas estudadas neste trabalho.

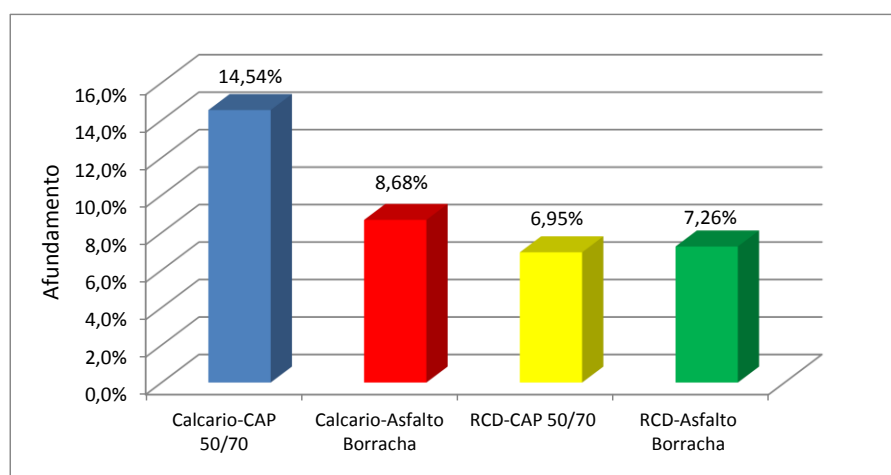


Figura 4.30 .Resultados de afundamento no ensaio de simulação de tráfego de laboratório.

Na Tabela 4.15 são apresentados os resultados de afundamento no ensaio de simulação de tráfego de laboratório e os teores de asfalto utilizados na construção das placas testadas no ensaio.

Tabela 4.15 Resultados de afundamento no ensaio de simulação de tráfego de laboratório.

Mistura	Afundamento %	Teor de asfalto
Calcario-CAP 50/70	14,54%	5,10%
Calcario-Asfalto Borracha	8,68%	7,30%
RCD-CAP 50/70	6,95%	6,80%
RCD-Asfalto Borracha	7,26%	8,90%

As misturas elaboradas com agregado reciclado de RCD sejam com ligante convencional ou ligante modificado com borracha, mostraram o melhor comportamento e atingiram valores de deformação permanente inferiores ao máximo valor admissível pelo método francês (10%).

Nas misturas preparadas com RCD realizadas com ligantes diferentes, o valor do afundamento em trilha de roda é similar, advertindo que as características do agregado RCD neste caso são mais influentes que o tipo de ligante na hora de avaliar o afundamento utilizando esta metodologia.

A mistura elaborada usando agregado calcário de uso comum em Brasília e ligante CAP 50/70, mostrou o maior valor de afundamento de trilha de roda e não atingiu os requisitos de deformação da norma francesa. Este comportamento pouco satisfatório pode ser devido à forma lamelar das partículas de agregado calcário, e a menor consistência e recuperação elástica do ligante convencional.

Avaliando as duas misturas confeccionadas com agregado calcário, percebe-se que a utilização de ligante asfáltico modificado com borracha nas misturas, melhora a resistência e o desempenho relacionado com o comportamento elástico deste material. Este bom desempenho também está relacionado com sua maior consistência e ponto de amolecimento superior a 60 °C, temperatura de realização do ensaio.

Na Figura 4.31 são apresentados os formatos das deformações das placas testadas após ensaio de simulação de tráfego de laboratório.

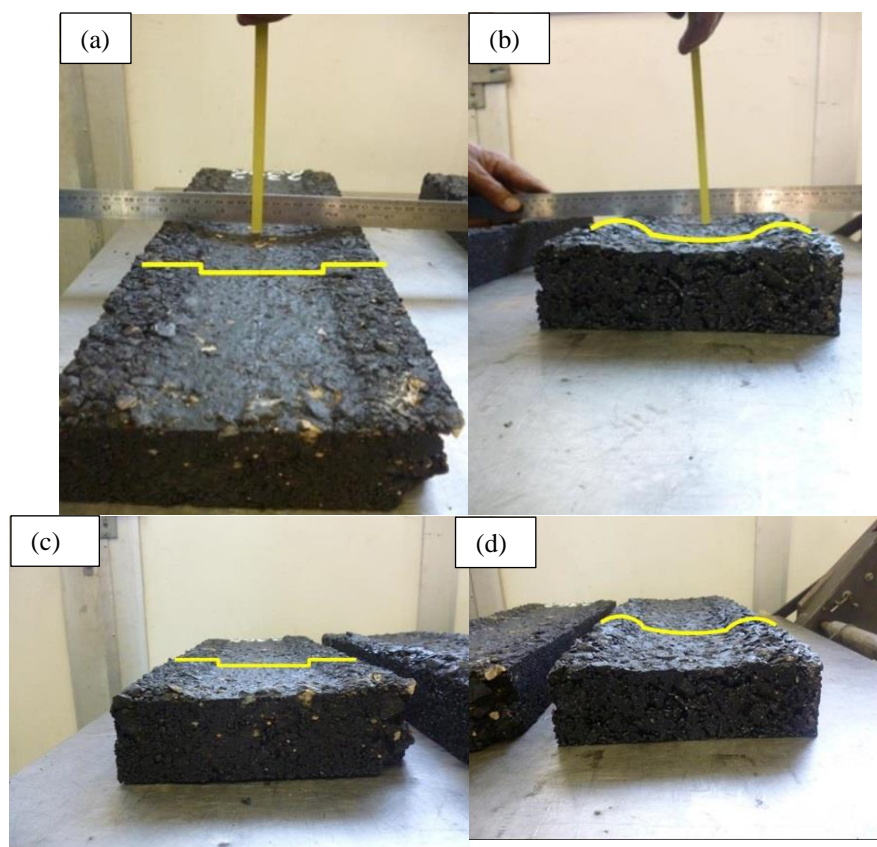


Figura 4.31 Afundamento de trilha de roda em misturas asfálticas no ensaio de simulação de tráfego de laboratório: a) RCD-CAP 50/70; b) Calcário-CAP 50/70; c) RCD-Asfalto Borracha; d) Calcário-Asfalto Borracha.

Nas Figuras 4.31 (b) e (d) que se referem às misturas com agregado calcário apresenta-se um tipo de deformação que é definida por Kandhal & Cooley (2003) como deformações por movimentos laterais que são falhas por cisalhamento. Isto aponta para a necessidade de estudos de resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas, principalmente se empregadas em revestimentos de maiores espessuras. Os valores de parâmetros de resistência (c , ϕ) dos agregados foram estudadas por Gomez (2011) e em misturas asfálticas para barragens com núcleo CBUQ foram estudadas por Falcão (2007), Ramos (2009) e Guimarães (2012). Já nas misturas com RCD Figura 4.31 (a) e (c) acontece um afundamento sem deslocamento lateral de mistura, que pode estar relacionado com a quebra característica do RCD e com a diminuição da porcentagem de volume de vazios que é maior nas misturas elaboradas com

este material, acontecendo uma densificação da mistura. Não obstante, os afundamentos em trilha de roda nas misturas asfálticas que utilizaram RCD foram menores.

Na Figura 4.32 é apresentada a forma de corte da amostra das placas de mistura asfáltica após ensaio de simulação de tráfego de laboratório, para fazer o processo de extração do asfalto e determinar o índice de quebra da forma ilustrada no item 3.6, equação 3.14.

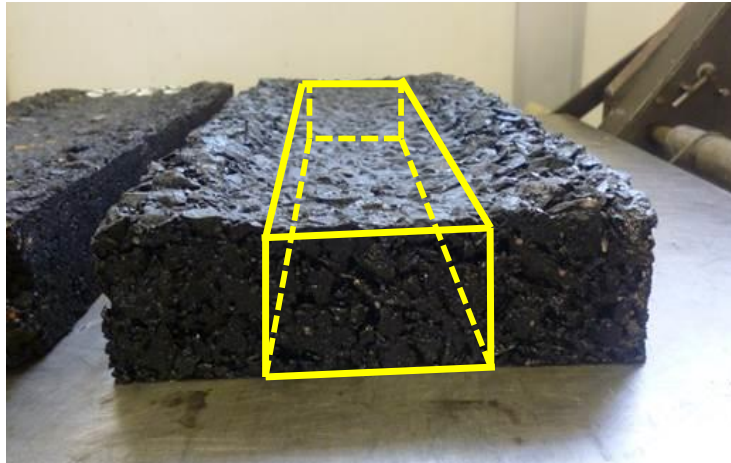


Figura 4.32 Amostra para determinação de índice de quebra após ensaio de simulação de tráfego de laboratório.

Nas Figuras 4.33 e 4.34 são apresentadas as curvas granulométricas e os índices de quebra das amostras de misturas asfálticas após ensaio de simulação de tráfego de laboratório. Para evitar que as placas de ensaio tivessem sua granulometria alterada além dos limites da faixa “C” proposta pelo ME 031 (DNIT, 2006) a composição inicial dos agregados foi ajustada seguindo a curva inferior da referida faixa.

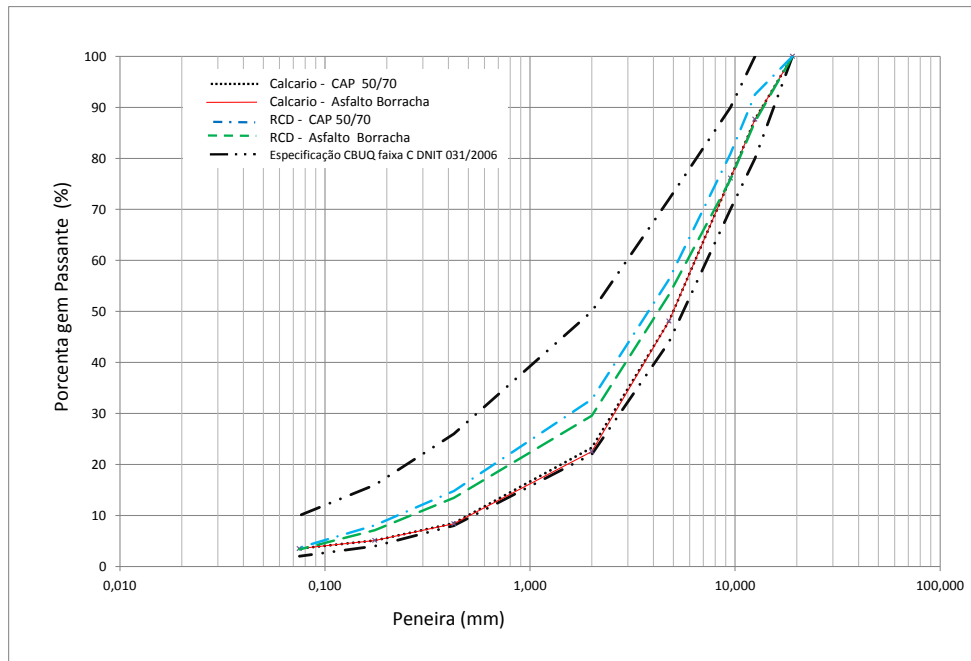


Figura 4.33 Curvas granulométricas das amostras de misturas asfálticas (Figura 4.32) após ensaio de simulação de tráfego de laboratório.

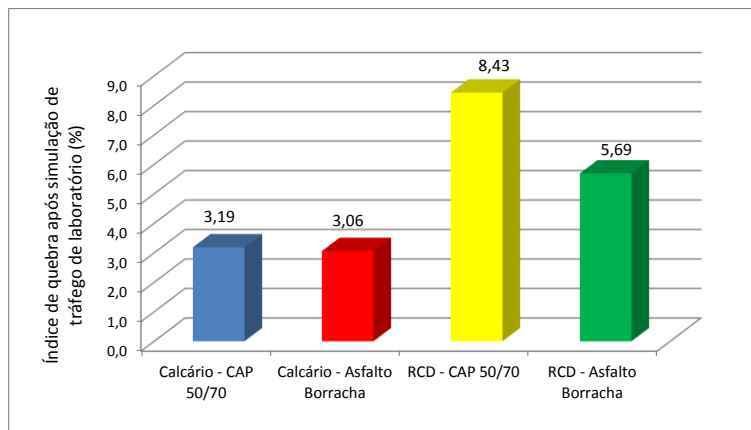


Figura 4.34 Índice de quebra das amostras de misturas asfálticas (Figura 4.32) após o ensaio de simulação de tráfego de laboratório.

Nas Figuras 4.33 e 4.34 observa-se que as misturas confeccionadas com agregado RCD apresentaram maior quebra, entretanto a mistura com asfalto borracha exibe menor quebra que quando é utilizado asfalto convencional, devido à presença de borracha no ligante, à consistência do asfalto borracha e ao maior teor de ligante na mistura. Esta situação era esperada em concordância com a avaliação da quebra de grãos de RCD estudada anteriormente no item 4.4.

Nas misturas elaboradas com agregado calcário, a quebra é sensivelmente similar devido à resistência maior à quebra que tem este agregado, evidenciado na maior resistência ao desgaste *Los Angeles* (Tabela 4.2). Nestes casos a quebra maior aconteceu nas frações graúdas e miúdas do material em partículas maiores de 2 mm (peneira N 10).

CAPÍTULO 5

ANÁLISE EMPÍRICO-MECANÍSTICA E ECONÔMICA DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS

5.1 INTRODUÇÃO

Na avaliação empírico-mecanística e econômica do desempenho dos diversos materiais estudados em laboratório no contexto de um pavimento, adotaram-se oito estruturas hipotéticas apresentadas na Figura 5.1, alguns dos quais são típicos de rodovias construídas no Distrito Federal. O modelo de pavimento estudado é composto por três camadas: uma camada de CBUQ, utilizando as misturas asfálticas avaliadas nesta pesquisa, uma base de agregado calcário ou de agregado reciclado de RCD, sub-base de cascalho laterítico e subleito argiloso (argila porosa de Brasília).

Estrutura #	1	2	3	4
Revestimento Asfáltico	CAP 50/70 - Calcário	CAP 50/70 - RCD	AB - Calcário	AB - RCD
Base	Agregado Calcário	Agregado Calcário	Agregado Calcário	Agregado Calcário
Sub-base	Agregado Laterítico	Agregado Laterítico	Agregado Laterítico	Agregado Laterítico
Subleito	Subleito	Subleito	Subleito	Subleito

Estrutura #	5	6	7	8
Revestimento Asfáltico	CAP 50/70 - Calcário	CAP 50/70 - RCD	AB - Calcário	AB - RCD
Base	Agregado RCD	Agregado RCD	Agregado RCD	Agregado RCD
Sub-base	Agregado Laterítico	Agregado Laterítico	Agregado Laterítico	Agregado Laterítico
Subleito	Subleito	Subleito	Subleito	Subleito

Figura 5.1 Estruturas avaliadas na análise empírico-mecanística e econômica de pavimentos.

Os dados de entrada utilizados nas simulações empírico-mecanística e econômica foram determinados experimentalmente neste trabalho ou proporcionados pelo DNIR, estes últimos foram adotados como resultado de estudos elaborados na rodovia federal BR-020/DF, tais como: estudo de tráfego; estudos hidrológicos e de variáveis ambientais; custos de construção, rotineiros e de manutenção; estudo de solos; estudo funcional da rodovia, projeto geométrico e projeto de pavimentação (vide Figura 5.2, a seguir).



Figura 5.2 Rodovia federal BR-020/DF.

Na análise empírico-mecanística e econômica foi possível avaliar e comprovar alguns resultados já obtidos durante a campanha experimental para os tipos de misturas estudadas.

5.2 DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE EMPÍRICO-MECANÍSTICA DOS PAVIMENTOS

O Método de Elementos Finitos é uma técnica de análise numérica para obter solução aproximada de muitos problemas em engenharia e ciências, que envolvem meios contínuos, sendo uma ótima ferramenta para a determinação do estado de tensões e deformações de uma estrutura sujeita a ações exteriores.

No Método de Elementos Finitos, o meio contínuo é dividido em elementos fictícios de dimensões finitas, ligados entre si por pontos nodais que se assimilam a articulações. Estes elementos fictícios são compostos de arestas e nós, formando uma malha, e podem ter diferentes formas geométricas, como triângulos e quadriláteros, dependendo da espécie de problema a ser resolvido. Assim, ao invés de buscar uma função admissível que satisfaça as condições de contorno para todo o domínio, no método de elementos finitos as funções admissíveis são definidas no domínio de cada elemento finito (Assan, 2003). Há vários programas comerciais e acadêmicos que implementam o MEF para aplicação específica em pavimentos: MECDE3, ELMOD5, FEPAVE e também programas que propõem soluções analíticas usando uma análise multi-camadas como o KENLAYER e o ELSYM-5.

Recentemente a AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) desenvolveu um guia de dimensionamento de pavimentos baseado em conceitos mecanísticos aplicados na pavimentação, chamado MEPDG (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*). Nesta guia, o revestimento asfáltico é caracterizado como um material visco-elástico, ou seja, seu comportamento mecânico depende da temperatura e do tempo da solicitação imposta no mesmo.

Com isso, levam-se em consideração dois aspectos que até então não eram avaliados no dimensionamento de pavimentos: a variação da temperatura e a velocidade na qual um veículo trafega pela rodovia, como fatores que estão diretamente ligados ao comportamento do pavimento como um todo, principalmente no caso do revestimento asfáltico (Mello, 2008).

5.2.1 METODOLOGIA

O software utilizado para a análise empírico-mecanística é a mais recente versão do programa de avaliação de pavimentos flexíveis da AASHTO, o MEPDG (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*).

Nesta etapa, foi empregada uma ferramenta computacional baseada nos elementos finitos, para realizar um processo de análise empírico-mecanicista. Na análise são usados os seguintes parâmetros: o tráfego caracterizado em termos de eixos e cargas individualmente; variáveis ambientais; os materiais caracterizados em termos de modelos constitutivos; o cálculo de deslocamentos, deformações e tensões com uso de métodos numéricos (MEF); critérios de dimensionamento baseado na ruptura por fadiga do revestimento e nas deformações permanentes acumuladas em toda a estrutura.

O estudo permitirá determinar as respostas críticas em pavimentos flexíveis, identificar os locais e estimar a magnitude das respostas. Espera-se determinar as consequências que novos tipos de materiais possam causar no comportamento do pavimento, considerando as características dos materiais avaliados durante a campanha experimental.

Nas Figuras 5.3 a 5.7 a seguir são apresentadas algumas imagens do software MEPDG no processo de aquisição de dados e entrega de resultados.

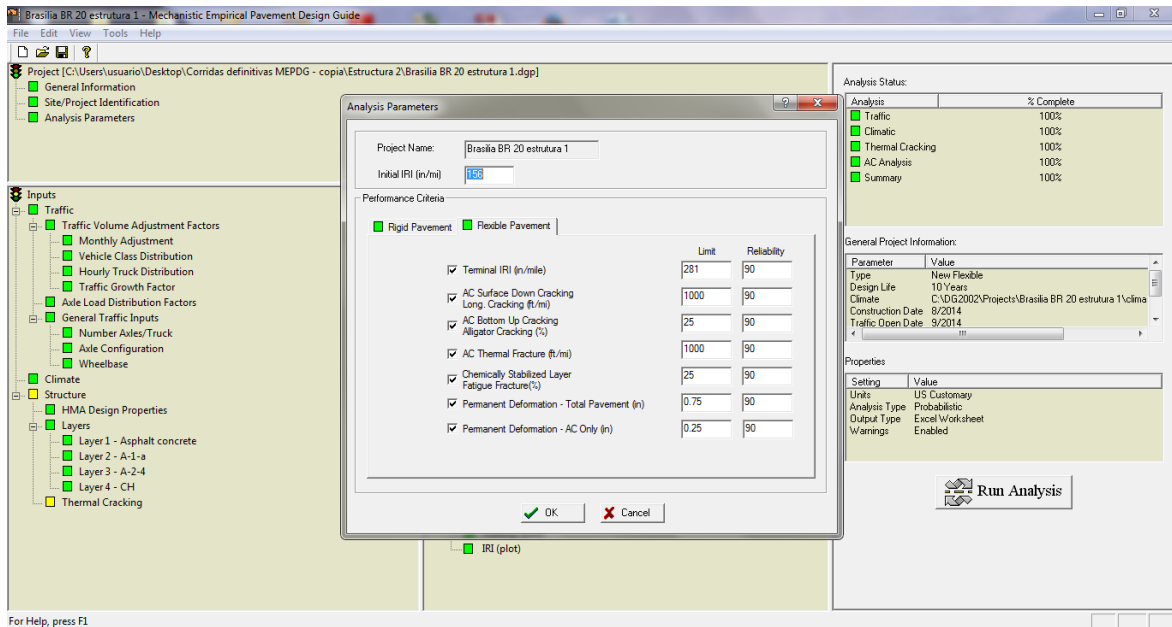


Figura 5.3 Software MEPDG, aquisição de dados, parâmetros de análise.

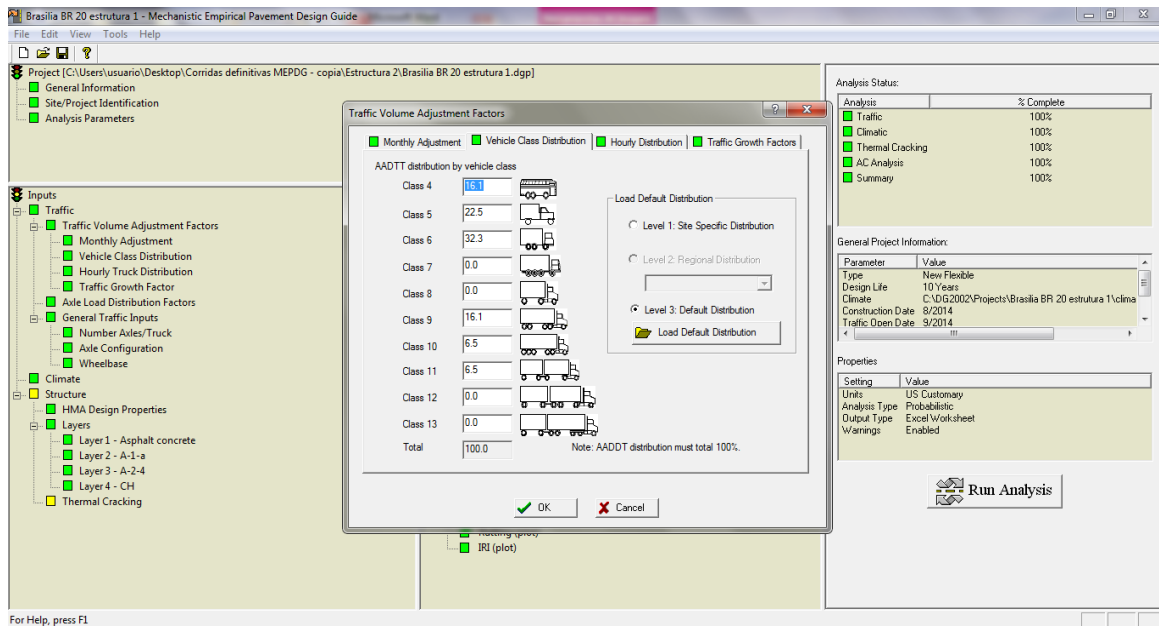


Figura 5.4 Software MEPDG, aquisição de dados, tráfego.

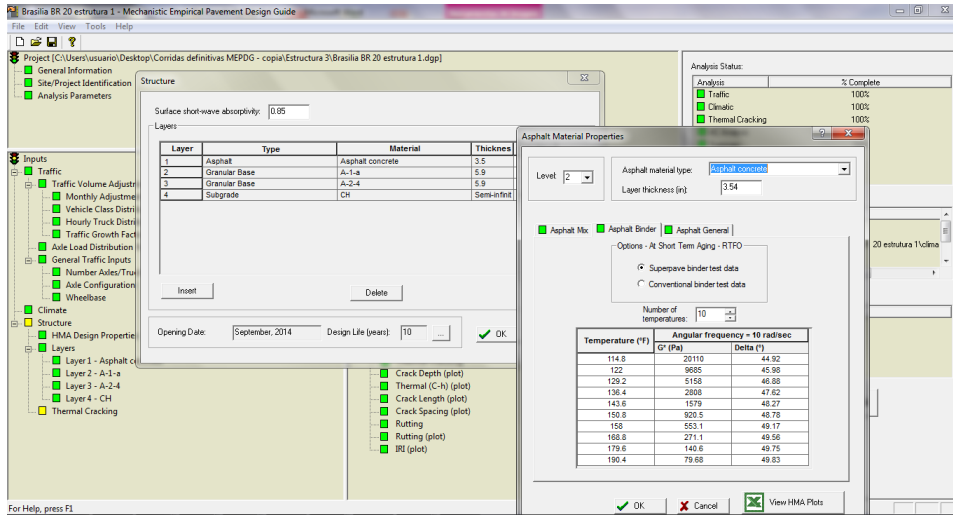


Figura 5.5 Software MEPDG, aquisição de dados, estrutura de pavimento.

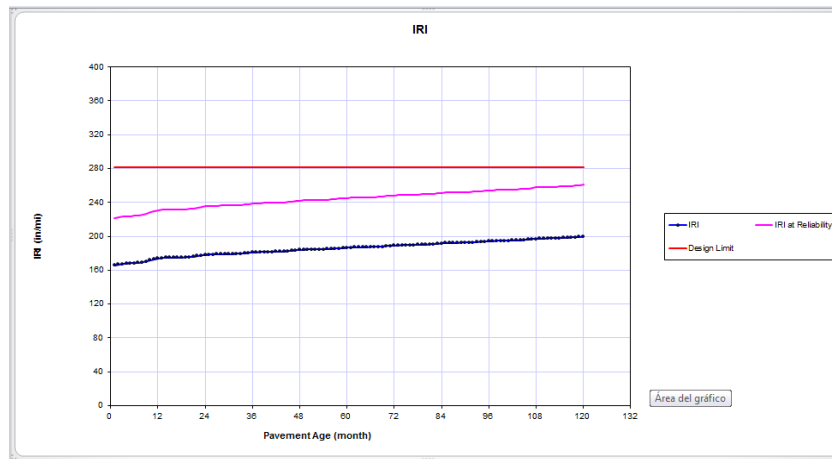


Figura 5.6 Software MEPDG, forma de apresentação de resultados, IRI.

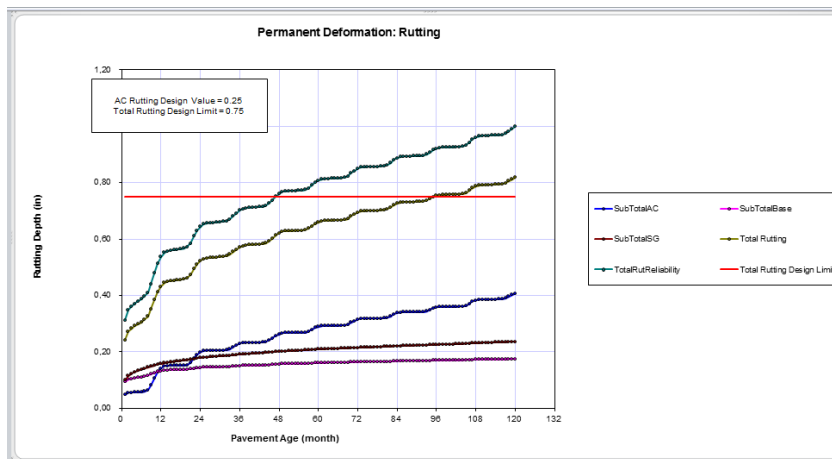


Figura 5.7 Software MEPDG, forma de apresentação de resultados, deformação permanente.

5.2.2 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Nas Figuras 5.8 a 5.10 são apresentados resultados do software de análise empírico-mecanística MEPDG, onde são estudadas simulações de estruturas hipotéticas de pavimento (Figura 5.1) na rodovia federal BR-020/DF.

As características adotadas na simulação para cada material na estrutura foram obtidas de resultados experimentais como dosagem Marshall, caracterização física reológica e mecânica dos materiais e estudos proporcionados pelo DNIT.

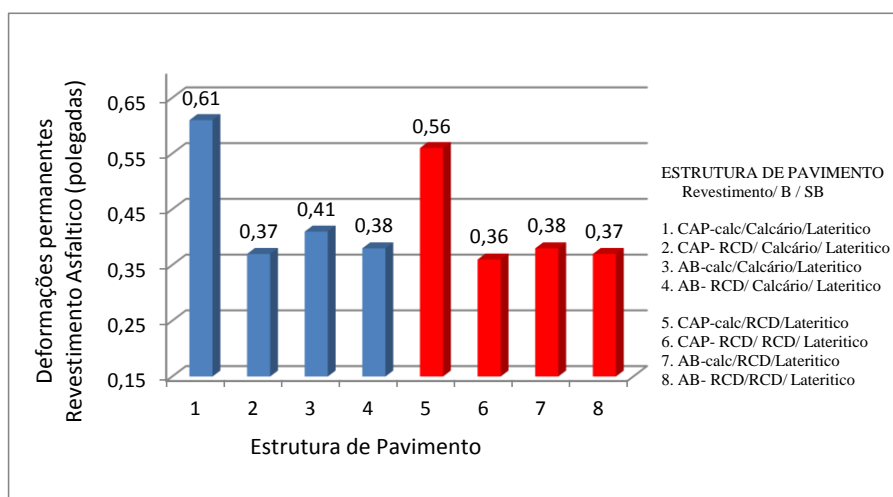


Figura 5.8 Resultados da análise empírico-mecanística software MEPDG, deformação permanente no revestimento asfáltico.

Na Figura 5.8 são apresentadas as deformações permanentes do revestimento asfáltico, onde os valores obtidos são compatíveis em tendência com os resultados do ensaio de simulação de tráfego de laboratório. O melhor comportamento é apresentado nas estruturas 2, 4, 6 e 8 simuladas com revestimentos asfálticos com agregado RCD. A estrutura 1, tipicamente utilizada no DF apresentou as maiores deformações.

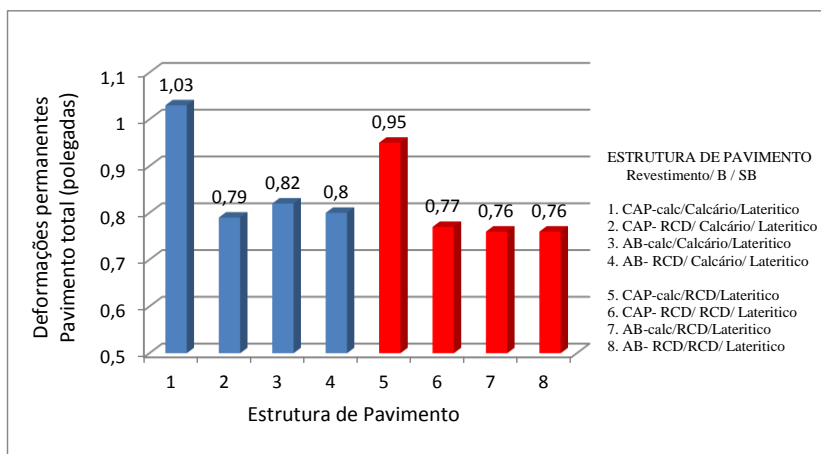


Figura 5.9 Resultados análise empírico-mecânica software MEPDG, deformação permanente total da estrutura de pavimento.

Na Figura 5.9 observa-se que nas estruturas 5 a 8 as deformações permanentes totais das estruturas de pavimento foram menores, isso devido as melhores características da camada de base nessas estruturas, evidenciado no Índice de Suporte de Califórnia (ISC) maior de 100%, e no ganho de resistência no tempo pela presença na sua composição de materiais cimentícios, como é descrito em Gomez (2011). No caso das estruturas simuladas com agregado calcário, a tendência é mantida em comparação com as deformações permanentes no revestimento, onde o melhor comportamento acontece nas estruturas 2 e 4. Nas estruturas 6, 7 e 8 a tendência muda em comparação com 2, 3 e 4, porque as primeiras estruturas têm uma base de melhor desempenho, porém as mudanças nas deformações estão em função das características próprias da mistura como: densidade; volume de vazios; teor de asfalto; entre outras, que conferem um comportamento particular às misturas.

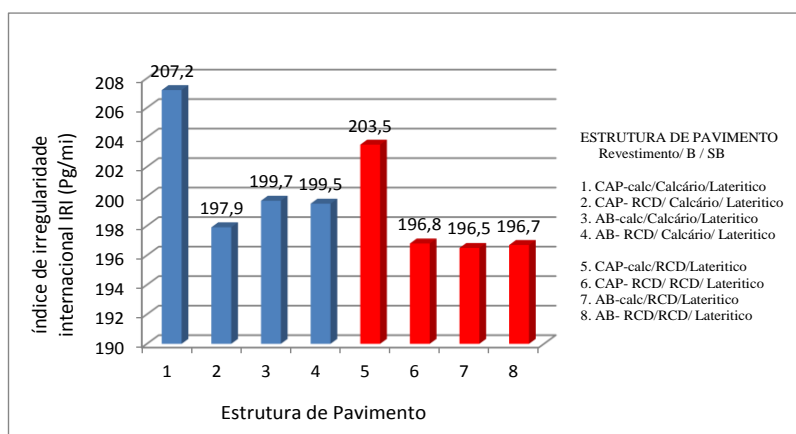


Figura 5.10 Resultados análise empírico-mecânica software MEPDG, Índice de Irregularidade Internacional (IRI).

Na Figura 5.10 encontram-se as simulações com respeito a o Índice de Irregularidade Internacional (IRI), nas estruturas (1 a 4) com agregado calcário como material de base, o melhor comportamento é apresentado quando as misturas do revestimento são elaboradas com RCD. Já nas estruturas (5 a 8) com agregado RCD como material de base, aconteceram algumas mudanças na tendência, onde as estruturas 6, 7 e 8 apresentaram valores próximos, que estão relacionados com a influência das características próprias das camadas das estruturas, e a presença de outros tipos de danos na determinação do IRI.

5.3 ANÁLISE ECONÔMICA COM O MODELO HDM-4

O programa HDM-4 (Highway Design and Maintenance Standards Model) foi criado para realizar as análises econômicas de redes rodoviárias com restrição orçamentária nos investimentos, procurando atingir a maior extensão possível. Este programa visa obter, o maior retorno através do Valor Presente Líquido dos diversos cenários estudados, dentro de um horizonte de projeto.

No software é possível analisar diversas alternativas de intervenção para cada segmento de rodovia, indicando o período para a realização dos investimentos, tendo como objetivo final a melhor condição da rede.

Os resultados do HDM-4 são traduzidos nos tipos de intervenção para cada segmento, custo e época, dentro de um cenário de investimentos. É importante destacar, que este programa é de uso obrigatório para obtenção de investimentos do Banco Mundial.

5.3.1 METODOLOGIA

Procurando realizar uma avaliação econômica completa, foi utilizado o modelo HDM-4 (*Highway Design and Maintenance Standards Model*). Neste software foi feita uma análise técnica-econômica das políticas de investimento, conservação e operação da rede rodoviária, através da simulação do comportamento do tráfego e uso de um modelo de degradação das estruturas de pavimento.

Os dados de entrada para a rodovia do HDM-4 são resultados experimentais obtidos nesta pesquisa e estudos proporcionados pelo DNIT. Com o intuito de realizar a simulação com dados reais da rodovia federal BR-020/DF, as estruturas avaliadas economicamente são apresentadas na Figura 5.1, foram necessários dados como: extensões, estrutura, volume de tráfego, defeitos, irregularidade, geometria, largura de pista, largura dos acostamentos,

declividades médias, índice de curvatura, condições climáticas, topográficas, características do pavimento, idade da última restauração, etc. Além disso, foram necessários dados da frota nacional como: tipo de veículos, peso, custos de aquisição e de manutenção, custo do combustível, as políticas de intervenção (tipo de manutenção ou restauração e custo) e os cenários de investimento.

Foram estudados oito cenários correspondentes ao número de estruturas de pavimento estudadas dentro de um horizonte de projeto de 20 anos, analisando duas alternativas de intervenção. A primeira é a construção de cada estrutura de pavimento, tendo em conta os custos diferenciados de construção, de acordo com os materiais utilizados nas camadas (a utilização de asfalto borracha e/ou agregado reciclado RCD nas misturas asfálticas foi avaliado economicamente com custos maiores que seus pares convencionais) e o desempenho dos materiais avaliados na campanha experimental. A segunda intervenção é a aplicação a todas as estruturas da mesma estratégia de conservação rotineira, para conseguir estimar quais das alternativas avaliadas atende o melhor comportamento econômico.

Nas Figuras 5.11 a 5.16 são apresentadas algumas imagens do software HDM-4 no processo de aquisição de dados utilizados nesta pesquisa e apresentação de resultados.

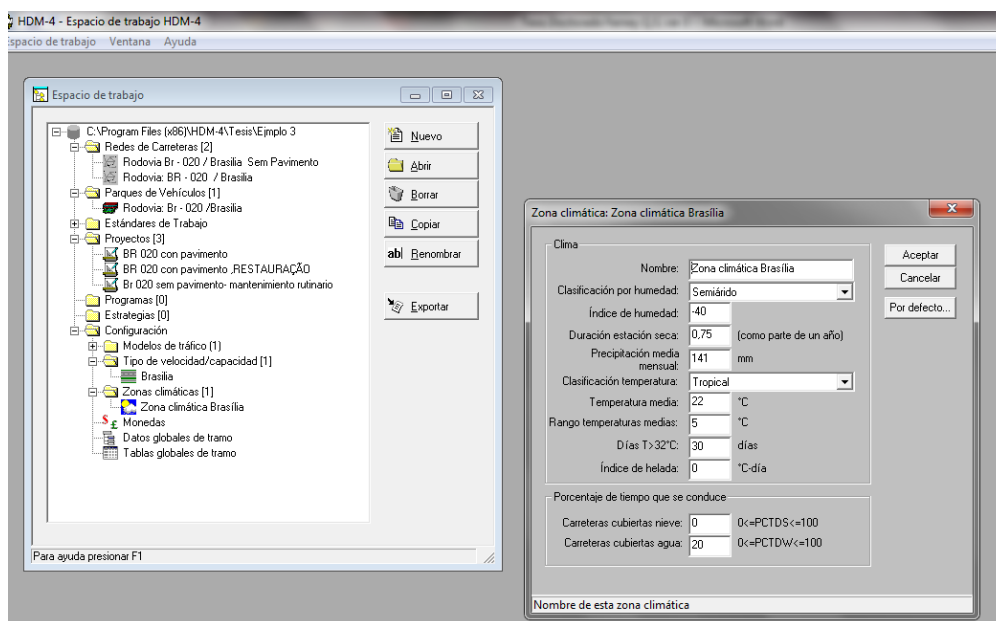


Figura 5.11 Software HDM-4, aquisição de dados, configuração.

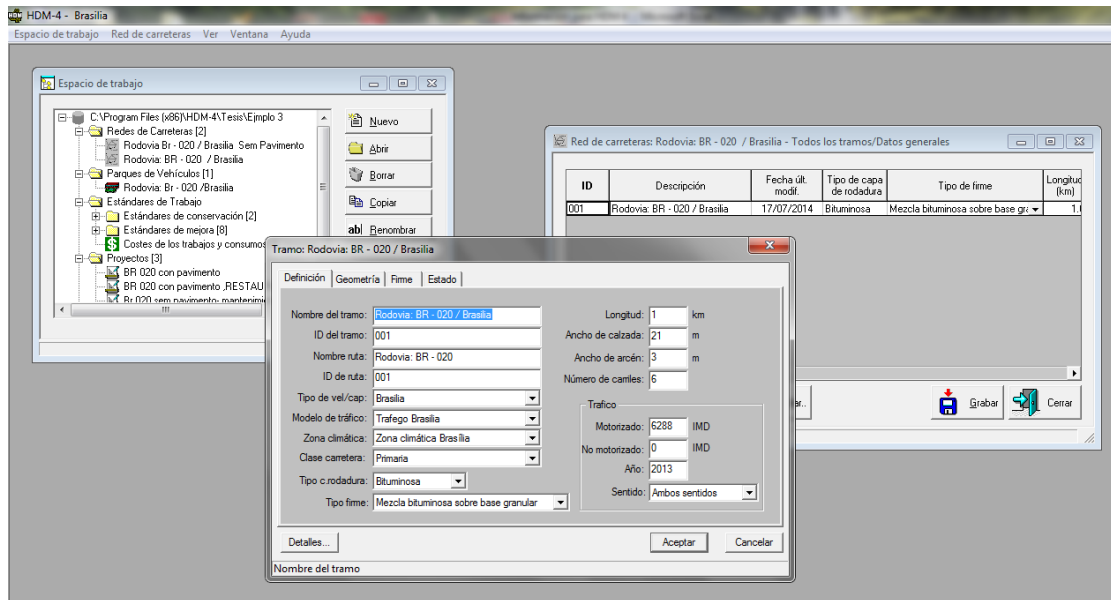


Figura 5.12 Software HDM-4, adquisición de datos, redes de rodovias BR-020/DF.

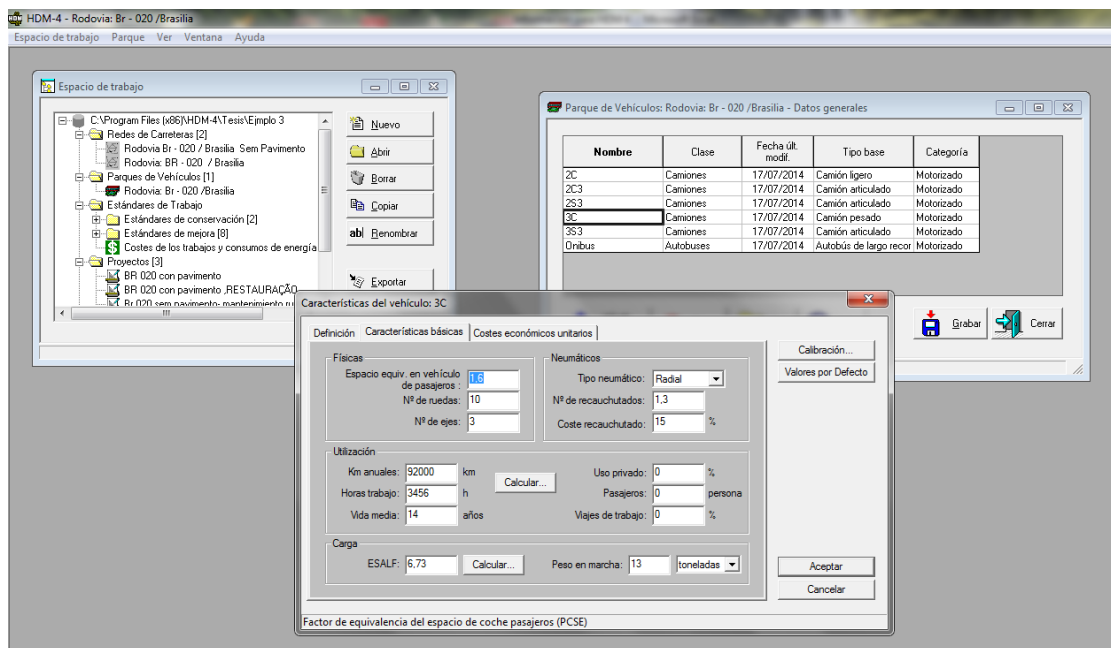


Figura 5.13 Software HDM-4, adquisición de datos, tráfico vehicular.

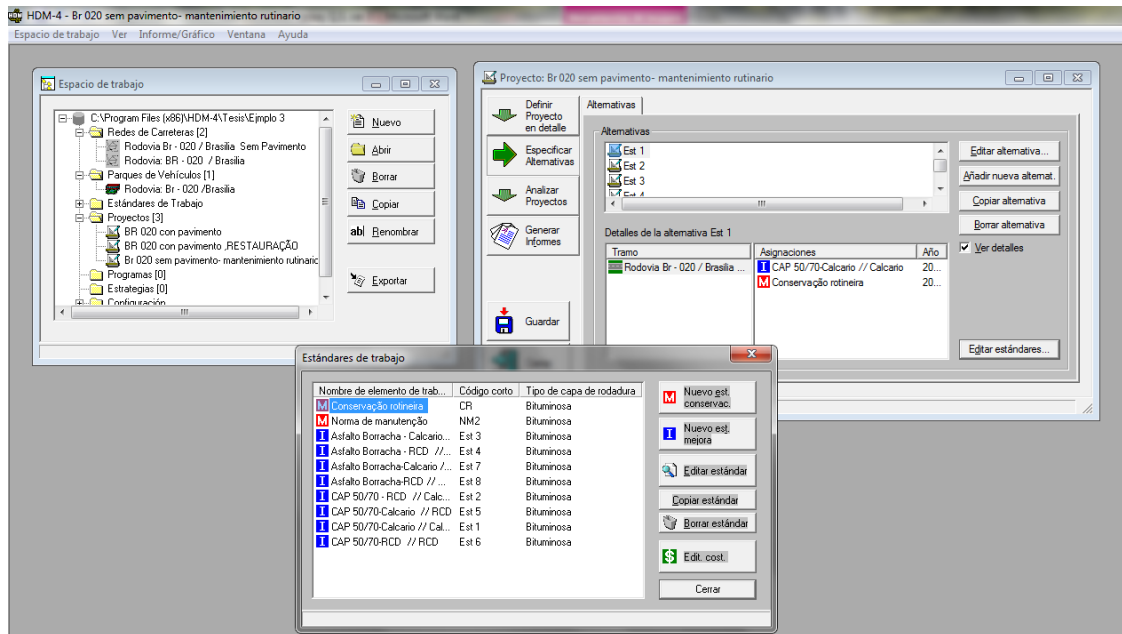


Figura 5.14 Software HDM-4, aquisição de dados: construção de estruturas de pavimento,

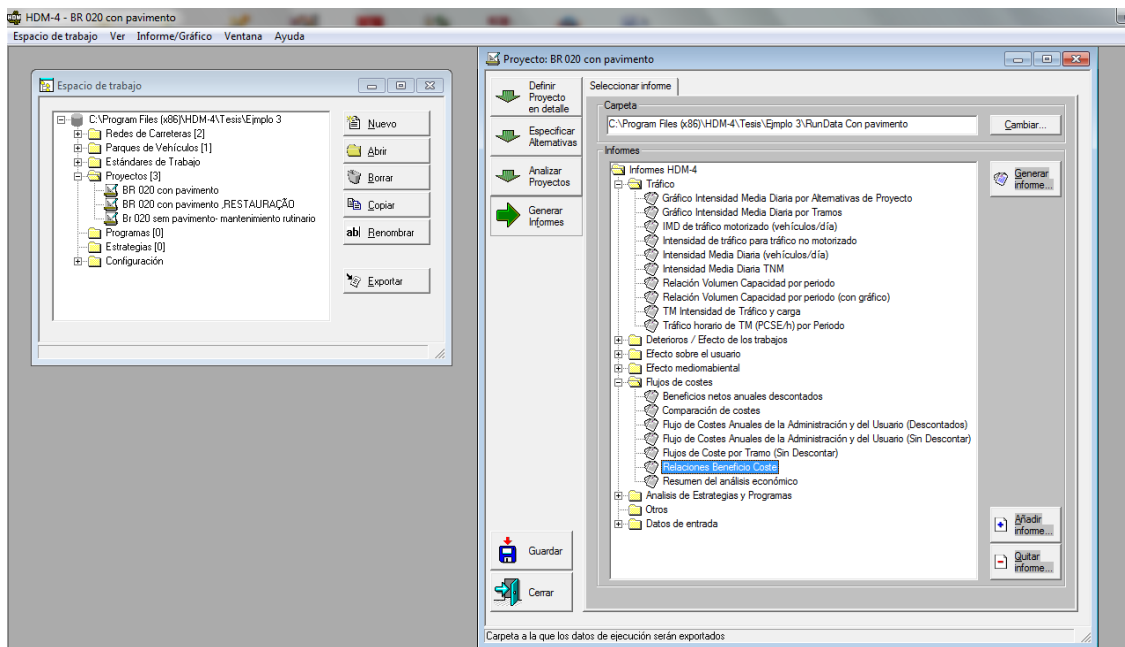


Figura 5.15 Software HDM-4, forma de apresentação de resultados, informes gerais.

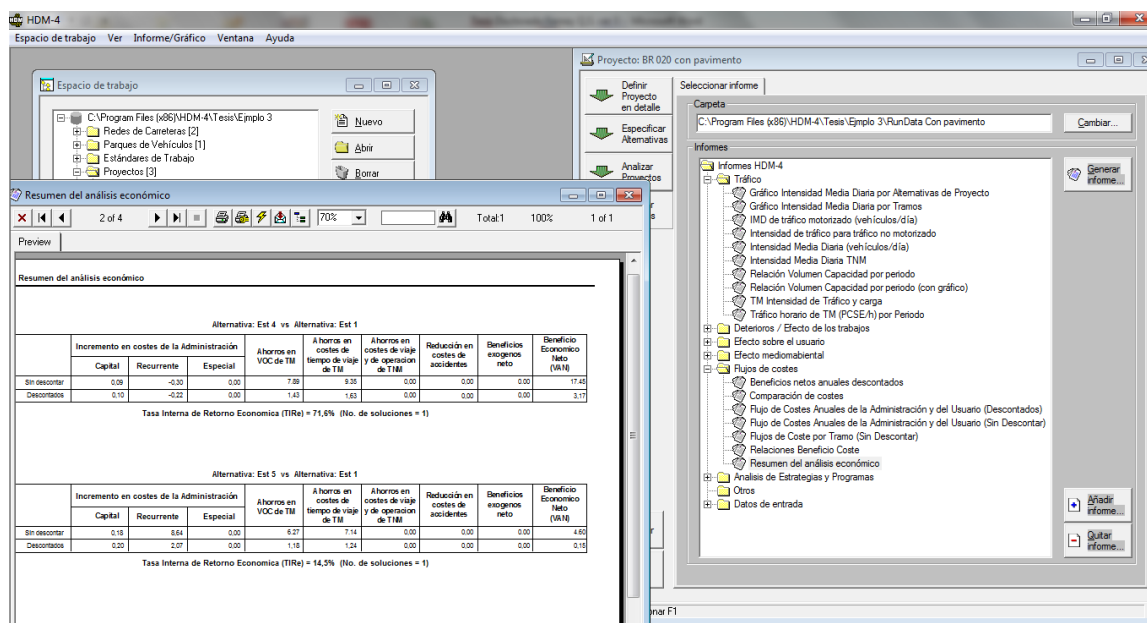


Figura 5.16 Software HDM-4, forma de apresentação de resultados, resumo da análise econômica.

5.3.2 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

A utilização do HDM-4 visou avaliar economicamente as alternativas simuladas, através da determinação do Valor Presente Líquido, custos de operação, custos das intervenções, diminuição de custos dos usuários e poupança em custos na manutenção de veículos.

As análises econômicas realizadas pelo HDM-4 são comparativas tendo como referência uma alternativa base, neste caso foi considerada a alternativa 1, representando uma estrutura convencional de pavimento de comum utilização no Distrito federal,

Nas figuras 5.17 e 5.18 são apresentados resultados do software da análise econômica HDM-4 onde são estudadas simulações de estruturas hipotéticas de pavimento (Figura 5.1) na rodovia federal BR-020/DF.

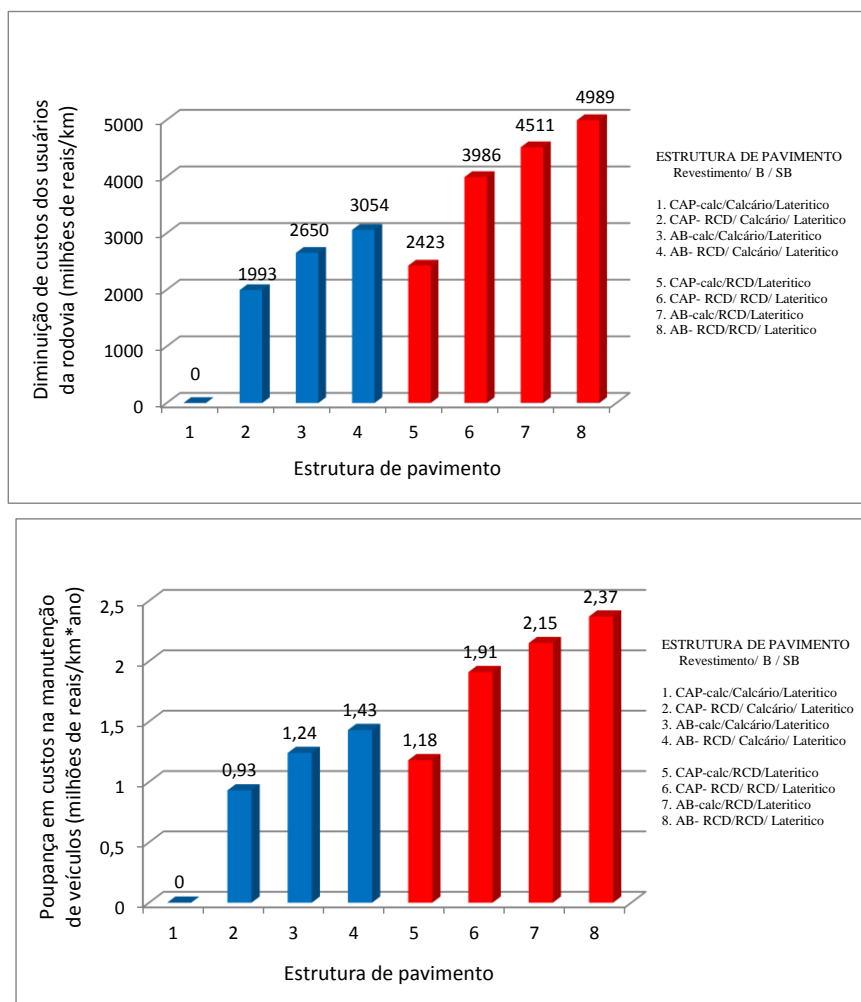


Figura 5.17 Resultados análise empírico-mecanística software HDM-4, diminuição de custos dos usuários da rodovia e poupança em custos na manutenção de veículos.

Como a estrutura 1 é considerada como a estrutura de referência da análise ou estrutura de comparação, o valor apresentado desta estrutura na Figura 5.16 é zero. Nesta figura percebe-se que as misturas asfálticas que tem maior diminuição de custos dos usuários e de manutenção de veículos, são as que apresentam como material de base o agregado reciclado RCD, sendo a de maior benefício a estrutura 8 (revestimento elaborado com asfalto borracha e RCD e base de agregado RCD). Já a estrutura 5 (revestimento asfáltico elaborado com CAP 50/70 e base de agregado calcário) atingem um benefício econômico inferior, sendo superadas pelas alternativas 4 e 3 respectivamente, que têm a particularidade de ter revestimentos asfálticos elaborados com asfalto borracha. A estrutura de pior comportamento foi a estrutura 1, que representa um pavimento convencional.

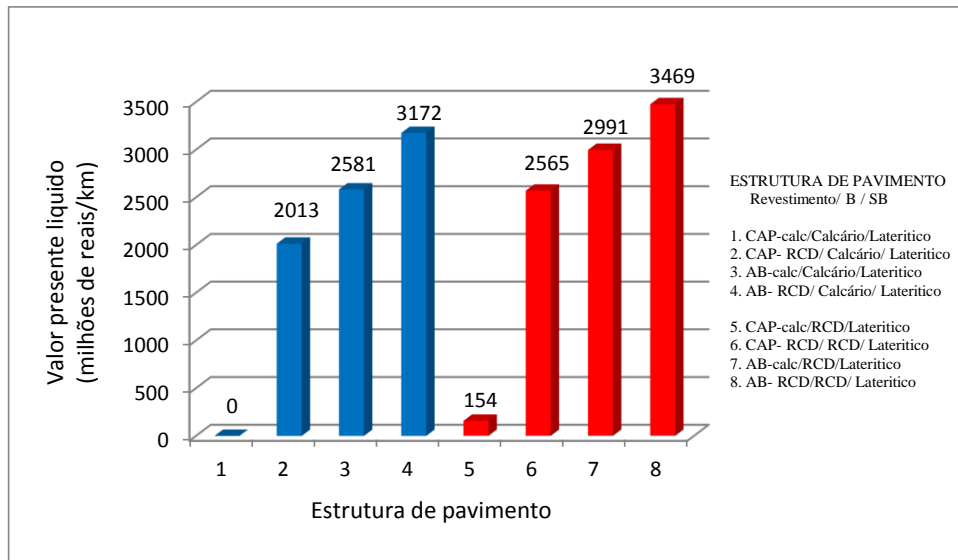


Figura 5.18 Resultados análise empírico-mecanística software HDM-4, valor presente líquido.

O parâmetro econômico mais importante na avaliação econômica do modelo HDM-4 é a determinação do valor presente líquido também conhecido como valor atual líquido, já que permite comparar os valores presentes de investimentos futuros, sendo muito utilizado no estudo de viabilidade de projetos. Na Figura 5.17 mostra-se que as estruturas com melhor comportamento econômico são as que têm o revestimento composto por asfalto borracha e RCD (estruturas 8 e 4). Em seguida se destacam as estruturas com revestimento elaborado com asfalto borracha e agregado calcário (estruturas 7 e 3), evidenciando o melhor comportamento econômico das misturas elaboradas com asfalto borracha e/ou agregado RCD. Já as misturas com comportamentos econômicos inferiores, são as estruturas 1 e 5 com revestimentos elaborados com ligante convencional e agregado calcário.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Serão apresentadas neste capítulo as principais conclusões obtidas durante a campanha experimental realizada em ligantes, agregados e misturas asfálticas estudadas além da análise empírico-mecanística e econômica de estruturas de pavimento simuladas utilizando resultados de laboratório. Com base nas conclusões, procura-se sugerir futuros estudos que complementem esta pesquisa.

A caracterização do agregado permitiu observar que o material reciclado apresenta massa específica menor que o material natural, devido aos tipos dos materiais que o compõem. Além disso, observou-se que o agregado de RCD apresentou elevada absorção, da ordem de 7%, enquanto o material calcário apresentou absorção da ordem de 1%. Tal valor se deve à presença de materiais como tijolos e concreto na composição do RCD o que pode conduzir a maior absorção do ligante asfáltico. No entanto, não há referência normativa quanto aos limites de absorção para o agregado utilizado em revestimentos para pavimentação.

Como o material reciclado é heterogêneo e os estudos quanto a suas propriedades são recentes, alguns ensaios não representam de maneira adequada as suas propriedades e devem, portanto, ser revistos e adaptados. Por exemplo, a avaliação da adesividade ligante-agregado mostrou que o ligante asfáltico na proporção de 5% prescrita pela norma ME 078 (DNER, 1994) não recobriu com sucesso o volume de RCD, o que se reflete numa adesividade não satisfatória, diferentemente do resultado obtido para a mistura com o agregado natural e CAP 50/70. Entretanto tal resultado pode ser condicionado pela elevada absorção e elevada superfície específica do material reciclado, o que indica que o ensaio deveria ser adaptado a esse tipo de material, acrescentando-se mais material asfáltico.

No que refere ao ensaio de dano por umidade induzida, o tipo de ligante asfáltico é determinante no desempenho, onde as misturas elaboradas com CAP 50-70 tiveram melhor comportamento que as elaboradas com asfalto-borracha, apresentando um ganho de 11% na resistência à tração retida (RRT), o que pode ser atribuído à presença de partículas de borracha que produzem uma diminuição na coesão. Este fenômeno foi observado indiretamente no ensaio de ductilidade realizado com os ligantes usados. Outro fator pode ser a redução da adesividade ligante agregado.

Na avaliação de dano por umidade induzida, a presença de água nos corpos de prova faz que durante o processo de congelamento aconteça o fenômeno de expansão da água, aumentando as tensões nas partículas do agregado, porém, pela semelhança dos resultados obtidos no caso dos agregados utilizados, pode-se supor que o RCD reagiu de forma similar ao agregado calcário.

A quebra do agregado de RCD é significativamente maior nos primeiros 35 golpes, entretanto com a energia de compactação de 50 e 75 golpes a quebra aumentou pouco. Supõe-se que isto se deva às características do RCD onde a argamassa do concreto quebra facilmente ficando no final um núcleo mais resistente. Ademais os cerâmicos e telhas quebram com facilidade devido a sua forma laminar e depois adquirem uma melhor forma e maior resistência, por conseguinte com melhor comportamento em relação à quebra.

A quebra das partículas de RCD diminuiu à medida que se aumentou a porcentagem de borracha no ligante modificado nos valores de 0%, 10%, 17% e 20% em peso. Isto pode ser explicado pela diminuição do impacto sofrido diretamente pelo agregado, devido ao efeito do “amortecimento” do asfalto borracha.

Devido à expressiva porcentagem de quebra do RCD observada experimentalmente durante a compactação, um dos principais aspectos que deve ser considerado para trabalhar com esse material como agregado é a graduação inicial, para que após a compactação a graduação final permaneça dentro da faixa escolhida para ser utilizada no projeto.

As dosagens do RCD apresentaram porcentagens ótimas de ligante de 6,8% e 8,9%, valores superiores aos obtidos com o agregado calcário, de 5,1% e 7,3% para misturas com CAP 50/70 e asfalto-borracha, respectivamente. Essa maior dosagem deve-se à elevada absorção do RCD, mas também pela irregularidade da superfície das partículas que tende a aumentar sua superfície específica, precisando mais ligante para cobrir o material. Observou-se que alguns limites recomendados por norma (como o volume de vazios e a relação betume-vazios) só seriam atingidos para teores mais elevados de ligante, levando a uma mistura mais deformável, o que poderia acabar por inviabilizar mecânica e economicamente a utilização do agregado reciclado em camadas de rolamento.

As misturas produzidas com RCD apresentam menor módulo de resiliência (MR) que as misturas elaboradas com agregado calcário, 20% menor quando se trata de CAP 50-70 e 48% menor quando se trata de asfalto borracha, já que o RCD tem uma absorção maior o que faz

com que consumam maior teor de asfalto, e tornem-se mais deformáveis. Os corpos de prova elaborados com asfalto-borracha alcançaram menores valores de MR, já que o asfalto borracha confere uma película de ligante mais espessa para recobrir cada agregado devido à sua maior viscosidade. Além disso, o maior teor de asfalto na mistura faz com que as deformações sejam maiores em comparação com as misturas elaboradas com ligante convencional, contudo estes resultados de MR menores não são suficientes para definir o possível desempenho das misturas, em camadas de revestimento. Este desempenho é ditado principalmente pela compatibilidade de rigidez entre as camadas da estrutura.

No que se refere ao comportamento avaliado por meio do ensaio de tração por compressão diametral, às misturas elaboradas com RCD, seja utilizando como ligante CAP 50/70 ou asfalto-borracha, apresentam valores de RT maiores que as misturas com agregado natural, 9% e 3% maior, respectivamente, o que é vinculado à presença de concreto no RCD e ao maior teor de ligante asfáltico presente nas misturas, devido às características de absorção e irregularidade superficial. Os valores menores do RT nas misturas elaboradas com asfalto modificado com borracha, em comparação com as misturas com asfalto convencional, podem ser devidos à presença de borracha na composição do ligante fazendo com que a capacidade de coesão e a adesividade do asfalto borracha seja menor. Este fato é evidenciado indiretamente na diminuição da ductilidade do asfalto-borracha e nos ensaios de afinidade ligante asfáltico agregado, respectivamente. No ensaio RT a carga aplicada diametralmente induz tensões de tração que mobilizam diretamente as propriedades de coesão e adesividade do ligante.

Nas misturas asfálticas confeccionadas com o mesmo tipo de ligante asfáltico, a maior resistência ao trincamento por fadiga aconteceu nas misturas com RCD, o que está relacionado com o melhor entrosamento entre as partículas de maior cubicidade. Ademais as características de absorção e maior superfície específica do RCD produzem misturas com maior teor de ligante. Isto pode ocasionar uma melhor ligação agregado ligante e melhor desempenho. As misturas confeccionadas com asfalto-borracha apresentam uma resistência ao trincamento por fadiga superior à das misturas asfálticas elaboradas com asfalto convencional, confeccionadas com agregado calcário ou RCD. Tal fato deve estar relacionado com as características de maior recuperação elástica e consistência do asfalto-borracha, evidenciado no ensaio de recuperação elástica e viscosidade. Embora o corpo de prova de asfalto-borracha e agregado RCD sofra deformações maiores pelas tensões aplicadas, também

tende a se recuperar com maior facilidade, razão pela qual a mistura elaborada com estes materiais apresenta menores valores de MR. Isto se reflete na vida de fadiga das misturas elaboradas com os RCD, as quais apresentam melhor comportamento.

Das análises realizadas no ensaio de fluência estática, as misturas executadas com asfalto-borracha possuem maiores valores da função de fluência, o que indica a tendência de apresentarem maiores deformações totais para uma determinada tensão. Este fato pode estar relacionado com a maior viscosidade do ligante, o que faz que os agregados tenham uma maior película de recobrimento, tornando-se mais deformável. Além disso, as misturas com asfalto-borracha requerem um maior teor de ligante asfáltico. As misturas com asfalto-borracha apresentam maiores deformações totais no período de carregamento, porém a inclinação da curva (razão de recuperação elástica) no período de descarga é muito maior que no caso das misturas elaboradas com CAP 50/70. Isto é um indicativo de uma recuperação elástica mais rápida, que está relacionada com as melhores características de recuperação do asfalto-borracha.

Nas misturas elaboradas com CAP 50/70 a função de fluência foi maior nos corpos de prova com RCD. Tal acontecimento está provavelmente relacionado com o teor de ligante, já que a mistura com RCD foi dosada com uma porcentagem de 6,8% de ligante, enquanto que a mistura com agregado calcário possui 5,1% de CAP. Já nas misturas elaboradas com asfalto-borracha a maior tendência a deformações acontece no agregado calcário. O RCD sofre deformações menores que podem estar relacionadas com a maior rigidez do conjunto, favorecidas pela consistência mais elevada do asfalto-borracha e maior atrito entre partículas de RCD, embora a porcentagem de ligante no caso do RCD seja maior que no caso do agregado calcário (8,9% e 7,3, respectivamente).

No que diz respeito à simulação de tráfego de laboratório, as misturas elaboradas com agregado reciclado de RCD, com ligante convencional ou ligante modificado com borracha, mostraram o melhor comportamento e atingiram valores de deformação permanente inferiores ao máximo valor admissível pelo método francês (10%). As características do agregado de RCD neste caso são mais influentes que o tipo de ligante na hora de avaliar o afundamento, já que nas misturas preparadas com RCD e diferentes tipos e teores de ligantes, o valor do afundamento em trilha de roda foi similar. A utilização de ligante asfáltico modificado com

borracha nas misturas melhora a resistência e o desempenho, o que está relacionado com o comportamento elástico deste ligante. Este bom desempenho também está relacionado com sua maior consistência a 60 °C, que é a temperatura de realização do ensaio, além de a temperatura de amolecimento de 62 °C do asfalto-borracha ser significativamente mais elevada que a do CAP convencional.

Nas misturas com RCD acontecem afundamentos de trilha de roda sem deslocamento lateral da mistura, o que está relacionado com a quebra característica do RCD e com a diminuição da porcentagem de volume de vazios que é maior nas misturas elaboradas com este material, acontecendo uma densificação da mistura. Não obstante, os afundamentos em trilha de roda nas misturas asfálticas que utilizaram RCD foram menores. Já nas misturas elaboradas com agregado calcário apresenta-se um tipo de deformação que é definida por Kandhal & Cooley (2003) como deformações por movimentos laterais que são rupturas por cisalhamento, produzindo deformações permanentes maiores. As misturas confeccionadas com agregado de RCD apresentaram maior quebra, entretanto as misturas com asfalto-borracha exibem uma diminuição na quebra com relação à utilização de asfalto convencional, devido à presença de borracha no ligante, mas também devido à consistência do asfalto-borracha e ao maior teor de ligante na mistura.

A variabilidade relativamente baixa na amostragem e nos ensaios elaborados com RCD está relacionada com o fato de se ter utilizado uma fonte única (RCD do estádio Mané Garrincha/Brasília), e também devido à metodologia de preparação, em que cada corpo de prova foi elaborado com pesagem de cada tamanho de partículas para conseguir a gradação desejada. Este processo foi realizado após a britagem, peneiramento e homogeneização do RCD. Ademais, o ligante asfáltico na mistura também tende a reduzir a variabilidade, uniformizando as propriedades mecânicas, tal como ocorre no caso de argamassa de cimento Portland e cal.

Na análise empírico-mecânica de várias estruturas hipotéticas de pavimento, utilizando o software MEPDG com dados da rodovia federal BR-020/DF, comprovou-se que as deformações permanentes do revestimento asfáltico obtidas do modelo MEPDG são compatíveis em tendência com os resultados do ensaio de simulação de tráfego de laboratório. As estruturas que apresentaram as menores deformações permanentes são as simuladas com RCD no revestimento asfáltico (estruturas 2, 4, 6 e 8). A simulação da base das estruturas dos pavimentos com as características do RCD também conferem uma diminuição nas

deformações permanentes do revestimento e da estrutura total de pavimento. Essa simulação do RCD na base da estrutura também faz que as características simuladas em cada mistura asfáltica, como densidade, volume de vazios e teor de asfalto entre outras, confirmem comportamento particular às misturas, tornando menores as deformações em revestimentos asfálticos simulados com asfalto-borracha.

Com respeito ao IRI estimado no MEPDG, as estruturas com base de calcário (1 a 4) têm melhor comportamento quando as misturas são elaboradas com RCD no revestimento asfáltico (estruturas 2 e 4). Já nas estruturas 5 a 8, com base de agregado de RCD, aconteceram mudanças na tendência do comportamento, onde as estruturas 6, 7 e 8 apresentaram valores próximos, que estão relacionados com a influência das características próprias simuladas nas camadas das estruturas, e a presença de outros tipos de danos determinados no modelo MEPDG utilizados no cálculo do IRI.

A análise econômica de várias estruturas de pavimento simuladas no programa HDM-4 com dados da rodovia federal BR-020/DF deixa claro que a utilização de RCD na base melhora a avaliação econômica da estrutura. Além disso, observa-se que o tipo de revestimento asfáltico da estrutura tem grande influência na viabilidade econômica do projeto. Assim, as estruturas de pavimento que têm revestimento asfáltico composto por asfalto-borracha e RCD apresentaram maior valor presente líquido. Desta forma as estruturas de pavimento com benefício econômico superior são as estruturas 8 e 4, onde a primeira foi simulada com um revestimento asfáltico composto por asfalto-borracha e agregado de RCD sobre uma base de agregado RCD e a segunda tem o mesmo tipo de revestimento asfáltico mas só que sobre uma base de agregado calcário.

O bom desempenho de uma mistura asfáltica elaborada com RCD está ligado diretamente com a origem do resíduo utilizado, o qual no caso desta pesquisa apresentava uma boa quantidade de argamassa e concreto de cimento *Portland*. Assim, o uso do agregado reciclado pode se tornar uma solução para regiões com carência de agregados naturais, mas deve ter seu custo devidamente analisado, considerando um eventual aumento do consumo de ligante e a distância média de transporte.

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A partir do estudo desenvolvido nesta pesquisa, é possível apresentar algumas recomendações para futuras pesquisas, tais como:

- Investigar alternativas que visem minimizar a adsorção do ligante asfáltico pelo agregado RCD tais como o uso do RCD após banho e cura com solução de cal hidratada;
- Alterar a norma de adesividade para contemplar o teor de ligante ótimo de projeto no caso de agregados mais porosos de RCD;
- Avaliar o emprego do RCD de outras regiões e com características diferentes com fins voltados para obras viárias;
- Realizar o estudo agregado RCD em outras faixas granulométricas e outros tipos de misturas;
- Estudar a resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas tipo CBUQ elaboradas com RCD, para que sejam empregadas em revestimentos asfálticos espessos;
- Executar e monitorar trechos experimentais com RCD visando comparar com o emprego deste material em obras rodoviárias;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO T-283/99 (1999) Resistance of compacted bituminous mixture to moisture induced damage. Washington, 1999
- AASHTO T-321/03 (2003). Determining the Fatigue Life of Compacted Hot-Mix Asphalt (HMA) Subjected to Repeated flexural Bending.
- AASHTO TP5. (2004) .Método de teste para determinação das propriedades reológicas do Ligante asfáltico utilizando um Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (DSR). American Association of State Highway and Transportation Officials,
- ABNT (2004). NBR 10004 Associação Brasileira de Normas Técnicas.: Resíduos Sólidos - Classificação. Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT (2004) NBR 10006 Procedimento para obtenção de extrato solubilizado de resíduos sólidos, Rio de Janeiro.
- ABNT (2004) NBR 11341 Associação Brasileira de Normas Técnicas.: Materiais betuminosos - Determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland. Rio de Janeiro, 16p.
- ABNT (2004) NBR 15114 Resíduos sólidos da construção civil áreas de reciclagem – Rio de Janeiro.
- ABNT (2004) NBR 15115: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Execução de camadas de pavimentação – Procedimentos, Rio de Janeiro.
- ABNT (2004) NBR 15116: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos, Rio de Janeiro.
- AFNOR NF P 98-250-2 (1991) Preparation des Melanges Hydrocarbones, Parte 2: Compactage des plaques.
- AFNOR NF P 98-253-1 (1991) Essais relatifs aux chaussées, deformation permanente des mélanges hydrocarbones – Parte 1: Essai d'orniérage
- AMORIM, E.F. (2013). Viabilidade Técnica Econômica de Misturas de Solo-RCD em Camadas de Base de Pavimentos Urbanos. Estudo de Caso: Município de Campo Verde - MT. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-090/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 151 p.
- ANIP (2013) Associação Nacional da indústria de Pneumáticos. Disponível em: http://www.anip.com.br/?cont=conteudo&area=32&titulo_pagina=Produ%E7%E3o
- ANP (2005) - Agência Nacional de Petróleo. Resolução ANP Nº19, de 11 de julho de 2005.
- ANP (2008) - Agência Nacional de Petróleo. Resolução ANP Nº39, de 24 de dezembro de 2008.

- Aljassar A., Al-Fadala K., Ali, M (2005) Recycling Building Demolition Waste in Hot-mix Asphalt Concrete: a case study in Kuwait, *Journal of Material Cycles and Waste Management*, 7, 112-115,
- Araújo, J. L. (2009). Características Funcionais e Mecânicas de Misturas Asfálticas para Revestimento de Pavimentos Aeroportuários. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM- 177/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília,DF, 147 p.
- Araújo Jr., E. d., Gusmão, A. D., & Sukar, S. F. (2010). Uso de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) em Estacas de Compactação para Melhoramento de Solos. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Cobramseg) - Gramado/RS ,pp. 805-811
- Assan, A. E. (2003) Método de Elementos Finitos: primeiros passos. São Paulo, Unicamp.
- ASTM D2041 (1991) Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density Bituminous Paving Mixtures. American Society for Testing Materials, United States of América.
- ASTM D4402 (1995). Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer. American Society for Testing and Materials.
- ASTM D2872 (1997). Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test). American Society for Testing and Materials.
- ASTM D6114 (1997) Standard Specification for Asphalt-Rubber Binder. American Society for Testing Materials, United States of America.
- ASTM D4972 (2001) Standard Test Method for pH of Soils.
- ASTM C88 (2005) American Society for Testing and Materials. ASTM C88 - 05. Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate.
- ASTM D6373 (2007) Standard specification for performance graded asphalt binder. Philadelphia.
- ASTM D2419 (2009) Standard Test Method for Sand Equivalent Value of Soils and Fine Aggregate.
- Barbosa, M. C., Affonso, F. J., & Barros, M. C. (2008). Caracterização de Agregados Reciclados de RCDs para Uso em Coberturas e Sistemas de Drenagem de Aterros de Resíduos. XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Cobramseg) - Búzios/RJ , pp. 1111-1117.
- Barra, B. S. (2005). Avaliação do Desempenho Mecânico de Misturas Asfálticas Densas Utilizando Materiais do Estado do Pará com o Emprego de Pó Calcário. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

- (PPGEC), Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, Florianópolis, volume único, 177 p.
- Barra, B. S. (2009) Avaliação da Ação da Água no Módulo Complexo e na Fadiga de Misturas Asfálticas Densas. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, SC.
- Bayardino, R. A. (2004), A PETROBRAS e o desafio da sustentabilidade ambiental Disponível em <http://www.ie.ufrj.br/>.
- Beale, J. Z. You, The Mechanical Properties of Asphalt Mixtures with Recycled Concrete Aggregates, *Construction and Building Materials*, 24, 230–235, 2010.
- Bernucci, L., Motta, L., Ceratti, J., & Soares, J. (2006). Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2006. 504 f. Incluindo Bibliografia. Patrocínio Petrobrás.
- BIO.(2004) Resíduos da construção civil. *Revista Brasileira de Saneamento e Meio Ambiente*, p.14-17., Outubro/Dezembro de 2004
- Bock, A. L. (2009) Desempenho à Fadiga de Misturas em Concreto Asfáltico com Diferentes Formas de Incorporação de Cal. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande de Sul (UNIJUI), Ijuí, RS.
- Budny, J. (2009) Avaliação dos Efeitos de Diferentes Tipos de Cal em Misturas de Concreto Asfáltico. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande de Sul (UNIJUI), Ijuí, RS.
- Chen M., Lin J-t., Wua, S-p Liu C-h, Utilization of Recycled Brick Powder as Alternative Filler in Asphalt Mixture, *Construction and Building Materials*, 25, 1532–1536, 2011.
- Choubane, B.; G. A. Sholar; J. A. Musselman; G. C. Page (1999) Ten-Year Performance Evaluation of Asphalt-Rubber Surface Mixes, *Transportation Research Record, TRR*, v. 1681, n. 0177, p. 10-18.
- CONAMA (1999) Conselho Nacional do Meio Ambiente Resolução no 258, de 26 de Agosto de 1999. Ministério do Meio Ambiente, Governo Federal, Brasil.
- CONAMA (2002) Conselho Nacional do Meio Ambiente Resolução no 301, de 21 de Março de 2002. Ministério do Meio Ambiente, Governo Federal, Brasil.
- CONAMA. (2002). Conselho Nacional do Meio Ambiente - Resolução CONAMA nº 307. Brasília, DF.
- CONAMA. (2004). Conselho Nacional do Meio Ambiente - Resolução CONAMA nº 348. Brasília, DF.
- CONAMA. (2009). Conselho Nacional do Meio Ambiente - Resolução CONAMA nº 416. Brasília, DF
- CONAMA. (2011). Conselho Nacional do Meio Ambiente - Resolução CONAMA nº 431. Brasília, DF

- Cooper, K.E.; Brow, S.F. E Pooley, G.R. (1985) The design of aggregate gradings for asphalt basecourse. Proc. Of the Association of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol 54 (1985), pp 324-346
- Dantas Neto, S. A. (2004). Avaliação das propriedades dos ligantes e das misturas asfálticas modificados com borracha granulada de pneus usados. Tese de doutorado, publicação G.TD – 024/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 265p.
- Delongui, L., Pinheiro, R. J., Pereira, D. d., & Piovezan, G. T. (2010). Caracterização dos Resíduos da Construção Civil em Santa Maria (RS) e sua Aplicação em Pavimentação. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Cobramseg) - Gramado/RS , pp. 1-7.
- DNER (1991) Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Manual de Pavimentação.
- DNER (1994) ME 004. Materiais betuminosos: determinação da viscosidade “Saybolt-furol” a alta temperatura. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio ME 004/94.
- DNER (1994) ME 053: Misturas asfálticas- porcentagem de betume Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio ME 053/94
- DNER (1994) ME 078: Agregado graúdo – adesividade ao ligante betuminoso. Rio de Janeiro, 078/94.
- DNER (1994) ME 085. Material finamente pulverizado: determinação da massa específica real. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 085/94.
- DNER (1994) ME 086. Agregado: Determinação do Índice de Forma. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 086/94.
- DNER (1994) ME 117 Mistura betuminosa – determinação da densidade aparente diametral. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 4p.
- DNER (1994) ME 133. Misturas betuminosas – determinação do Módulo de Resiliência. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio ME 133/94.
- DNER (1994) ME 138. Misturas betuminosas – determinação da Resistência à Tração por compressão diametral. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio ME 138/94.
- DNER (1994) ME 148. Material betuminoso: Determinação dos pontos de fulgor e de combustão (vaso aberto Cleveland) .Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 148/94.
- DNER (1994) ME 247. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 247/94 – Material Termoplástico para Demarcação Rodoviária: Detreminação do Ponto de Amolecimento (método do anel e bola).

- DNER (1995) ME 043 Misturas betuminosas a quente – ensaio Marshall. Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 11p.
- DNER (1996) ME 193 Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos: Determinação da densidade e da massa específica. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 193/96.
- DNER (1997) ME 054. Equivalente de areia – Método de ensaio, 054/97, 10p.
- DNER (1998) ME 035. Agregados: Determinação da Abrasão Los Angeles. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 035/98.
- DNER (1998) ME 081. Agregados: Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 081/98.
- DNER (1998) ME 083. Agregados: análise granulométrica. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 083/98.
- DNER (1998) ME 163. Materiais betuminosos: determinação da ductilidade. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio ME 163/98.
- DNER (1998) ME 194 Agregados: determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapmam. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 194/98.
- DNER (1999) ME 003. Material betuminoso: determinação da penetração. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio ME 003/99.
- DNER (1999) ME 382 Determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos modificados por polímeros, pelo método do ductilômetro.
- DNER (1999) ME 383 Desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero – ensaio cântabro. Método de ensaio, 2p.
- DNER (1999) ME 401. Agregados- determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – Idml, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio ME 401/99
- DNIT (2006) ES 031. Pavimentos Flexíveis - Concreto Asfáltico. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Especificação de Serviço ES-031/2006.
- DNIT (2006) EM 095. Cimentos Asfálticos de Petróleo Especificação de Material. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Especificação de Material EM 095/2006.
- Epps, J. A.; Sebaaly, P. E.; Penaranda, J.; Maher, M. R.; Mccann, M. B.; Hand, A. J (2000) Compatibility of a Test for Moisture-Induced Damage with Superpave Volumetric Mix Design. NCHRP Report 444. National Cooperative Highway Research Program..

- Falcão, P. R. F (2007). Estudo das Propriedades Mecânicas e Hidráulicas de Concretos Asfálticos para Aplicação em Barragens. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-052/07, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 167 p.
- Farias M. M. (2009). Materiais reciclados para utilização em pavimentação. FAPDF processo nº 2009/00111-1.
- Faxina, A. L. (2002) Estudo em Laboratório do Desempenho de Concreto Asfáltico Usinado a Quente Empregando Ligante Tipo Asfalto-Borracha. Dissertação de M.Sc., EESC, São Carlos, SP, Brasil.
- Freitas, R. D. (2010) Efeitos da Adição de Resíduos de Gesso da Indústria da Construção nas Propriedades Mecânicas do Concreto Asfáltico Usinado à Quente. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), Campina Grande, PB.
- Furlan, A. P.; Gouveia, L. T.; Fabbri, G. T. P.; Fernandes Jr., J. L. (2004) Influência de Características dos Agregados na Suscetibilidade a Dano por Umidade de Misturas Asfálticas. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás – IBP, 17º Encontro de Asfalto.
- Furlan, A. P. (2006) Considerações Acerca da Adesão e da Suscetibilidade à Umidade de Misturas Asfálticas Densas À Luz de Algumas Propriedades Mecânicas. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, SP.
- Gallego, J.; M. A. Del Val; E R. Tomás (2000) A Spanish Experience with Asphalt Pavements Modified with Tire Rubber. Anais do Asphalt Rubber 2000, Vilamoura, Portugal, p. 673-687.
- Gómez, A.M. J.(2011). Estudo Experimental de um Resíduo de Construção e Demolição (RCD) Para Utilização Em Pavimentação. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-001A/11, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 142 p.
- Góngora, I. A. G. (2011). Utilização de Geossintéticos como Reforço de Estradas não Pavimentadas: Influência do Tipo de Reforço e do Material de Aterro. Dissertação de Mestrado, Publicação G.TM-190/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília - DF. 76p.
- Granich, A. R. (2010) Análise do Desempenho de Misturas Asfálticas com Adição de Cal: Um Estudo de Caso. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande de Sul (UNIJUI), Ijuí, RS.
- Guaitolini, B. S. (2010). Disponível em <http://www.administradores.com.br> Acesso em Agosto de 2010.
- Guimarães, E. M. (1999). Minicurso de mineralogia. XXVII Congresso Brasileiro de Ciências do Solo, Departamento de Mineralogia e Petrologia/IG/UnB, Brasília.
- Guimarães, D. M. A. (2009). Estudo de misturas asfálticas com ligante modificado por polímero EVA e resíduo da construção civil para as vias urbanas de Manaus. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia, Universidade Federal do Amazonas, Manaus, AM, 146 p.

- Guimarães, R. C (2012). Barragens com Núcleo de Concreto Asfáltico—Análise do Comportamento Mecânico e Hidráulico do Núcleo. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-076/12, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 189 p.
- Hendriks. F., Janssen, G. M. T. (2001). Reuse of construction and demolition waste in the Netherlands for road constructions. *Heron*, v. 46, n.2, pp. 109 – 117.
- Holleran, G. & Reed J.R. (2000). Emulsification of asphalt rubber blends. *Asphalt Rubber 2000 - Proceedings*, Vilamoura, Portugal, p. 383-410.
- Horodecka R.; M. Kalabinska; J. Pilat; P. Radziszewski; D. Sybilski (2000) Utilisation of Scrap Rubber for Bitumen and Asphalt Concrete Modification in Poland. *Anais do Asphalt Rubber 2000*, Vilamoura, Portugal, p. 273-284.
- IA (2002). *Manual do Asfalto*. Instituto do Asfalto. Rio de Janeiro, 2002. 599p.
- IBAMA (2013). Disponível em: <http://www.ibama.gov.br/publicadas/brasil-atinge-95-de-destinacao-dos-pneus-inserviveis->
- Joliet.Y.; Mallot,M Precautions whwn interpreting rutting results from the LCPC traffic simulator, 2º Eurasplalt & eurobitume congres Barcelona,2000.
- Kandha,P.S; Cooley,LA.Jr. Accelerated laboratory rutting tests: evaluation of the asphalt oavement analyzer. National Cooperative Highway Research Program – Reprt n.508, 2003.
- Kok, B. V.; Yilmaz, M. (2009) The Effects of Using Lime and Styrene-Butadiene-Styrene on Moisture Sensivity Resistance of Hot Mix Asphalt. *Construction and building materials*, v.23, 1999-2006.
- Lade, P.V., Yamamuro, J.A., Bopp, P.A. (1996). Significance of particle crushing in granular materials. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122 (4): pp. 309 – 316.
- Lee C-H., Dub J-C., Shen D-H, Evaluation of Pre-coated Recycled Concrete Aggregate for Hot Mix Asphalt, *Construction and Building Materials*, 28, 66–71, 2012.
- Leite, L. M. (1999) Estudo do Preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímero. Tese de Doutorado, IMA/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Leite, L.M.F., Constatino, R.S. & Vivoni, A (2000a) Rheological studies of asphalt with ground tire rubber. *Asphalt Rubber 2000- Proceedings*, Vilamoura, Portugal, p.421-434
- Leite, L.M.F., Motta, L.M.G., Bariani Bernucci, L. & Barbosa Soares, J. (2000b). Mechanical behavior of asphalt rubber mixes prepared in laboratory. *Asphalt Ruber 2000 – Proceedings Vilamoura, portugal*, p. 309-318
- Leite, M. B. (2001). Avaliação de Propriedades Mecânicas de Concretos Produzidos dom Agregados Reciclados de Resíduos de Construção e Demolição. Tese (Doutorado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 270p.

- Leite, F. d., Bernucci, L. L., Motta, R. d., Moura, E. d., & Abdou, M. R. (2007). Efeitos da compactação nas propriedades físicas e mecânicas de agregados reciclados de resíduo sólido da construção civil. 38.^a Reunião Anual de Pavimentação (38.^a RAPv) / 12.^o Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (12.^o ENACOR) - Manaus/AM .
- Leite, F. C., Motta, R. S., Vasconcelos, H. L., Bernucci, L. L. B. (2011). Laboratory evaluation of recycled construction and demolition waste for pavements. *Construction and Building Materials*, 25, 2011, pp. 2972-2979.
- Lewandowski L.H. (1994) Polymer Modification of Paving Asphalt Binders. In: *Rubber Chemistry and Technology: Polymers in Asphalt*.
- Liberatori, L. A.; Constantino, R. S. (2006). Melhoradores de adesividade para misturas asfálticas –Estado da Arte. 18^o Encontro de Asfalto . Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- Lucena, M. C. C.; Soares, S. A.; Soares, J. B.; Leite, L. F. M. (2004) Reologia de asfaltos brasileiros puros e modificados por SBS. XVII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET.
- Lytton, R.L., (2004). Adhesive Fracture in Asphalt Concrete Mixtures. Chapter in book edited by J. Youtcheff, In Press.
- McCann, M.; Anderson-Sprecher, R.; Thomas, K.; Huang, S. (2005) Comparison of Moisture Damage in Hot Mix HMA Using Ultrasonic Accelerated Moisture Conditioning and Tensile Strength Test Results, 84^o Encontro Annual de Pesquisa em Transportes, CD-ROM, Washington, D.C.
- Macedo, T. F. (2008) Avaliação do uso de resíduos da construção e demolição com solo reforçado. 84f. Trabalho de Conclusão de Curso. Graduação em Engenharia Civil - Universidade de Pernambuco. Recife.
- Mália, M. (2010) Indicadores de Resíduos de Construção e Demolição. Lisboa. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010.
- Manzini, E, Vezzoli, C. O (2005) desenvolvimento de produtos sustentáveis: as requisites ambientais dos produtos industriais. Editora da Universidade de São Paulo, São Paulo,
- Mariano, L. S. (2008) Gerenciamento de resíduos da construção civil com reaproveitamento estrutural: estudo de caso de uma obra com 4.000m². 2008. 108 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós- Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental,, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Universidade Federal Do Paraná, Curitiba.
- Marsal, R.J. & Resendiz, D. (1975). *Earth and Earth-Rock Dams* (in Spanish). Limusa, Ciudad de Mexico, Mexico, 546 p.
- Martignoni, B., Leite, L.M.F & Constantino, R.S. (2000). Studies of asphalt rubber using various sources of ground tire rubber. *Asphalt Rubber- Proceedings*, Vilamoura, Portugal, p.309-318.
- Medeiros Jr., R. A., Gusmão, A. D., & Fucale, S. P. (2010). Investigação Laboratorial do Uso de Resíduo da Construção Civil como Agregado Graúdo em Estaca de Compactação

- “Argamassada”. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Cobramseg) - Gramado/RS , pp. 1-8.
- Medina, J. Motta, L. M. G.(2005) Mecânica dos Pavimentos. Rio de Janeiro, UFRJ.
- Mello, L. G. R.. (2008). O Estudo do Dano em Meio Contínuo no Estudo da Fadiga em Misturas Asfálticas. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-055/08, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 263 p.
- Mitchell, J. K., Soga, K. (2005). Fundamentals of Soil Behavior. John Wiley & Sons, INC., Canada, 3rd ed., 577p.
- Moizinho, J. C. (2007) Caracterização e Uso de Agregados Lateríticos do Distrito Federal e do Estado de Roraima em CBUQ. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Momm, L. E R. Salini (2000) Study of Recycled Tyre Rubber in Asphalt Concrete Mixtures. Anais do Asphalt Rubber 2000, Vilamoura, Portugal, p. 341-357.
- Moreira, J. F., Dias, J. F., & Rezende, M. E. (2006). Utilização de resíduos de construção e demolição em base de pavimentos na cidade de Uberlândia-MG. 13.^a Reunião de Pavimentação Urbana (13.^a RPU) - Maceió/AL .
- Moreira, L. S. (2009) Avaliação de Mistura Asfáltica Utilizada na Malha Rodoviária Paraense: Estudo de Caso. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade da Amazônia, Belém, PA.
- Morilha Jr., A. (2004). Estudo sobre a ação de modificadores no envelhecimento dos ligantes asfálticos e nas propriedades mecânicas e de fadiga das misturas asfálticas. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia, UFSC, Florianópolis, SC.
- Motta, R. d. (2005). Estudo laboratorial de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 134f.
- Motta, L. M., & Fernandes, C. (2003). Utilização de resíduo sólido da construção civil em pavimentação urbana. 12.^a Reunião Anual de Pavimentação (12.^a RAPv)- Aracajú/SE .
- Moura, E. (2001) Estudo do Efeito de Aditivos Químicos e da Cal como Melhoradores de Adesividade em Misturas Asfálticas Densas. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.
- Moura, Edson de (2010). Estudo de deformação permanente em trilha de roda misturas asfálticas em pistas e em laboratório / E. De Moura. – ed.rev.- São Paulo. 299 p.
- Official journal of the european union - OJEU (2014) Disponível em: <http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=OJ:L:2008:312:0003:0003:EN:PDF>. Acesso em: 09-07-2014.

- Oliver, J. W. H. (2000) Rutting and Fatigue Properties of Crumbed Rubber Hot Mix Asphalts. Anais do Asphalt Rubber 2000, Vilamoura, Portugal, p. 221-240.
- Oliveira, J. C. (2007). Indicadores de potencialidades e desempenho de agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil em pavimentos flexíveis. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-049/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 167 p.
- Oliveira, Jardel A. de; Cabral, Antonio E.B.; Branco, Verônica T.F. Castelo; Barroso, Suelly H.A. Estudo da reutilização de resíduos de construção e demolição como agregado em misturas asfálticas. IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço, Fortaleza – CE, 2009.
- Palmeira, E. M. (2010). Soluções de Baixo Custo Envolvendo Geossintéticos e Materiais Alternativos em Obras Geotécnicas e de Proteção Ambiental. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Cobramseg) - Gramado/RS , pp. 1-24.
- Petkovic, G., Engelsen, J. C., Håøya, A. O., Breedveld, G. (2004). Environmental impact from the use of recycled materials in road construction: method for decision-making in Norway. Resources. Conservation and Recycling, 42: pp 249 – 264.
- 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.
- Pinheiro, J. H. M. e J. B. Soares (2003) The Effect of Crumb Rubber Gradation and Binder-Rubber Interaction Time of the Mechanical Properties of Asphalt- Rubber Mixtures Dry Process. Anais do Asphalt Rubber 2003, Brasília, Brasil, p. 707-718.
- PMSP/SP.ETS–001. (2003). Camadas de reforço do subleito, sub-base e base mista de pavimento com agregado reciclado de resíduos sólidos da construção civil.
- Pontes, G. C. (2007) Avaliação do gerenciamento de resíduos de construção e demolição em empresas construtoras do Recife e sua conformidade com a Resolução nº307/CONAMA: Estudo de casos. 218 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Católica de Pernambuco, Recife.
- Poon, C. S. (1997). Management and recycling of demolition waste in Hong Kong. Waste Management and Research, 15: pp. 561 – 572.
- Potgieter, D.E & Viliers,E.M (2000) Bitumen rubber asphalt experiences in republic of south Africa. Asphalt Rubber 2000 – proceedings, vilamoura, Portugal, p. 73-96
- Ramos, P. P. M (2009). Análise de Deformações Transientes em Misturas Asfálticas Aplicadas como Elemento Impermeabilizante em Barragens de Enrocamento. Dissertação de Mestrado, Publicação GDM 171/09, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 182 p.
- Roberts, F.L., Kandhal, P.S., Brown, E.R., Lee, D-Y. e Kennedy, T.W. (1996). Hot Mix Asphalt Materials, Mixture, Design, and Construction. Segunda Edição, NAPA Education Foundation, Lanham, Maryland.

- Rocha, E. G. A. (2006). Os resíduos sólidos de construção e demolição: gerenciamento, quantificação e caracterização. Um estudo de caso no Distrito Federal. Dissertação de mestrado em estruturas de construção civil (2006), E.DM – 002ª/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 155 p
- Rohde, L. (2007) Estudo de Misturas Asfálticas de Módulo Elevado para Camadas Estruturais de Pavimentos. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.
- Roth, C. das G.; Garcias, C. M. (2009) Construção Civil e a Degradação Ambiental. Desenvolvimento em Questão [online], Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, v. 7, n. 13, p. 111-128.
- RPA (2003). Crumb Rubber Modifier in Asphalt Pavement – Material and Mix Design Rubber Pavement Association 2004 Disponível em http://www.rubberpavements.org/library/fp25_ch3asp#materials
- Santos, J. (2004). Estabilização de uma Argila Laterítica do Distrito Federal para uso em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-127/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 95 p.
- Shell, (2003). SHELL Bitumen Handbook. SHELL, Inglaterra.
- Shen D, Du J, (2004) Evaluation of Building Materials Recycling on HMA Permanent Deformation, Construction and Building Materials, 18, 391–397.
- Sides, A., Uzan, J., Perl, M. (1985). A Comprehensive Visco-elasto-plastic Characterization of Sand-asphalt under Compression and Tension Cycle Loading. Journal of Testing Evaluation, V.13, N.1, p. 49-59.
- Silva, A. L., Guimarães, R. C., Manso, E. d., & Rezende, L. R. (2006). Aplicação de agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil em pista experimental de Goiânia. 13.ª Reunião de Pavimentação Urbana (13.ª RPU) - Maceió/AL.
- Silva, C. A. R. (2009). Estudo do agregado reciclado de construção civil em misturas betuminosas para vias urbanas. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto – Escola de Minas, Ouro Preto, MG, 194 p.
- Silva, J.P.S. (2011) Avaliação dos efeitos dos produtos rejuvenescedores em misturas asfálticas. 2011.145f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Universidade de Brasília (UnB), Brasília – DF.
- Souza, M. V. R. (2010). Efeitos de fibras sintéticas nas propriedades de ligantes e concretos asfálticos. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Programa de Pós-graduação em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 147 p
- Specht, L. P.; J. A. Ceratti; I. Paludo (2002) Utilização de Borracha Reciclada como Agregado de Concreto Asfáltico: Avaliação Laboratorial. XVI Encontro de Asfalto, IBP, Rio de Janeiro.

- Specht, L.P. & Ceratti, J.A.P. (2003). Estudo laboratorial da viscosidade rotacional de asfaltoborracha. XVII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – Anais, Associação Nacional de Ensino em Transportes, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, p. 41-53.
- Tavares, A. R.; Coutinho Neto, B.; Nasser, R. H. (2007) Avaliação de Misturas Asfálticas com Seixo e Brita do Estado do Pará Utilizando o Ensaio de Dano por Umidade Induzida. Traços (UNAMA), v. 9, 83-95.
- Torres, C. M, (2000) conferencia: “carta de referencia para estudiar la composición química de los asfaltos colombianos mediante espectroscopia infrarroja por transformada rápida de Fourier = first (XIII simposio colombiano sobre ingeniería de pavimentos)”
- Visser, A.T & Verhaeghe, B. (2000). Bitumen rubber: lessons learned en south Africa. Asphalt Rubber 200 – Proceeding, Vilamoura, Portugal, p 33-50
- Way, GB. (2003). OFGC Meets CRM: where the rubber meets the rubber: 15 years of Durable success. Asphalt Rubber 2004 – proceeding, Brasilia, Brazil, p. 49-63
- Zeghal, M. (2009). The impact of grain crushing on road performance. Geotechnical & Geological Engineering, 27: pp. 549-558.
- Zhu, J., Wu S., Zhong J., Wang D, (2012) Investigation of Asphalt Mixture Containing Demolition Waste Obtained from Earthquake-damaged Buildings, Construction and Building Materials 29, 466–475.

ANEXOS

ANEXO I: DADOS DE ENTRADA PROGRAMA MEPDG

Informação geral

Nome do projeto:	Brasília BR 020
Duração do projeto:	10 anos
Mês de construção Base/Sub-base:	julho/2014
Mês de construção Revestimento:	agosto /2014
Mês de início do trafego:	setembro/2014
Tipo de projeto:	novo

Identificação do lugar/projeto

Cidade:	Brasília
Identificação:	BR 020

Parâmetros limites de controle do projeto

IRI inicial:	2,5 m/km
IRI final:	4,5 m/km
Trincas longitudinais:	190 m/km
Trincas tipo couro de jacaré:	25 %
Trincas térmicas:	190 m/km
Fadiga em camadas estabilizadas quimicamente:	25 %
Deformação permanente revestimento asfáltico:	6 mm
Deformação permanente Pavimento total:	19 mm

Trafego

Trafego médio diário:	6288
Crescimento anual do trafego:	3,5% (crescimento lineal)
Numero de faixas por sentido:	3
Largura de faixa:	3,5 m
Velocidade media projetada de operação:	80 km/h

Classificação e distribuição porcentual de veículos:

Classificação e distribuição porcentual de veicular							
Tipo Brasil	Ônibus	2C	3C	2S3	3S3	2C3	
Tipo MEPDG	4	5	6	9 (Similar)	10	11 (Similar)	
%	16,1	22,5	32,3	16,1	6,5	6,5	100

Distribuição horaria porcentual do trafego.

Hora	%	Hora	%
12:00 a.m.	2	12:00: m.	6
01:00 a.m.	2	01:00 p.m.	6
02:00 a.m.	2	02:00 p.m.	6
03:00 a.m.	2	03:00 p.m.	6
04:00 a.m.	2	04:00 p.m.	5
05:00 a.m.	2	05:00 p.m.	5
06:00 a.m.	5	06:00 p.m.	5
07:00 a.m.	5	07:00 p.m.	5
08:00 a.m.	5	08:00 p.m.	3
09:00 a.m.	5	09:00 p.m.	3
10:00 a.m.	6	10:00 p.m.	3
11:00 a.m.	6	11:00 p.m.	3

Clima

Brasília

Latitude: -15°46' 47"

Longitude: -47°55' 47"

Altitude: 1172 m

Temperatura: 22 °C

Velocidade do vento: 4,5 m/s

Precipitação médio anual: 1700mm

Umidade relativa: 68%

Clima utilizado: EL PASO ,TEXAS

Latitude: 31,49

Longitude: -106,23

Altitude: 1202 m

Estrutura do pavimento.

Revestimento asfáltico

	1	2	3	4
	CAP 50/70 - Calcario	CAP 50/70 - RCD	AB - Calcario	AB - RCD
Espesura (in)	3,54	3,54	3,54	3,54
Teor de asfalto (% volume)	12,2	14,7	10,3	14,5
Vv (%)	3,8	5,7	5,1	7,4
VAM (%)	16	20,5	15	21
DMM (g/cm3)	2,525	2,23	2,44	2,375
DMM (lb/ft3)	157,63	139,21	152,32	148,27
Granulometria CBUQ, faixa C - media	DNIT 031/2006 ES			
% retido acumulado peneira	0	0	0	0
% retido acumulado peneira	20	20	20	20
% retido acumulado peneira	42	42	42	42
% passa peneira N 200	6	6	6	6

Base

Agregado Calcario		
Espesura (in)		5,9
Material Classificação AASHTO		A-1-a
Coefficiente de poisson		0,4
CBR (%)		80
Índice de plasticidade		1
Limite de liquidez		11
base estabilizada granulometricamente faixa C - media		DNER ES 303/97

Agregado RCD		
Base estabilizada quimicamente		Chemically Stabilized
Espesura (in)		5,9
Peso Unitario (pcf)		115,49
Coefficiente de Poisson		0,35
Modulo resiliência (Mpa)		425

Sub-base

Agregado Lateritico		
Espesura (in)		5,9
Material Classificação AASHTO		A-2-4
Coefficiente de poisson		0,4
CBR (%)		40
Índice de plasticidade		2
Limite de liquidez		14
sub-base estabilizada granulometricamente		DNER ES 301/97

Subleito

Espesura (in)		semi-infinito
Material Classificação		CH
Coeficiente de poisson		0,4
CBR (%)		10,8
Índice de plasticidade		15
Limite de liquidez		42

ANEXO II: DADOS DE ENTRADA PROGRAMA HDM-4

Além dos dados apresentados no anexo I também foram empregados os seguintes dados para utilizar o programa HDM-4.

Análise econômico do projeto: 20 anos

Geometria

Comprimento de faixa de análise: 1 km

Largura do acostamento: 3 m

Curvatura horizontal média: 15 °/km

Subidas + descidas: 15 m/km

Construção

Estrutura de pavimento	Custo R\$ /km		Numero estrutural AASHTO
	Econômico	Financeiro	
1	8.500.000	9.000.000	3,55
2	8.500.000	9.000.000	3,75
3	8.600.000	9.100.000	3,83
4	8.600.000	9.100.000	3,91
5	8.700.000	9.200.000	3,85
6	8.700.000	9.200.000	4,04
7	8.800.000	9.300.000	4,12
8	8.800.000	9.300.000	4,20

IRI inicial: 2,5 m/km

Manutenção

Conservação rotineira: 25000 R\$ km/ano

Fechamento de trincas: 1100 R\$ /m²