

REYNNER ANDRE PAREDES TINAJEROS

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS
A QUENTE CONVENCIONAL E MODIFICADA COM POLÍMERO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

**VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
2016**

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

P227e
2016

Paredes Tinajeros, Reynner Andre Paredes, 1988-

Estudo do comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente convencional e modificada com polímero / Reynner Andre Paredes Paredes Tinajeros. - Viçosa, MG, 2016.

xxiv, 145f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui anexos.

Orientador: Taciano Oliveira da Silva.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f.128-134.

1. Asfalto. 2. Misturas com emulsão asfáltica. 3. Materiais betuminosos. 4. Polímeros. I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. II. Título.

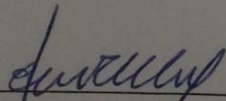
CDD 22. ed. 625.85

REYNNER ANDRE PAREDES TINAJEROS

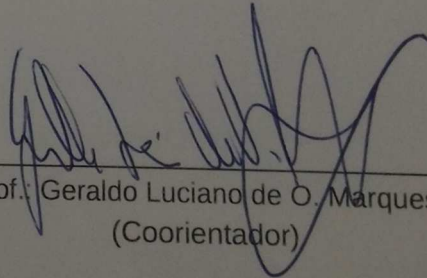
**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS
A QUENTE CONVENCIONAL E MODIFICADA COM POLÍMERO**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de "Magister Scientiae".

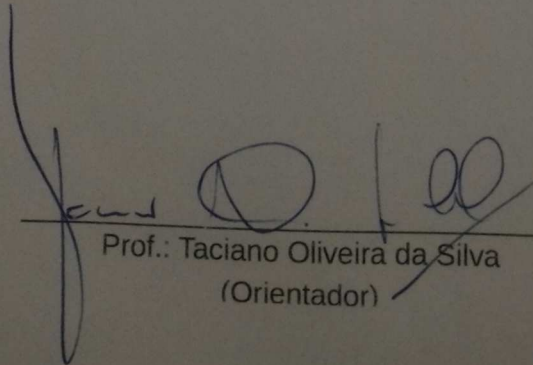
APROVADA: 27 de abril de 2016.



Prof.: Carlos Alexandre B. de Carvalho



Prof.: Geraldo Luciano de O. Marques
(Coorientador)



Prof.: Taciano Oliveira da Silva
(Orientador)

DEDICO ESTE TRABALHO

A meus pais Reyner e Maritza pelo amor, carinho e apoio incondicional em todas etapas da minha vida.

A meu irmão Ayrton por ser uma pessoa fenomenal e um lutador de seus sonhos.

A meus avôs Jorge e Eulogio, os quais, embora não estejam mais neste mundo, deixaram um legado de esforço e de bom exemplo.

" Engenharia de pavimentos é a arte de usar materiais que não conhecemos completamente, e que dificulta analisá-los com precisão, para suportar cargas que não sabemos prever com exatidão, para assim evitar que alguém suspeite a nossa competência." (Witczak)

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por estar sempre presente em tudo o que faço, por cuidar da minha família nestes dois anos fora de casa, e por cuidar de mim na minha estadia aqui no Brasil.

Ao meu pai Reyner, por ser um exemplo em minha vida, pelos seus conselhos, pelas suas palavras de alento, por seus ensinamentos, por estar sempre comigo, por ser uma pessoa trabalhadora, honesta e um grande líder. Muito do que eu sou o aprendi com você.

A minha mãe, pelas infinitas horas dedicadas a mim, por ser minha amiga, por estar sempre ao meu lado, pela paciência para ensinar-me o caminho correto, pelo exemplo de sacrifício e pelas muitas horas de preocupação nestes dois anos distante dela.

Ao meu irmão por ser meu braço direito em tudo que eu faço, e por cuidar de nossos pais em todo este tempo longe de casa.

A meus familiares, em especial a meu tio Freddy e a minha tia Lupe, pelas expectativas positivas depositadas em mim.

Ao Programa de Estudantes Convênio de Pós-Graduação (PEC-PG) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela bolsa de estudo concedida.

Ao Professor Dario Cardoso de Lima, por ser o primeiro em dar-me uma luz para minha chegada a esta Universidade, pela oportunidade que me deu e pela extraordinária demonstração de boa vontade, sendo uma ajuda imprescindível nesta etapa do mestrado.

Ao Professor Carlos Alexandre Braz de Carvalho, pela orientação no primeiro ano do mestrado, pelas horas de dedicação, pelo constante e incansável incentivo, pelo exemplo de profissional a ser seguido, mas acima de tudo, quero agradecer toda a sua amizade e reconhecimento.

Ao Professor Taciano Oliveira da Silva, pela orientação, pelo apoio, estímulo e atenção nesta etapa, e pelas suas observações para a culminação deste trabalho.

Ao Professor Heraldo Nunes Pitanga, pelas sugestões sempre sábias, pelo apoio, pela dedicação e conhecimentos transmitidos no pouco tempo que eu o conheço.

Ao Professor Geraldo Luciano de Oliveira Marques, pela contribuição na banca de mestrado, pela valiosa ajuda e disponibilidade demonstrada na realização dos ensaios no Laboratório de Pavimentação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora.

A Professora Laura Maria Goretti da Motta e ao M. Sc. Carlos Filipe Santos Correia e Silva, pelo apoio incondicional na realização do ensaio AIMS no Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ).

Aos técnicos dos laboratórios da faculdade de Engenharia Civil da UFV, Giovani, José Carlos, Paulo Afonso, pela disponibilidade, boa vontade e ajuda sempre que foi solicitada.

A meus colegas do mestrado, em especial a Bernardo, Paulo, Weiner, Eduardo, Klingler, Emerson e Natalia, pelo convívio, pelas experiências compartilhadas e amizade.

A Sra. Rosana Siqueira de Carreño diretora do Centro Cultural Bolívia Brasil, por seu apoio, demonstração de boa vontade e por guiar-me no caminho de viajar ao Brasil, e aos professores deste centro, pelo ensino do idioma português.

Ao engenheiro Henry Pizarro Viveros e a meus professores Cesar Camargo, David Supo e Hernan Almonte da Universidade onde fiz minha graduação, por seus apoios na etapa para obter uma bolsa de estudos no Brasil

À Stratura Asfaltos S. A. em especial ao engenheiro Edson José Guimarães que facilito todos os contatos para a obtenção dos ligantes asfálticos e à Pedreira da Ervália, pelo fornecimento gratuito dos agregados empregados nesta pesquisa.

BIOGRAFIA

Reynner Andre Paredes Tinajeros, filho de Juan Reyner Paredes Molina e Maritza Margarita Tinajeros Guzman, nasceu em 3 de outubro de 1988 em Yunguyo – Puno – Peru.

Em 2012, graduou-se no curso de Ciências da Engenharia Civil na Universidade Andina Nestor Cáceres Velásquez em Juliaca-Puno-Peru.

Em 2014, iniciou o curso de mestrado em Engenharia Civil na Universidade Federal de Viçosa, na área de concentração em Geotecnia. Defendeu sua dissertação em abril de 2016.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE QUADROS	xiv
LISTA DE TABELAS.....	xv
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS.....	xviii
RESUMO.....	xxi
ABSTRACT.....	xxiii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Importância e Justificativa do Trabalho	3
1.3 Objetivos	5
1.3.1 Objetivo Principal.....	5
1.3.2 Objetivos Específicos.....	5
1.4 Organização da Dissertação	6
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 Introdução.....	7
2.2 Asfalto	8
2.2.1 Materiais betuminosos	9
2.2.1.1 Tipos de materiais betuminosos	9
2.2.2 Asfalto de petróleo	10
2.2.3 Composição química do asfalto	12
2.2.4 Reologia do asfalto.....	13
2.2.5 Asfaltos Convencionais	14
2.2.6 Modificadores de asfalto	16
2.2.6.1 Asfaltos modificados por polímero.....	17
2.2.6.1.1 Estireno-Butadieno-Estireno - SBS.....	20
2.2.7 Caracterização dos asfaltos.....	24
2.2.7.1 Ensaio de penetração.....	24
2.2.7.2 Viscosidade Saybolt-Furol.....	25
2.2.7.3 Ponto de fulgor e de combustão.....	27
2.2.7.4 Ensaio de ponto de amolecimento	28

2.2.7.5	Massa específica e densidade relativa.....	29
2.2.7.6	Índice de Susceptibilidade Térmica.....	29
2.3	Agregados	30
2.3.1	Classificação dos agregados.....	32
2.3.2	Produção de agregados.....	32
2.3.3	Operações na pedreira.....	33
2.3.4	Características tecnológicas.....	35
2.3.4.1	Granulometria.....	36
2.3.4.1.1	Tamanho máximo do agregado	39
2.3.4.2	Forma, angularidade e textura da partícula	40
2.3.4.2.1	Determinação de índice de forma	41
2.3.4.2.2	Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro	42
2.3.4.2.3	Ensaio Aggregate Image Measurement System (AIMS)	44
2.3.4.3	Resistencia à abrasão.....	47
2.3.4.4	Adesividade.....	48
2.4	Misturas asfálticas	50
2.4.1	Compactação de misturas asfálticas.....	51
2.4.1.1	Metodologia Marshall.....	51
2.4.1.2	Metodologia Superpave.....	54
2.5	Principais degradações sofridas pelo pavimento flexível	57
2.5.1	Fadiga.....	57
2.5.2	Deformação permanente.....	60
2.6	Propriedades mecânicas das misturas asfálticas.....	62
2.7	Ensaio para determinação das propriedades mecânicas das misturas asfálticas.....	63
2.7.1	Estabilidade Marshall.....	63
2.7.2	Ensaio de tração por compressão diametral	64
2.7.3	Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral.....	67
2.7.4	Vida de Fadiga.....	71
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	76
3.1	Materiais	76
3.1.1	Agregados Minerais	76
3.1.2	Ligantes asfálticos	77
3.2	Métodos.....	79
3.2.1	Determinação das Propriedades dos Agregados.....	79
3.2.2	Determinação das propriedades dos ligantes asfálticos	79
3.2.3	Dosagem das Misturas Asfálticas.....	80
3.2.4	Escolha de teor de projeto.....	81
3.2.5	Compactação das misturas asfálticas por amassamento	82

3.2.6	Determinação das propriedades mecânicas das misturas asfálticas.....	84
4	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	85
4.1	Ensaio de caracterização dos materiais	85
4.1.1	Agregados minerais.....	85
4.1.2	Ligantes asfálticos	98
4.2	Composição da faixa granulométrica de projeto.....	99
4.3	Escolha do teor de ligante de projeto pelo método Marshall	101
4.4	Compactação das misturas asfálticas por amassamento	109
4.5	Ensaio da resistência à tração por compressão diametral	113
4.6	Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral	114
4.7	Ensaio de vida de fadiga.....	118
4.8	Ensaio de dano por umidade induzida.....	121
4.9	Ensaio Cântabro	122
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	123
5.1	Caracterização dos materiais	123
5.2	Composição de uma faixa granulométrica	124
5.3	Ensaio Marshall.....	124
5.4	Compactação por amassamento	125
5.5	Ensaio da resistência à tração por compressão diametral	125
5.6	Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral	125
5.7	Ensaio de Vida de Fadiga	126
5.8	Ensaio de Dano por Umidade Induzida.....	126
5.9	Ensaio Cântabro	126
5.10	Recomendações.....	126
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	128
	ANEXO A	135
	ANEXO B	142

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Torre de fracionamento do petróleo.....	11
Figura 2.2 - Equipamento para realização do ensaio de penetração.....	25
Figura 2.3 - Equipamento para realizar o ensaio de viscosidade	26
Figura 2.4 - Aparelho para a determinação de ponto de fulgor em amostras de CAP .	27
Figura 2.5 - Aparelhagem utilizada no ensaio de Ponto de Amolecimento em amostras de CAP	28
Figura 2.6 - Tipos de britadores utilizados nas pedreiras	34
Figura 2.7 - Representação da curva granulométrica em carta de potência de 0,45...	39
Figura 2.8 - Aparelhagem para Índice de Forma.....	42
Figura 2.9 - Dimensões dos grãos: Comprimento (c) e espessura (e)	43
Figura 2.10 – Equipamento para a realização do ensaio <i>Aggregate Image Measurement System</i> (AIMS)	46
Figura 2.11 – Ilustração da máquina “ <i>Los Angeles</i> ”.....	48
Figura 2.12 - Esquema do compactador giratório Superpave	55
Figura 2.13 - Configurações do SGC e parâmetros de compactação.	56
Figura 2.14 - Trincas por fadiga	59
Figura 2.15 - Deformação permanente nas trilhas de roda	62
Figura 2.16 - Prensa automática Marshall do Laboratório de pavimentos da UFV	64
Figura 2.17 - Esquema do ensaio de resistência à tração estática por compressão diametral	66
Figura 2.18 - Prensa mecânica utilizada para realização dos ensaios de resistência à tração; Laboratório de asfaltos da UFV	67

Figura 2.19 - Esquema de equipamento para ensaio de compressão diametral de carga repetida	70
Figura 2.20 - Estágios existentes num processo de fadiga	72
Figura 3.1 - Pilhas de materiais	76
Figura 3.2 - Amostragem dos materiais	77
Figura 3.3 - Grafico para determinação do teor de ligante de projeto.....	82
Figura 3.4 - Compactador giratório Superpave IPC	83
Figura 4.1 - Curvas granulométricas dos agregados minerais empregados na pesquisa	86
Figura 4.2 - Distribuição cumulativa - esfericidade: brita 1 e pó de pedra	89
Figura 4.3 - Distribuição cumulativa - esfericidade: brita 0.....	90
Figura 4.4 - Distribuição cumulativa – índice de forma: brita 1 e pó de pedra	91
Figura 4.5 - Distribuição cumulativa - índice de forma: brita 0.....	91
Figura 4.6 - Determinação de partículas alongadas e/ou lamelares: brita 1 e pó de pedra	92
Figura 4.7 - Determinação de partículas alongadas e/ou lamelares: brita 0.....	93
Figura 4.8 - Distribuição cumulativa – angularidade: brita 1 e pó de pedra	94
Figura 4.9 - Distribuição cumulativa – angularidade: brita 0.....	95
Figura 4.10 - Distribuição cumulativa – Textura superficial: brita 1 e pó de pedra.....	96
Figura 4.11 - Distribuição cumulativa – Textura superficial: brita 0	96
Figura 4.12 - Representação da curva granulométrica de projeto (mistura final) e das curvas limites segundo as especificações ES 031 e ES 385, em escala semilogaritmica	100

Figura 4.13 - Representação da curva granulométrica de projeto (mistura final) e das curvas limites segundo as especificações ES 031 e ES 385, em forma de carta na potência 0,45.....	100
Figura 4.14 – Variação das massas específicas aparente (G_{mb}) em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85.....	102
Figura 4.15 - Variação do volume de vazios (V_v) em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85.....	103
Figura 4.16 – Variação dos vazios cheios com betume (VCB) em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85.....	103
Figura 4.17 - Variação dos vazios no agregado mineral (VAM) em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85.....	104
Figura 4.18 – Variação da relação betume-vazios (RBV) em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85	104
Figura 4.19 – Variação da estabilidade Marshall em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85.....	105
Figura 4.20 – Variação da fluência Marshall em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85.....	106
Figura 4.21 – Curvas de variação V_v -RBV-Teor de ligante para determinação do teor de ligante de projeto para as misturas asfálticas com CAP 50/70	107
Figura 4.22 – Curvas de variação V_v -RBV-Teor de ligante para a determinação do teor de ligante de projeto para as misturas asfálticas com Betuflex 60/85.	107
Figura 4.23 - Resistência à tração por compressão diametral (em MPa) para as misturas estudadas.....	114
Figura 4.24 - Exemplo do relatório do ensaio de módulo de resiliência.....	115

Figura 4.25 - Resultados médios do módulo de resiliência (em MPa) para as misturas estudadas	117
Figura 4.26 - Número de repetições de carga (N) versus diferença de tensões ($\Delta\sigma$) para as misturas estudadas	119
Figura 4.27 - Número de repetições de carga (N) versus deformações específicas resilientes para as misturas estudadas	119

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Classificação dos agregados de acordo com (DNIT, 2006).....	32
Quadro 2.2 - Parâmetros de compactação – determinação do número $N_{projeto}$	57
Quadro 4.1 - Limites de classificação de forma, esfericidade, angularidade e textura superficial de agregados minerais.....	88
Quadro 4.2 - Resultados do ensaio de adesividade dos agregados minerais empregados na pesquisa	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Composições químicas de asfaltos tipo cru	13
Tabela 2.2 - Especificações para Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) - Classificação por Penetração	16
Tabela 2.3 - Efeitos da adição de SBS nas propriedades físicas de um CAP	21
Tabela 2.4 - Especificações para Cimento Asfáltico Modificado por Polímero	23
Tabela 2.5 - Especificação de asfalto-polímero (SBS) proposta pela comissão de asfalto do IBP	24
Tabela 2.6 - Tolerâncias no que diz respeito à granulometria de agregados	38
Tabela 2.7 - Ensaio Marshall – Valores limites para misturas convencionais.....	53
Tabela 2.8 - Ensaio Marshall – Valores limites para misturas modificadas por polímero	53
Tabela 3.1 – Especificações para CAP 50/70	78
Tabela 3.2 – Especificações do Betuflex 60/85.....	78
Tabela 3.3 - Temperaturas adotadas na preparação e compactação das misturas asfálticas.....	80
Tabela 4.1 - Granulometria dos agregados minerais empregados na pesquisa.....	85
Tabela 4.2 - Ensaio de caracterização dos agregados minerais empregados na pesquisa	86
Tabela 4.3 - Resultados da esfericidade dos agregados minerais empregados na pesquisa	89
Tabela 4.4 - Resultados de índice de forma dos agregados miúdos empregados na pesquisa	90
Tabela 4.5 - Resultados da angularidade dos agregados minerais empregados na pesquisa	93

Tabela 4.6 - Resultados da textura dos agregados minerais empregados na pesquisa	95
Tabela 4.7 - Resultados dos ensaios de caracterização do ligante asfáltico CAP 50/70	98
Tabela 4.8 - Resultados dos ensaios de caracterização do ligante asfáltico Betuflex 60/85.....	98
Tabela 4.9 - Composição granulométrica das misturas asfálticas estudadas.....	99
Tabela 4.10 - Resultados médios dos parâmetros de dosagem Marshall para as misturas asfálticas com CAP 50/70.....	101
Tabela 4.11 - Resultados médios dos parâmetros de dosagem Marshall para as misturas asfálticas com Betuflex 60/85	101
Tabela 4.12 - Resultados dos parâmetros de dosagem Marshall das misturas asfálticas com CAP 50/70 no teor de projeto e tolerâncias de $\pm 0,5\%$	108
Tabela 4.13 - Resultados dos parâmetros de dosagem Marshall das misturas asfálticas com Betuflex 60/85 no teor de projeto e tolerâncias de $\pm 0,5\%$	108
Tabela 4.14 - Resultados dos parâmetros físicos e mecânicos de corpos de prova de misturas asfálticas com CAP 50/70 após a compactação por amassamento, no teor de projeto.....	109
Tabela 4.15 - Resultados dos parâmetros físicos e mecânicos de corpos de prova de misturas asfálticas com Betuflex 60/85 após a compactação por amassamento, no teor de projeto.....	110
Tabela 4.16 - Resultados das resistências à tração por compressão diametral de corpos de prova de misturas asfálticas moldadas com CAP 50/70	113
Tabela 4.17 – Resultados das resistências à tração por compressão diametral de corpos de prova de misturas asfálticas moldadas com Betuflex 60/85	113
Tabela 4.18 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência para as misturas asfálticas com CAP 50/70	116

Tabela 4.19 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência para as misturas asfálticas com Betuflex 60/85.....	116
Tabela 4.20 - Relação MR/RT para as misturas estudadas	118
Tabela 4.21 - Volume de vazios dos corpos de prova de misturas asfálticas confeccionadas para o ensaio de umidade induzida	121
Tabela 4.22 - Resistência a tração por compressão diametral das misturas estudadas com condicionamento e sem condicionamento.....	121
Tabela 4.23 - Resultados do Ensaio Cântabro para as misturas estudadas	122

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABS	Acrilonitrila Butadieno Estireno
AIMS	<i>Aggregate Image Measurement System</i>
ANEPAC	Associação Nacional das Entidades de Produtores de Agregados para Construção
ANP	Agência Nacional do Petróleo
ASTM	<i>American Society of Testing and Materials</i>
C.P	Corpo de Prova
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CAP's	Cimentos Asfálticos de Petróleo
CNT	Confederação Nacional do Transporte
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
C.P's	Corpos de Prova
DMT	Densidade máxima teórica da mistura
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
E	Módulo de elasticidade

EVA	Etileno Acetato de Vinila
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
IBP	Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás
IP	Índice de Penetração
IST	Índice de Suscetibilidade Térmica
LTT	<i>Laboratory Test Track</i>
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
MR	Módulo de Resiliência
N	Número de solicitações
NBR	Norma Brasileira
N _f	Vida de fratura
NS	Vida de serviço
P _{ca}	Teor “ótimo” de ligante
PDI	Processamento Digital de Imagens
RBV	Relação betume vazios
REDUC	Refinaria de Duque de Caxias
REGAP	Refinaria Gabriel Passos
REPLAN	Refinaria do Planalto Paulista
RLAM	Refinaria Landulpho Alves
RRT	Resistência à Tração Retida

RT	Resistência à Tração por Compressão Diametral
RTFOT	<i>Rolling Thin Film Oven Test</i>
SB	Estireno Butadieno
SBS	Estireno Butadieno Estireno
SEBS	Estireno Etileno Butadieno Estireno
SGC	<i>Superpave Gyrotory Compactor</i>
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
SIS	Estireno Isopreno Estireno
STT	Departamento de Engenharia de Transportes
Superpave	Superior Performance Asphalt Pavements
T	Temperatura
TC	Tensão Controlada
UFJF	Universidade Federal de Juiz de Fora
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFV	Universidade Federal de Viçosa
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
VAM	Vazios no Agregado Mineral
VCB	Vazios Cheios com Betume
V _v	Volume de vazios
ZR	Zona de Restrição

RESUMO

TINAJEROS, Reynner Andre Paredes, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, abril de 2016. **Estudo do comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente convencional e modificada com polímero**. Orientador: Taciano Oliveira da Silva. Coorientadores: Heraldo Nunes Pitanga, Geraldo Luciano de Oliveira Marques e Dario Cardoso de Lima.

O objetivo desta pesquisa foi analisar o desempenho mecânico de misturas asfálticas a quente produzidas com cimento asfáltico de petróleo convencional (CAP 50/70) e com cimento asfáltico de petróleo modificado com polímero SBS (Betuflex 60/85), empregando-se os procedimentos do método Marshall (75 golpes para tráfego pesado) e da compactação giratória *Superpave* (75 giros para tráfego médio e 100 giros para tráfego médio a alto). Foi utilizada a mesma faixa granulométrica (Faixa C) para todas as dosagens, de acordo com as especificações de serviço ES 031 (DNIT, 2006c) e ES 385 (DNER, 1999b). Para as dosagens das misturas asfálticas utilizou-se o método Marshall para obtenção do teor de ligante de projeto de cada uma delas, este teor foi de 5,4% para ambas misturas asfálticas estudadas. Com este teor, foram compactados corpos de prova no compactador giratório, notando-se que os resultados dos parâmetros V_v e RBV para ambas misturas estavam fora dos limites estabelecidos pelas especificações de serviço do DNIT, sendo possível dizer que a dosagem Marshall, para esta pesquisa, superdimensionou o teor de ligante de projeto, já que este teor de ligante provocou uma maior densificação nas misturas asfálticas compactadas no compactador giratório o que ocasiona a redução do V_v e aumento da RBV. Possivelmente, realizando-se uma dosagem *Superpave* poderia-se obter teores de projeto de ligante com as mesmas energias utilizadas no compactador giratório e valores menores com relação ao teor de projeto da dosagem Marshall. Após estes resultados realizou-se o ensaio mecânico de ambas misturas asfálticas com o teor de projeto encontrado e energia de compactação Marshall (75 golpes), realizando-se ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT), módulo de resiliência (MR) por compressão diametral e ensaio de vida de fadiga à temperatura de 25°C, além dos ensaios de dano por umidade induzida e Cântabro. Os valores mais elevados para estabilidade Marshall, resistência a tração e módulo de resiliência por compressão diametral foram obtidos para a mistura com CAP 50/70. Segundo a análise da relação MR/RT, observa-se que o menor valor foi obtido para misturas com CAP 50/70, resultado que indicaria que esta mistura asfáltica teria

maior vida de fadiga com relação às misturas com Betuflex 60/85, embora ao realizar o ensaio de vida de fadiga esta asserção não foi confirmada. Os valores mais elevados para a fluência e vida de fadiga foram obtidos para misturas asfálticas com Betuflex 60/85, com relação à vida de fadiga esta tendência só se mostrou válida para diferença de tensões menores que 2,00 MPa o que pode ser um bom indicativo de qualidade, uma vez que as misturas com asfalto modificado com polímero podem ser usadas em revestimento de pavimentos com alta solicitação de tráfego. Os valores de desgaste Cântabro indicaram a boa resistência ao desgaste das misturas asfálticas estudadas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85, já que os valores não ultrapassaram os limites preconizados pelo método de ensaio ME 383 (DNER, 1999c) de $\pm 20\%$ do valor médio. O ensaio de umidade induzida indicou que existe boa adesividade ligante-agregado-aditivo, nas misturas estudadas.

ABSTRACT

TINAJEROS, Reynner Andre Paredes, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, April, 2016. **On the mechanical behavior of conventional and polymer-modified hot mix asphalt.** Advisor: Taciano Oliveira da Silva. Co-Advisors: Heraldo Nunes Pitanga, Geraldo Luciano de Oliveira Marques and Dario Cardoso de Lima.

The objective of this research was to analyze the mechanical performance of hot asphalt mixtures produced with conventional asphalt cement (CAP 50/70) and asphalt cement modified with SBS polymer (Betuflex 60/85), using the procedures of the Marshall method (75 strokes to heavy traffic) and Superpave rotary compaction (75 turns for medium traffic and 100 turns for medium to high traffic). It was used the same particle size range (range C) for all dosages, according to the standard specifications S 031 (DNIT, 2006c) and ES 385 (DNER, 1999b). For the dosages of the asphalt mixtures, the Marshall method was used to obtain the design asphalt cement contents, which was 5.4% for both mixtures studied. With this asphalt cement content, specimens were compacted in the rotary compaction equipment, noting that the resulting parameters VV and RBV for both mixes were off limits established by the DNIT standard specifications, supporting that the application of the Marshall method overdesigned the asphalt cement content since it caused a greater densification in the asphalt mixtures and led to reduction of VV and increase of RBV. Possibly, the use of the Superpave dosage criteria could lead to smaller asphalt cement content than the Marshall method. Then specimens of both asphalt mixtures prepared with the design asphalt cement content and compacted with 75 strokes were tested under tensile strength by diametral compression (ST), resilient modulus (RM) by diametral compression and fatigue life test at the temperature of 25° C, in addition to the resistance to moisture-induced damage and Cantabro loss. The asphalt mix with CAP 50/70 produced the highest values of Marshall stability, tensile strength, and modulus of resilience for diametral compression. According to the analysis of the relationship RM/ST, the lowest value was obtained for the mixtures with CAP 50/70, which would indicate that this asphalt mixture would have greater fatigue life than the mix with Betuflex 60/85, however, it was not confirmed from the fatigue life test data. The highest values of creep and fatigue life for the asphalt mixtures were obtained with Betuflex 60/85, although with respect to fatigue life this trend was only valid for a stress difference lower than 2 MPa, which can indicate good mix quality for high traffic level applications. Cantabro

loss data indicated good wear resistance of both asphalt mixtures tested since no values exceeded the limits recommended by the ME 383 test method of $\pm 20\%$ of the mean value. The moisture induced test indicated that there is good adhesion ligand-aggregate-additive in the mixtures studied.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Os sistemas de transporte são os elementos estruturantes da vida econômica e social dos países. Eles proporcionam os deslocamentos de cargas e de passageiros, realizados pelos mais distintos modos de transporte, sendo a infraestrutura viária muitas vezes o fator limitante ao desenvolvimento do setor de transportes, uma vez que suas características em muito influenciam as condições de eficiência operacional da atividade (MOURÃO, 2003). O sistema viário brasileiro apresenta forte propensão ao uso do modal rodoviário. Esta característica faz com que a infraestrutura das estradas assuma papel fundamental na mobilidade das pessoas no exercício de suas atividades socioeconômicas.

A pesquisa rodoviária da CNT (2014) avaliou qualitativamente 98.475 km das rodovias pavimentadas brasileiras. Foram pesquisados a totalidade das rodovias federais pavimentadas e os trechos estaduais de maior relevância para o transporte de cargas e passageiros no Brasil, verificando-se que 37,9% (37.361 km) das rodovias pavimentadas brasileiras foram classificadas em estado ótimo ou bom, e 62,1% (61.114 km) foram qualificadas como regular, ruim ou péssimo, em decorrência de algum comprometimento nas suas características, como a resistência estrutural e a durabilidade. Além da reduzida extensão da malha rodoviária, outros problemas como a insuficiente manutenção, sobrecargas dos veículos rodoviários e a adoção de materiais e/ou espessuras inadequadas ou insuficientes são observados em relação à qualidade das vias pavimentadas existentes (CNT, 2014).

Em relação aos defeitos de superfície dos pavimentos asfálticos, a pesquisa da CNT (2014) apresenta o desgaste, as trincas por fadiga e a deformação permanente em trilha de roda como os principais problemas das rodovias pavimentadas brasileiras, comprometendo o conforto ao rolamento e a segurança ao usuário.

O fenômeno de fadiga tem sido descrito como um processo de deterioração estrutural que sofre um material quando submetido a um estado de tensões e de deformações repetidas inferiores à resistência do material, resultando em trincas ou fratura completa, após um número suficiente de repetições do carregamento, ou seja, é a perda de resistência que o material sofre, quando solicitado repetidamente por uma carga (PINTO e PREUSSLER, 2002).

As deformações permanentes podem estar associadas à deformação plástica do subleito ou do próprio revestimento asfáltico. No caso do revestimento, a origem está associada à variação de volume de vazios causado pela ação do tráfego e ao comportamento plástico da mistura asfáltica frente a um determinado nível de solicitações (SILVA, 2012).

Segundo Beligni *et al.* (2000), as principais causas do desenvolvimento de deformações permanentes em revestimentos asfálticos são:

- Consolidação do revestimento asfáltico pelo tráfego;
- Comportamento visco-plástico das misturas asfálticas a altas temperaturas;
- Baixa resistência mecânica do revestimento asfáltico, quando da liberação ao tráfego logo após a execução.

Por outro lado, as principais causas do processo de fadiga estão associadas ao ligante asfáltico (BELIGNI *et al.*, 2000), sendo elas:

- Envelhecimento do ligante asfáltico, devido às variações climáticas e solicitações do tráfego;
- Oxidação do ligante asfáltico devido a falhas durante as etapas de transporte, estocagem e usinagem.

Segundo Gouveia (2002), o aumento da deformação permanente e de trincas por fadiga nos pavimentos rodoviários brasileiros deve-se, entre outros fatores, ao clima, ao aumento do volume de tráfego e da evolução tecnológica da modalidade rodoviária, que possibilita que caminhões trafeguem com maiores cargas por eixo e pressões de enchimento dos pneus.

Em vista desta situação, é esperado que os pavimentos sejam projetados para apresentar boas características funcionais e estruturais, dentre as quais se destacam: regularidade superficial, resistência à derrapagem, resistência à deformação permanente e resistência à fadiga. São ainda apontadas outras propriedades funcionais (segurança, conforto e ambiente) que, além de serem muito importantes, são cada vez mais exigidas pelos usuários dos diversos tipos de rodovias. Destacam-se a boa capacidade de drenagem superficial da água, a redução de ruído e a visibilidade das sinalizações rodoviárias.

As camadas do pavimento, subjacentes ao revestimento, em geral, são granulares e a resistência ao cisalhamento dessas camadas deve-se basicamente ao atrito entre as partículas de seus materiais constituintes. Portanto, um revestimento mal projetado acarretará defeitos prematuros e com isso, as camadas subjacentes ao revestimento ficarão desprotegidas e se deteriorarão rapidamente com ações do tráfego e do clima, afetando, consideravelmente, a vida útil do revestimento (MONTANARI, 2007).

Segundo Santos (2002), é necessário analisar criteriosamente os materiais a serem empregados nos revestimentos asfálticos e os parâmetros de projeto. Esses estudos são importantes para se obter uma mistura de boa qualidade. A caracterização tecnológica dos agregados e do ligante asfáltico, bem como o conhecimento do comportamento mecânico da mistura são cuidados indispensáveis.

Por esse motivo, a aplicação de novas soluções, técnicas executivas, e a análise dos materiais a serem empregados, são as alternativas para atender as características funcionais e estruturais dos pavimentos projetados, assim, dar aos órgãos gestores, maior eficiência sobre os investimentos no setor rodoviário.

1.2 Importância e Justificativa do Trabalho

Segundo o Relatório de Competitividade Global do Fórum Econômico Mundial de 2014, a qualidade das rodovias brasileiras encontra-se na 120ª posição, de 148 países analisados, atrás de países como o Suriname (70ª), Uruguai (90ª), Bolívia (95ª), todos situados na América do Sul. A avaliação da infraestrutura das rodovias utilizou notas que variaram de 1 (extremamente subdesenvolvida -

entre as piores do mundo) a 7 (extensa e eficiente - entre as melhores do mundo). No índice de competitividade em questão, o Brasil recebeu a nota 2,8 (SCHWAB, 2014).

Observando os resultados supramencionados, é necessário que se aumente o interesse pelo desenvolvimento de materiais mais resistentes para os pavimentos rodoviários que se inserem no contexto da melhoria das condições das vias a partir da diminuição dos defeitos estruturais. Podem ocorrer grandes deformações permanentes (afundamentos de trilhas de roda e ondulações) decorrentes das solicitações de cargas elevadas associadas a elevadas temperaturas, bem como alto grau de trincamento decorrente da fadiga dos revestimentos quando não se utilizam materiais ou projeto estrutural de pavimentos adequados.

Com o objetivo de se obter uma mistura asfáltica mais resistente e durável, que possa evitar a ocorrência de defeitos de trincas por fadiga, bem como as deformações permanentes no período de vida útil do pavimento, vários países estão usando os asfaltos modificados por polímero.

Os asfaltos modificados por polímeros são ligantes obtidos pela incorporação de polímeros ao asfalto por meio de mistura mecânica ou por reação química e suas características físicas dependem do tipo de polímero, do tipo de asfalto, do teor de polímero usado e do processo de fabricação.

Segundo Amaral (2000), as intempéries alteram de modo significativo o revestimento asfáltico porque o cimento asfáltico de petróleo é sensível a variações térmicas. As baixas temperaturas facilitam o surgimento de trincas, enquanto que em climas quentes, como no caso do Brasil, onde a temperatura se mantém elevada em boa parte do ano, os pavimentos asfálticos estão sujeitos a maiores deformações permanentes devido ao amolecimento do CAP, o que contribui também para o envelhecimento precoce dos pavimentos flexíveis.

Segundo Ramos *et al.* (1996), os polímeros ajudam a manter as características elásticas do cimento asfáltico de petróleo até acima dos limites superiores de temperatura que o pavimento venha a atingir.

Dentre os produtos modificadores de asfaltos, optou-se, nessa pesquisa, por dar ênfase ao estudo do estireno butadieno estireno, conhecido pela sigla SBS, devido ao fato de que este produto é um dos mais usados no Brasil.

Um estudo comparativo do comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente usando asfaltos modificados com polímero e asfaltos tradicionais, em laboratório, poderá apresentar importantes dados para respaldar o emprego de revestimentos asfálticos mais apropriados para a pavimentação de rodovias brasileiras.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Principal

O objetivo principal do presente trabalho é analisar o desempenho mecânico de corpos de prova de misturas asfálticas a quente produzidos com o cimento asfáltico de petróleo e com cimento asfáltico de petróleo modificado com polímero estireno butadieno estireno (SBS), empregando-se o método de dosagem Marshall e compactação giratória, mediante os ensaios de estabilidade e fluência Marshall, resistência a tração por compressão diametral, módulo de resiliência por compressão diametral, ensaio de vida de fadiga, ensaio de umidade induzida e ensaio Cântabro.

1.3.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos do trabalho, relacionados ao objetivo principal, citam-se:

- Realizar uma dosagem Marshall para a determinação do teor de projeto para cada mistura asfáltica analisada. Posteriormente, estudar novos teores, com variação de $\pm 0.5\%$ em relação ao teor de projeto determinado, na tentativa de se obter um teor mais eficiente para ser indicado para cada tipo de mistura asfáltica analisada.
- Proceder uma compactação giratória no teor de projeto obtido da metodologia Marshall em cada uma das misturas asfálticas estudadas, com a finalidade de comparar os resultados dos parâmetros obtidos na dosagem Marshall com os obtidos na compactação giratória.

1.4 Organização da Dissertação

Para que os estudos realizados possam ser entendidos de maneira objetiva, esta dissertação está dividida em cinco capítulos, que, a seguir, são descritos sucintamente.

O presente capítulo, é dedicado a uma introdução sobre o problema a ser abordado, fazendo-se um enquadramento temático e justificando-se a necessidade do estudo das misturas asfálticas com asfalto convencional e com asfalto modificado por polímero SBS.

O capítulo 2 contém a revisão bibliográfica que apresenta assuntos pertinentes ao entendimento e desenvolvimento do trabalho. Abordam-se várias considerações sobre as misturas asfálticas e seus materiais constituintes. Discorre-se, também, sobre o comportamento mecânico e os métodos de ensaios de laboratório empregados na tecnologia de misturas asfálticas.

No capítulo 3 são apresentados os materiais empregados nesta pesquisa, além de um resumo dos procedimentos metodológicos adotados, com ênfase às respectivas normas de ensaios aplicáveis aos materiais individuais e às misturas asfálticas resultantes de sua combinação.

O capítulo 4 apresenta a análise e discussão dos resultados dos ensaios de caracterização tecnológica dos materiais utilizados e dos ensaios mecânicos de laboratório.

No capítulo 5 são apresentadas as conclusões deste estudo, bem como recomendações para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

O pavimento rodoviário é uma estrutura não perene, composta por camadas sobrepostas de diferentes materiais compactados a partir do subleito do corpo estradal, adequada para atender estrutural e operacionalmente ao tráfego, de maneira durável e ao mínimo custo possível (BALBO, 2007).

Segundo Bernucci *et al.* (2008), os pavimentos estão destinados técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, conforto economia e segurança.

Podem-se classificar os pavimentos rodoviários em dois tipos: rígidos e flexíveis. Os pavimentos flexíveis ou pavimentos asfálticos são aqueles em que o revestimento é composto por uma mistura constituída de agregados e ligantes asfálticos. Esta camada é destinada a resistir diretamente às ações das intempéries, transmitir as ações do tráfego às camadas inferiores, melhorar as condições de conforto e segurança, além de impermeabilizar o pavimento.

A camada de revestimento do pavimento é uma combinação de agregado e material asfáltico em proporções adequadas definidas em laboratório. Os agregados participam com mais de 90% em peso da mistura, sendo o restante correspondente à contribuição do ligante asfáltico. Observa-se que a camada do revestimento, por ser constituída de uma mistura de agregado mais o material asfáltico oferece resistência tanto à tração quanto à compressão. A função de resistir aos esforços de tração atribui-se à presença do ligante asfáltico que atua aglutinando os agregados e conferindo à mistura asfáltica um ganho de resistência associado, principalmente, à parcela coesiva. As camadas subjacentes ao revestimento são constituídas em geral de materiais granulares e não oferecem resistência à tração, sendo, portanto, mobilizada apenas a resistência às tensões de compressão (MONTANARI, 2007).

No revestimento asfáltico ou mistura betuminosa, o agregado suporta e transmite às camadas inferiores do pavimento as cargas aplicadas pelos veículos, bem como resiste ao desgaste imposto pelas solicitações do tráfego. O asfalto é o elemento aglutinante que proporciona uma ligação íntima entre eles (LIMA e BUENO,1981).

Balbo (2007) comenta que as misturas asfálticas devem, dentre outras funções, receber as cargas, estáticas ou dinâmicas, sem sofrer grandes deformações elásticas ou plásticas, sem permitir a desagregação de componentes ou, ainda, sem permitir a perda de compactação. Necessita, portanto, ser composto de materiais bem aglutinados ou dispostos de maneira a evitar sua movimentação horizontal.

No presente capítulo, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre o assunto a ser desenvolvido nessa pesquisa, com abordagens sobre misturas asfálticas, e seus materiais constituintes, comportamentos mecânicos e ensaios de laboratório empregados.

2.2 Asfalto

Segundo Fontana (2009), o asfalto é um dos produtos mais antigos e versáteis da natureza, com aproveitamento dos mais diversos, e remonta a um passado distante, sendo, ao longo dos tempos, utilizado sob variadas formas. O Manual de Asfalto IA (2001) lista mais de cem das principais aplicações desse material, desde a agricultura até a indústria, sendo utilizado principalmente em pavimentação.

No Brasil, as primeiras pavimentações asfálticas ocorreram nas ruas do Rio de Janeiro, em 1908, com o asfalto importado de Trinidad, acondicionado em tambores de cerca de 200 litros, sendo que, no ano de 1944, iniciou-se a utilização dos asfaltos obtidos do refino de petróleo importado da Venezuela (FONTANA, 2009). Bernucci *et al.* (2008) citam que cerca de 95% das estradas pavimentadas no Brasil são revestidas com asfalto.

2.2.1 Materiais betuminosos

Segundo Balbo (2007), a mais importante matéria-prima para a obtenção dos asfaltos é o petróleo. Este asfalto provém da destilação do petróleo e tem a propriedade de ser um adesivo termoviscoplastico, impermeável à água e pouco reativo (BERNUCCI *et al.*, 2008).

O termo material betuminoso é geralmente usado para denotar substâncias nas quais o betume está presente. Segundo Senço (1997), betumes são combinações de hidrocarbonetos produzidos naturalmente ou por combustão, ou por ambos processos associados, encontrados, frequentemente, acompanhados por derivados não metálicos e sempre completamente solúveis no bissulfeto de carbono (CS₂).

2.2.1.1 Tipos de materiais betuminosos

Goetz e Wood (1960), *apud* (BALBO, 2007), classificam os materiais betuminosos em alcatrões (obtidos pela destilação destrutiva do carvão) e em asfaltos (destilação do petróleo). O Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP, 1994) também classifica os materiais betuminosos como foi mencionado anteriormente.

Os alcatrões são obtidos de processos de destilação do carvão, petróleo, madeira ou outros materiais orgânicos. Deixaram de ser utilizados no Brasil por volta de 1960, desde que se determinou o seu poder cancerígeno, além de sua pouca homogeneidade e baixa qualidade em termos de ligante para pavimentação.

Segundo o Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP, 1994), os asfaltos são materiais aglutinantes, de cor escura, constituídos por misturas complexas de hidrocarbonetos não voláteis de elevada massa molecular. Originam-se do petróleo, no qual estão dissolvidos e a partir do qual podem ser obtidos, seja pela evaporação natural de depósitos localizados na superfície terrestre (asfaltos naturais), seja por destilação em unidades industriais, especialmente projetadas, passando por uma torre de fracionamento, em que o asfalto é separado das frações mais leves.

No que diz respeito à terminologia, o termo “betume” é preferencialmente utilizado pelos europeus para a designação do ligante obtido do petróleo enquanto o “asfalto” é comumente empregado pelos brasileiros e americanos (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Para se estabelecer uma diferenciação entre esses termos, define-se:

- Betume é a mistura de hidrocarbonetos pesados obtidos em estado natural ou por diferentes processos físico ou químico. Tem poder aglutinante e impermeabilizante, sendo completamente solúvel no bissulfeto de carbono (CS₂).
- Asfalto é um material aglutinante de consistência variável, cor pardo-escuro ou negra, cujo principal componente é o betume. Pode ocorrer na natureza em jazidas ou ser obtido pelo refino do petróleo.

2.2.2 Asfalto de petróleo

A obtenção do asfalto, pelo processo de refino, depende essencialmente do tipo de petróleo, uma vez que a quantidade de asfalto contida no petróleo é variável. Petróleos venezuelanos, como o Boscan e o Bachaquero, são reconhecidos mundialmente como os de melhor qualidade para a produção de asfalto para pavimentação (PINTO, 1991; LEITE, 1999; SHELL, 2003), *apud* (BERNUCCI *et al.*, 2008). Para efeito comparativo, o petróleo cru procedente do campo de Boscan (Venezuela) apresenta um percentual de massa de asfalto em relação ao bruto de 79%, o petróleo Bachaquero apresenta um porcentual de 49%, ao passo que o petróleo Safaniya apresenta um percentual de 36% [(LOMBARDI, 1983), *apud* (BALBO, 2007)].

Segundo o Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP, 1994), a quantidade de asfalto contida num petróleo é variável e depende de várias características, principalmente da densidade, podendo variar de 10% a 70%. Os processos de refinação do petróleo para obtenção de asfaltos dependem do tipo de petróleo e do rendimento em asfalto que ele apresenta.

Ainda segundo o referido instituto, desses processos, o mais usado é o da destilação em duas etapas, pois produz o asfalto normalmente sem necessidade

de instalações especiais e permite o uso de um maior número de tipos de petróleo e consiste, basicamente, de uma separação física dos vários constituintes do petróleo, pela diferença entre seus pontos de ebulição e de condensação, como é mostrado no esquema da Figura 2.1.

O produto obtido no fundo da torre de vácuo, após a remoção dos demais destilados de petróleo, é denominado resíduo asfáltico, e se for enquadrado nas Especificações Brasileiras passa a ter o nome de cimento asfáltico de petróleo – CAP (IBP, 1994). A Associação Brasileira de Normas Técnicas, na norma NBR 7208 (ABNT, 1990) define o CAP como um asfalto sólido ou semi-sólido de consistência adequada à pavimentação.

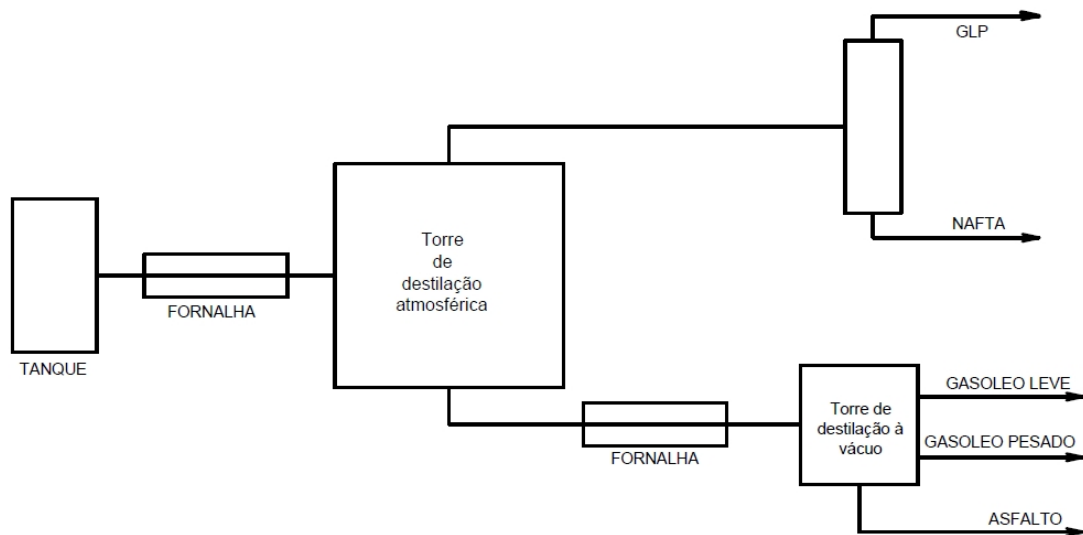


Figura 2.1 - Torre de fracionamento do petróleo
Fonte: Adaptado do Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP, 1994)

Segundo o Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP, 1994), os asfaltos, de acordo com a sua aplicação, classificam-se em dois grupos, como se mostra a seguir:

a) Asfaltos para pavimentação:

- Cimentos Asfálticos;
- Asfaltos Diluídos;
- Emulsões Asfálticas;
- Asfaltos Modificados.

b) Asfaltos Industriais:

- Asfaltos Oxidados.

2.2.3 Composição química do asfalto

Os petróleos ou óleos crus diferem em suas propriedades físicas e químicas, variando de líquidos negros viscosos, até líquidos coloridos bastante fluidos, com composição química predominantemente parafínica, naftênica ou aromática.

Os CAP's são constituídos de 90 a 95% de hidrocarbonetos e de 5 a 10% de heteroátomos (oxigênio, enxofre, nitrogênio e metais – vanádio, níquel, ferro, magnésio e cálcio) unidos por ligações covalentes. Os cimentos asfálticos de petróleos brasileiros têm baixo teor de enxofre e de metais e alto teor de nitrogênio, enquanto os procedentes de petróleos árabes e venezuelanos têm alto teor de enxofre (LEITE, 1999), *apud* (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A composição química é bastante complexa sendo que o número de átomos de carbono por molécula varia de 20 a 120. A composição química do CAP tem influência no desempenho físico e mecânico das misturas asfálticas, mas sua maior influência será nos processos de incorporação de agentes modificadores tais como os polímeros (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Existem aproximadamente 1.500 tipos de petróleo explorados no mundo, porém, somente uma pequena porção deles é considerada apropriada para produzir asfalto. Como os óleos crus têm composições distintas dependendo de sua origem, os asfaltos resultantes de cada tipo também terão composições químicas distintas (FONTANA, 2009).

A Tabela 2.1 mostra exemplos de composições químicas de alguns ligantes asfálticos (LEITE, 2003), *apud* (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Tabela 2.1 - Composições químicas de asfaltos tipo cru

ORIGEM	Mexicano	Boscan (Venezuela)	Califórnia (EUA)	Cabiúnas (Brasil)	Cabiúnas (Brasil)	Árabe Leve (Oriente Médio)
REFINARIA	-	RLAM (BA)	-	REGAP (MG)	REPLAN (SP)	REDUC (RJ)
Carbono %	83,8	82,9	86,8	86,5	85,4	83,9
Hidrogênio %	9,9	10,4	10,9	11,5	10,9	9,8
Nitrogênio %	0,3	0,8	1,1	0,9	0,9	0,5
Enxofre %	5,2	5,4	1,0	0,9	2,1	4,4
Oxigênio %	0,8	0,3	0,2	0,2	0,7	1,4
Vanádio ppm	180	1380	4	38	210	78
Níquel ppm	22	109	6	32	66	24

Fonte: Bernucci *et al.* (2008)

Segundo Fontana (2009), atualmente, no Brasil, existem petróleos com qualidade semelhante ao Bachaquero que são utilizados para a produção de asfalto. No Brasil, e em outros países, são raras as plantas de produção de asfalto a partir de um único petróleo, sendo mais comuns unidades de refino que produzem asfalto a partir da mistura de diversos petróleos. O Brasil conta com refinarias localizadas nos estados de Amazonas, Ceará, Bahia, Mina Gerais, Rio de Janeiro, São Paulo, Paraná.

2.2.4 Reologia do asfalto

Segundo Lu *et al.* (1999), a reologia é a ciência que estuda a deformação e fluxo dos materiais, seja nas formas líquida, liquefeita ou sólida em termos da elasticidade e da viscosidade do material. O asfalto é um material visco-elástico e pode exibir tanto um comportamento elástico como viscoso, ou uma combinação destes dois comportamentos, dependendo da temperatura e do tempo no qual o asfalto é observado.

Em temperaturas suficientemente baixas e/ou em altas taxas de carregamento (frequência), o asfalto reage essencialmente como um sólido elástico. Quando a temperatura aumenta e/ou quando a taxa de carregamento reduz, a viscosidade do asfalto se torna mais evidente. Em temperaturas suficientemente altas e/ou em longo tempo de aplicação de cargas, o asfalto é essencialmente um líquido Newtoniano e pode ser descrito por um valor de viscosidade independente da

taxa de aplicação de carga (LU *et al.*, 1999).

As propriedades reológicas dos asfaltos podem influenciar significativamente no desempenho das misturas asfálticas durante a mistura, a compactação e em serviço. Por estas razões, vários tipos de testes reológicos são incluídos nas especificações dos asfaltos. As propriedades reológicas dos asfaltos são determinadas pelas interações moleculares (forças moleculares), que por sua vez dependem da composição química (LU *et al.*, 1999).

Em princípio, as propriedades reológicas desejadas para o asfalto podem ser conseguidas mudando a composição química do asfalto pelo uso de um aditivo ou uma modificação através de reação química. A adição de polímeros é um jeito versátil de modificar a reologia dos asfaltos. Muitos tipos de polímeros são aproveitáveis, entretanto, não há um polímero universal e uma seleção deve ser feita de acordo com as necessidades (LU *et al.*, 1999).

2.2.5 Asfaltos Convencionais

Os cimentos asfálticos de petróleo são obtidos pelo processo de refinamento do petróleo cru, para utilização em serviços de pavimentação, além de outras aplicações. Como material ligante ou aglutinante, possui, de um modo geral, boa aderência aos agregados (exceção feita a minerais argilosos, muscovita e alguns quartzos), além de apresentar propriedades impermeabilizantes (FONTANA, 2009).

Dentre outras propriedades, que o qualificam como um ótimo material para pavimentação, podem ser citadas: grande flexibilidade, relativa durabilidade, insolubilidade em água e grande resistência à maior parte dos ácidos, sais e álcalis.

Segundo Balbo (2007), é um material que, além de suscetibilidade às variações de temperatura, sofre transformações químicas quando exposto à radiação solar, às águas ácidas ou sulfatadas, às ações de óleos, graxas, lubrificantes e aos combustíveis dos veículos que trafegam pelas vias pavimentadas. Tais ações provocam um processo de oxidação do ligante asfáltico.

Simplificadamente, o CAP é composto por hidrocarbonetos alifáticos e aromáticos, além de enxofre e pequenas quantidades de nitrogênio e oxigênio, tendo grande importância no desempenho do material às frações de asfaltenos (moléculas que não se dissolvem na presença de heptano ou éter) e de maltenos. Os asfaltenos constituem a parte sólida que lhe concede a rigidez, além da coloração típica. Os maltenos constituem a parte oleosa e chamada de veículo, conferindo as propriedades plásticas e de viscosidade do produto (BALBO, 2007).

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) aprovou e regulamentou a utilização dos asfaltos ditos convencionais, na especificação de materiais EM 095 (DNIT, 2006a). A Tabela 2.2, apresenta a especificação vigente, cuja classificação é por penetração.

Tabela 2.2 - Especificações para Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) - Classificação por Penetração

CARACTERÍSTICAS	UNID.	LIMITES				MÉTODOS		
		CAP 30/45	CAP 50/70	CAP 85/100	CAP 150/200	ABNT	ASTM	DNER
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1 mm	30 - 45	50 - 70	85 - 100	150 - 200	NBR 6576	D 5	ME 003/1999
Ponto de Amolecimento, min	°C	52	46	43	37	NBR 6560	D 36	
Viscosidade Saybolt Furol	s					NBR 14950	E 102	ME004/1994
a 135°C		192	141	110	80			
a 150°C		90	50	43	36			
a 177°C		40-150	30-150	15-60	15-60			
Viscosidade Brookfield	cP					NBR 15184	D 4402	
a 135°C, SP 21, 20rpm, min.		374	274	214	155			
a 150°C, SP 21, min.		203	112	97	81			
a 177°C, SP 21		76 - 285	57 - 285	28 - 114	28 - 114			
Índice de susceptibilidade térmica		(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)			
Ponto de Fulgor, min.	°C	235	235	235	235	NBR11341	D 92	ME 148/1994
Solubilidade em tricloroetileno, min.	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5	NBR14855	D 2042	ME 153/1994
Ductilidade a 25°C, min.	cm	60	60	100	100	NBR 6293	D 113	ME 163/1998
Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163°C, 85 min.						NBR15235		
Variação em massa, máx.	% massa	0,5	0,5	0,5	0,5		D 2872	
Ductilidade a 25°C, min	cm	10	20	50	50	NBR 6293	D 113	ME 163/1998
Aumento do ponto de amolecimento, máx.	°C	8	8	8	8	NBR 6560	D 36	
Penetração retida, min.	%	60	55	55	50	NBR 6576	D 5	ME 003/1999

Fonte: EM 095 (DNIT, 2006a)

2.2.6 Modificadores de asfalto

Segundo Fontana (2009), os asfaltos convencionais têm bom comportamento na maioria das aplicações rodoviárias, satisfazendo os requisitos para o desempenho adequado das misturas asfálticas sob o tráfego e sob as condições climáticas. Mas considerando-se que ano após ano aumentam os pesos por eixo dos veículos comerciais e devido as grandes variações de temperatura durante o ano, tem sido cada vez mais necessário o uso de asfaltos modificados. Por

exemplo, uma mistura asfáltica necessita ser flexível o suficiente em temperaturas de serviço baixas para prevenir as trincas térmicas no pavimento e ser também rígida o bastante em temperaturas de serviço altas para resistir à deformação permanente (AMARAL, 2000).

Segundo Balbo (2007), os asfaltos modificados passariam a tornar-se materiais mais rígidos ao receber esforços (sofrendo menos deformações) e mais moles ao aliviar os mesmos esforços (apresentando maior recuperação elástica).

Brûle (1996), *apud* (BALBO, 2007), apresenta os principais objetivos porque começaram a ser aplicados os modificadores de asfaltos:

- Elevar a coesão do material (CAP);
- Reduzir a suscetibilidade térmica do CAP;
- Baixar a viscosidade à temperatura de aplicação;
- Resultar em CAP com baixa fluência;
- O CAP apresentar elevada resistência à deformação plástica, à fissuração e à fadiga;
- Garantir uma boa adesividade;
- O CAP ter melhor resistência ao envelhecimento.

Na tentativa de aperfeiçoar as propriedades dos asfaltos, alguns tipos de modificadores têm sido investigados. Dentre eles, estão incluídos os aditivos, os polímeros e os reagentes químicos (AMARAL, 2000).

2.2.6.1 Asfaltos modificados por polímero

Segundo Balbo (2007), a alternativa mais estudada e empregada para modificar os asfaltos foi à incorporação de polímeros ao CAP. Segundo DNER (1998a), os polímeros são substâncias compostas orgânicas de pesos moleculares múltiplos variando de 10³ a 10⁶, com unidades químicas repetidas em cadeias, os quais são obtidos diretamente da natureza, a partir de madeiras, óleos lubrificantes e cortiças, por exemplo, ou elaborados artificialmente pela união de compostos de moléculas pequenas (monômeros).

Segundo Amaral (2000), a variedade de polímeros produzidos pelo homem é muito grande, podendo-se, inclusive, produzir diferentes produtos a partir do mesmo monômero, bastando para isso conduzir a reação em diferentes graus de polimerização.

De acordo com o mesmo autor, os polímeros são classificados de inúmeras maneiras, de acordo com a finalidade classificatória. As principais classificações são:

- a) Quanto à ocorrência: naturais e sintéticos;
- b) Quanto à preparação: adição e copolímeros;
- c) Quanto à cadeia: homogêneos e heterogêneos;
- d) Quanto à estrutura: lineares e tridimensionais;
- e) Industrial: elastômeros, plásticos e fibras.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), os asfaltos modificados por polímeros podem reduzir a frequência das manutenções e aumentar a vida de serviço de pavimentos locais de difícil acesso ou de custo muito elevado de interrupção do tráfego para reparos.

A utilização de asfaltos modificados por polímeros propicia uma melhoria da resistência à formação de trilhas de roda e ao trincamento por fadiga, aumento da resistência ao envelhecimento, diminuição da suscetibilidade térmica, melhores características coesiva e adesiva, elevação do ponto de amolecimento, dentre outros benefícios (FONTANA, 2009).

Quanto ao seu comportamento, frente às variações térmicas, os polímeros são classificados em categorias como sugerido por (MANO, 1985; LEITE, 1999), *apud* (BERNUCCI *et al.*, 2008):

- Termorrígidos: são aqueles que não se fundem, degradam numa temperatura limite e endurecem irreversivelmente quando aquecidos a uma temperatura que depende de sua estrutura química. Apresentam cadeias moleculares que formam rede tridimensional que resiste a qualquer mobilidade térmica. Por exemplo: resina epóxi, poliéster,

poliuretano.

- Termoplásticos: são aqueles que se fundem e se tornam maleáveis reversivelmente quando aquecidos. Normalmente consistem de cadeias lineares, mas podem ser também ramificadas. São incorporados aos asfaltos a alta temperatura. Por exemplo: polietileno, polipropileno, PVC;
- Elastômeros: são aqueles que, desde que vulcanizados, apresentam propriedades elásticas. Quando aquecidos, decompõem-se antes de amolecer. Não vulcanizados, apresentam comportamento plástico. Por exemplo: SBR (estireno butadieno);
- Elastômeros termoplásticos: são aqueles que, a baixa temperatura, apresentam comportamento elástico, mas quando aumenta a temperatura passam a apresentar comportamento termoplástico. Por exemplo: SBS (estireno butadieno estireno) e EVA (Etileno acetato de vinila).

Segundo Freitas (1996), os polímeros modificam uma ou mais das seguintes propriedades:

- a) Suscetibilidade térmica, que caracteriza a variação da consistência, em função da temperatura. A incorporação de polímero tem geralmente, por finalidade a redução dessa suscetibilidade, ampliando a faixa que separa a fragilidade a frio do amolecimento a quente.
- b) Coesão, que é definida como a energia necessária para romper uma película de ligante. Varia em função da temperatura, passando por um máximo. A finalidade da modificação com polímero é o aumento da coesão e/ou “faixa de coesão”, conseguindo, assim, uma consistência satisfatória em toda a faixa de temperatura de serviços.
- c) Elasticidade, que é caracterizada como a deformação causada sob efeito do tráfego e das variações de temperatura. A elasticidade é a aptidão para suportar essa deformação de modo reversível sem rompimento. A finalidade da incorporação de polímero é de acentuar a elasticidade e mantê-la na faixa mais ampla das temperaturas de utilização.

- d) Resistência à fadiga, que é a propriedade que os materiais têm de resistir quando solicitados de forma repetida, entretanto, tendem a consumir progressivamente seu “capital” de resistência. A incorporação de polímero visa aumentar esse “capital”, sobretudo a baixas temperaturas.

Os polímeros termoplásticos parecem ser, atualmente, o material polimérico mais empregado para a modificação do CAP. Bernucci *et al.* (2008) apresentam os polímeros normalmente usados: estireno-butadieno (SB), estireno-butadieno-estireno (SBS), estireno-isopreno-estireno (SIS), estireno-etileno-butadieno-estireno (SEBS), acrilonitrila-butadieno-estireno (ABS) e etileno-acetato de vinila (EVA).

2.2.6.1.1 Estireno-Butadieno-Estireno - SBS

Segundo Balbo (2007), o SBS faz com que um CAP, em temperaturas muito baixas resulte menos rígido, aumentando, assim, sua ductilidade, evitando sua ruptura frágil, já em climas quentes, quando ocorrem aumentos de temperatura nas misturas asfálticas, ultrapassando o ponto de amolecimento de um CAP, o SBS mantém-se sólido, conseguindo, assim, reter o aumento de fluxo viscoso no CAP.

Ainda segundo o mesmo autor, a alteração do CAP, resultante da introdução do SBS em sua estrutura, é causada pelo fato de o SBS atuar como um conjunto de molas elásticas, de tal forma que a característica predominante do asfalto modificado passa a ser a de um material com matriz polimérica, tornando-se o próprio CAP algo complementar na estrutura do material modificado.

Os copolímeros em bloco de estireno-butadieno-SBS são macromoléculas que combinam as propriedades termoplásticas e elastoméricas, sem necessidade de vulcanização. Sua utilização em larga escala nas últimas duas décadas, tem sido norteadas de excelentes resultados, pois este sistema polimérico apresenta recuperação elástica e resistência mecânica à tração, propriedades essenciais para que o revestimento asfáltico permaneça resistente e flexível em toda a gama de tensões e temperaturas a que está sujeito (IBP, 1996).

Segundo Ceratti *et al.* (1996), o polímero SBS é constituído de blocos de poliestireno e polibutadieno ligados quimicamente, apresentando forte interação com a base betuminosa por ser compatível tanto com os componentes aromáticos, quanto com os não aromáticos.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), o mecanismo de modificação do asfalto por SBS passa pelo inchamento e posterior formação de duas fases na escala micro: asfaltenos em maltenos e SBS em maltenos. Ainda os mesmos autores comentam que a inversão da matriz asfáltica em polimérica, desejável para as propriedades requeridas na pavimentação, ocorre em teores de 4% a 6% de SBS, que coincidem com a faixa usual de utilização e com a variação drástica de propriedades, por exemplo, o ponto de amolecimento.

Segundo o DNER (1998a), os domínios poliestirênicos se fundem acima dos 90°C e o domínio polibutadiênico só se torna rígido (vítreo) próximo à - 90°C, razão pela qual o SBS é usado como modificador de CAP tanto nos locais onde as temperaturas são muito altas, quanto nos locais onde as temperaturas são muito baixas.

O DNER (1998), *apud* (BALBO, 2007), realizou uma pesquisa ampla para a caracterização de cimentos asfálticos modificados com polímeros, sendo que o polímero tipo SBS foi o mais investigado no trabalho. Na Tabela 2.3, são apresentadas as características de um CAP-20 original e outros modificados com diferentes proporções introduzidas de SBS.

Tabela 2.3 - Efeitos da adição de SBS nas propriedades físicas de um CAP

CARACTERISTICAS	CAP-20	CAP-20 + 4% SBS	CAP-20 + 6% SBS
Recuperação elástica (%)	11	80	90
Penetração a 25°C (0,1 mm)	59	74	75
Ponto de fulgor (°C)	358	320	310
Viscosidade Saybolt Furol a 165°C (s)	47	100	168
Viscosidade absoluta a 60°C (Poise)	2211	5784	54563
Ponto de amolecimento (°C)	51	60	73

Fonte: DNER (1998a)

Observa-se uma série de alterações nas propriedades dos CAP's modificados em relação ao CAP original, evidenciando melhorias no comportamento das misturas elaboradas com CAP modificado com SBS.

O ligante ideal deveria possuir propriedades constantes, ou seja, suscetibilidade térmica pequena em todas as variações climáticas a que estaria sujeito. Quando em temperaturas elevadas, deveria tornar-se um fluido viscoso para que fossem possíveis a usinagem e a compactação das misturas asfálticas. Na realidade, os asfaltos não reagem de uma maneira ideal, mas exibem uma contínua mudança de sua viscosidade em todas as temperaturas a que ficam sujeitos. Com a adição do polímero SBS, o ligante modificado pode apresentar-se, para certos intervalos de temperaturas, com as características de um ligante ideal (LU e ISACSSON, 1997), *apud* (AMARAL, 2000).

Existem numerosos polímeros atualmente disponíveis no mercado brasileiro, inclusive muitos deles com nomes comerciais, tais como Kraton, Europrene, Coperflex, Cariflex, Betuflex, etc., todos à base de polímero SBS (BERNUCCI, *et al.*, 2008)

O extinto DNER aprovou e regulamentou a utilização dos asfaltos modificados por polímeros SBS, na especificação EM 396 (DNER, 1999a), vigente atualmente, conforme apresentado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Especificações para Cimento Asfáltico Modificado por Polímero

CARACTERÍSTICAS	EXIGÊNCIA	
	Mínima	Máxima
Penetração, 100g, 5s, 25°C, 0,1mm	45	-
Ponto de Fulgor, °C	235	-
Ductilidade, 25°C, 5cm/min, cm	100	-
Densidade Relativa, 25°C/25°C	1	1,05
Ponto de Amolecimento, °C	60	85
Ponto de Ruptura Fraass, °C	-	-13
Recuperação Elástica, 20cm, 25°C, %	85	-
Viscosidade Cinemática, 135°C, Cst	850	-
Viscosidade Cinemática, 155°C, Cst	350	-
Estabilidade ao Armazenamento: 500ml em estufa a 163°C, 5 dias:		
- diferença de ponto de amolecimento, °C	-	4
- diferença de recuperação elástica, 20cm, 25°C, %	-	3
Índice de Suscetibilidade Térmica (IST x 102)	2	5
Efeito do Calor e do Ar:		
- variação de massa, %	-	1
- percentagem de penetração original	50	-
- variação do ponto de amolecimento, °C	-	4
- recuperação elástica, %	80	-

Fonte: EM 396 (DNER, 1999a)

A Comissão de Asfalto do Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás (IBP) propôs, em 2005, uma especificação de asfalto modificado por polímero que foi aprovada pela Agência Nacional do Petróleo (ANP), conforme apresentada na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Especificação de asfalto-polímero (SBS) proposta pela comissão de asfalto do IBP

GRAU (Ponto de Amolecimento mín./Recuperação elástica a 25°C mín.) (°C/%)	METODO ABNT	CAP 50/65	CAP 55/75	CAP 60/85	CAP 65/90
Ensaio na amostra virgem					
Penetração 25°C, 5s, 100g, 0,1mm	NBR 6576	45-70	45-70	40-70	40-70
Ponto de Amolecimento mín., °C	NBR 6560	50	55	60	65
Viscosidade Brookfield a 135°C, spindle 21 20 rpm, máx. cP	NBR 15184	1500	3000	3000	3000
Viscosidade Brookfield a 150°C, spindle 21 50 rpm, máx. cP	NBR 15184	1000	2000	2000	2000
Viscosidade Brookfield a 177°C, spindle 21 100 rpm, máx. cP	NBR 15184	500	1000	1000	1000
Ponto de Fulgor, mín., °C	NBR 11341	235	235	235	235
Ensaio de separação de Fase, máx., °C	NBR 15166	5	5	5	5
Recuperação Elástica a 25°C, 20cm, mín., %	NBR 15086	65	75	85	90
Recuperação Elástica a 4°C, 10cm, %	NBR 15086	anotar	anotar	anotar	anotar
Ensaio no Resíduo após RTFOT					
Variação de Massa, máx., %	NBR 15235	1	1	1	1
Aumento do Ponto de Amolecimento, °C, máx	NBR 6560	6	7	7	7
Redução do Ponto de Amolecimento, °C, máx	NBR 6560	3	5	5	5
Percentagem de Penetração Original, mín.	NBR 6576	60	60	60	60
Percentagem de Recuperação Elástica Original a 25°C, mín.	NBR 15086	80	80	80	80

Fonte: IBP (2005)

2.2.7 Caracterização dos asfaltos

Os asfaltos convencionais e asfaltos modificados por polímero são caracterizados pela realização dos ensaios recomendados pelos métodos de ensaio EM 095 (DNIT, 2006a) e EM 129 (DNIT, 2011), respectivamente.

2.2.7.1 Ensaio de penetração

A norma ME 155 (DNIT, 2010a) e a NBR 6576 (ABNT, 1998) estabelecem o procedimento metodológico para determinação da penetração de materiais asfálticos, o qual é realizado para a determinação da dureza ou consistência

relativa de um CAP. No ensaio é medida a profundidade de penetração de uma agulha de comprimento igual a 60,00 mm e diâmetro entre 1,0 e 1,02 mm sob carga total de 100 g, a uma temperatura de 25°C, durante 5 s. O valor medido é expresso em décimos de milímetros.

A consistência do CAP é inversamente proporcional à penetração da agulha, ou seja, quanto mais altos os valores de penetração obtidos menos consistentes é o CAP. A Figura 2.2 apresenta o equipamento (penetrômetro) utilizado para a realização do ensaio de penetração.



Figura 2.2 - Equipamento para realização do ensaio de penetração
Fonte: Autor

2.2.7.2 Viscosidade Saybolt-Furol

O ensaio de viscosidade é empregado para a determinação do estado de fluidez do CAP em diversas temperaturas de aplicação (135°C, 150°C e 177°C), e uso de material. A norma ME 004 (DNER, 1994a) e a NBR 14950 (ABNT, 2003) estabelece o procedimento metodológico para determinação da viscosidade Saybolt-Furol de materiais asfálticos.

Trata-se de uma medida de consistência, definida pelo tempo em segundos em que uma amostra de 60 ml de CAP flui totalmente através de um orifício Furol, a uma dada temperatura, realizado no viscosímetro de Saybolt. Primeiramente, em um tubo com orifício inferior estrangulado é colocado o CAP, sendo posteriormente tampado. Tal tubo, disposto verticalmente na campânula superior do viscosímetro, fica em meio a um óleo que circula a temperaturas, em geral, superiores a 100 °C. Quando o CAP no tubo atinge a temperatura especificada, a tampa superior do tubo é retirada medindo-se o tempo necessário para que todo o CAP passe pelo orifício, depositando-se em recipiente disposto na campânula inferior. O tempo registrado é o padrão de medida de viscosidade, expresso em Segundos Saybolt-Furol (SSF).

A Figura 2.3 apresenta o equipamento (viscosímetro Saybolt-Furol) utilizado para a realização do ensaio de viscosidade.



Figura 2.3 - Equipamento para realizar o ensaio de viscosidade
Fonte: Autor

2.2.7.3 Ponto de fulgor e de combustão

Este ensaio está ligado a segurança de manuseio do asfalto durante o transporte, estocagem e usinagem. O procedimento do ensaio está estabelecido pelo método de ensaio ME 148 (DNER, 1994b) e pela norma técnica NBR 11341 (ABNT, 2015a)

Este ensaio consiste na determinação da temperatura máxima que pode ser aquecido o CAP sem risco de inflamação do material em presença de chama livre, como se exige no caso de seu uso em usinas misturadoras a quente. Conduzidos por equipamento bastante simples, o resultado obtido é razoavelmente inferior àquela temperatura na qual o CAP arderia completamente. O processo consiste no preenchimento de um recipiente aberto de latão (Vaso Aberto Cleveland) com o CAP, que é aquecido inferiormente, à taxa constante. Em períodos predeterminados de níveis de temperatura do CAP se faz com que passe sobre a superfície da amostra de CAP aquecida uma pequena chama. Quando os gases despreendidos pelo aquecimento do CAP são suficientes para causar uma labareda instantânea, a temperatura é chamada de ponto de fulgor.

A Figura 2.4 apresenta o equipamento utilizado para a realização do ensaio de ponto de fulgor



Figura 2.4 - Aparelho para a determinação de ponto de fulgor em amostras de CAP

Fonte: Autor

2.2.7.4 Ensaio de ponto de amolecimento

Trata-se do método de ensaio conhecido por “anel e bola”, uma técnica arbitrária para a definição da temperatura na qual um CAP torna-se fluido. O procedimento do ensaio é apresentado pelo método de ensaio ME 131 (DNIT, 2010b) e pela norma técnica NBR 6560 (ABNT, 2008).

A técnica consiste na deposição de CAP fundido em um anel de latão, que após se solidificar, é disposto horizontalmente em um banho de água com uma bola de aço (massa de 3,5g, diâmetro de 9,5mm) sobre seu centro. O banho é aquecido a uma taxa constante preestabelecida, sendo anotada a temperatura no momento em que, após atravessar o anel, a bola toca no fundo do vaso de vidro, sendo a referida temperatura denominada ponto de amolecimento.

A Figura 2.5 apresenta a aparelhagem utilizada para a realização do ensaio de ponto de amolecimento



Figura 2.5 - Aparelhagem utilizada no ensaio de Ponto de Amolecimento em amostras de CAP

Fonte: Autor

2.2.7.5 Massa específica e densidade relativa

Este ensaio trata-se da relação entre o peso de um dado volume de CAP e o mesmo volume de água, consideradas iguais condições de temperatura (25°C) e pressão. Na medida de pesos específicos de amostras de CAP, é utilizado o ensaio do Picnômetro. Este ensaio segue o procedimento descrito pelo método de ensaio ME 193 (DNER, 1996), e pela norma técnica NBR 6296 (ABNT, 2012).

2.2.7.6 Índice de Susceptibilidade Térmica

Segundo Bernucci *et al.* (2008), a suscetibilidade térmica indica a sensibilidade da consistência dos ligante à variação de temperatura. Trata-se de uma propriedade importante dos ligantes asfálticos, uma vez que, se eles forem muito suscetíveis à variação de estado ou de propriedades frente à variação de temperatura, não serão desejáveis na pavimentação.

Ainda de acordo com os mesmos autores, é desejável que o ligante asfáltico apresente variações pequenas de propriedades mecânicas, nas temperaturas de serviço dos revestimentos, para evitar grandes alterações de comportamento frente às variações de temperatura ambiente.

O Índice de Susceptibilidade Térmica (IST) ou Índice de Penetração (IP) é determinado a partir do Ponto de Amolecimento do CAP e de sua Penetração a 25°C. Quanto menor o IP de um cimento asfáltico, em valor absoluto, menor será a sua susceptibilidade térmica. A maioria dos cimentos asfálticos tem um IP entre (-1,5) e (0). Valores maiores que (+1) indicam asfaltos oxidados (pouco sensíveis a elevadas temperaturas e quebradiços em temperaturas mais baixas); valores menores que (-2) indicam asfaltos muito sensíveis à temperatura (BERNUCCI *et al.*, 2008).

O método de ensaio EM 095 (DNIT, 2006a) especifica para todos os CAP's valores do IST ou IP entre - 1,5 a +0,7, o qual é obtido pela interceptação dos valores de Penetração e Ponto de Amolecimento da tabela 2 do referido documento.

2.3 Agregados

De acordo com a norma técnica NBR 9935 (ABNT, 2011), o agregado é definido como um material granular, geralmente inerte, com dimensões e propriedades adequadas para a argamassa ou concreto.

Segundo o DNPM (2009), os agregados são definidos como materiais granulares, sem forma e volume definidos, de dimensões e propriedade estabelecida para uso em obras de engenharia civil e quando tem sua origem em ação mecânica promovida pelo ser humano, é caracterizado como artificial, como a brita ou areia britada, ou por ação da própria natureza, sendo assim chamado de natural, tendo como exemplo as areias e cascalhos.

Senço (1997) descreve os agregados como materiais inertes, granulares, sem forma e dimensões definidas, com propriedades adequadas a compor camadas ou misturas para utilização nos mais diversos tipos de obras de engenharia civil.

Agregado é um termo genérico para areias, pedregulhos e rochas minerais em seu estado natural ou britadas em seu estado processado.

No caso dos agregados britados, a ANEPAC (2015) indica os principais segmentos consumidores de brita no Brasil: 32% são destinados para concreteiras, 24% para construtoras, 14% para indústrias de pré-fabricados, 10% para revendedores/lojas, 9% para pavimentadoras/usinas de asfalto e 11% para órgãos públicos e outros usos.

Vê-se assim como este material tem importância no desenvolvimento do Brasil por se destinar a todo tipo de infraestrutura, por exemplo em pavimentos é usado nas misturas asfálticas, concreto de cimento, bases de calçamentos, lastros, entre outras aplicações. No caso das misturas asfálticas, em geral, sua participação em volume, excede cerca de três quartos do volume total. Assim, para um bom desempenho da mistura a ser executada é importante o conhecimento das características tecnológicas dos agregados a serem empregados.

Segundo Roberts *et al.* (1996), *apud* (MENDES, 2011), os agregados são os principais responsáveis pela resistência às cargas impostas pelo tráfego nos

pavimentos e suas propriedades deveriam ser consideradas no momento da dosagem. As propriedades que determinam a adequação ao uso em misturas asfálticas são em maior extensão, as propriedades físicas e em menor extensão as propriedades químicas.

Vários trabalhos de pesquisa têm demonstrado a importância dos agregados para a obtenção de pavimentos de alta qualidade. As propriedades dos agregados estão relacionadas aos parâmetros de desempenho de pavimentos de concreto asfáltico, tais como: deformação permanente, desgaste, trincas por fadiga e resistência à derrapagem (KANDHAL e PARKER Jr., 1998; ROBERTS *et al.*, 1991), *apud* (GOUVEIA, 2002).

O agregado escolhido para uma determinada utilização deve apresentar propriedades de modo a suportar tensões impostas na superfície do pavimento e também em seu interior. O desempenho das partículas de agregado é dependente da maneira como são produzidas, mantidas unidas e das condições sob as quais vão atuar (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Na pavimentação de rodovias e também em pavimentos urbanos, é utilizada uma grande variedade de tipos de agregados, tais como: minerais, sintéticos, reciclados e de rejeitos. Os agregados tipicamente utilizados na produção do concreto asfáltico para a pavimentação das rodovias são os obtidos de rochas naturais. Esses agregados naturais podem derivar de rochas ígneas, sedimentares ou metamórficas. Para a utilização desses agregados naturais em obras de pavimentação rodoviária é muito importante o conhecimento das características da rocha de origem, ou seja, suas propriedades físicas, químicas e mineralógicas, para que se possa selecionar bons materiais para o propósito de pavimentação (GOUVEIA, 2002).

Para selecionar os agregados adequados é necessário conhecer informações como as propriedades físicas, químicas e mineralógicas e assim ser aplicadas na pavimentação rodoviária, como sub-bases, bases ou revestimentos asfálticos. A escolha destes agregados é feita em laboratório onde uma série de ensaios é realizada para a predição do seu comportamento em serviço.

2.3.1 Classificação dos agregados

Segundo o DNIT (2006b), os agregados usados em pavimentação podem ser classificados segundo a natureza, tamanho e distribuição dos grãos. O Quadro 2.1 contém várias informações sobre a classificação dos agregados.

Quadro 2.1 - Classificação dos agregados de acordo com (DNIT, 2006)

Natureza	Natural	Grãos oriundos da alteração das rochas pelos processos de intemperismo ou produzidos por britagem
	Artificial	Grãos oriundos de produtos ou subprodutos de processos industriais por transformação física e química do material.
Tamanho	Graúdo	Fração retida na peneira n° (2,0 mm).
	Miúdo	Fração que passa na peneira n° 10 e é retida na peneira n° 200 (0,075 mm).
	Material de enchimento	Fração que passa pelo menos 65% na peneira n° 200.
Distribuição dos grãos	Denso	Curva granulométrica contínua e bem graduada com material fino suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores.
	Aberto	Curva granulométrica contínua e bem graduada, mas com deficiência de finos.
	Tipo macadame	Granulometria uniforme com diâmetro máximo aproximadamente o dobro do diâmetro mínimo.

Fonte: (DNIT, 2006b)

2.3.2 Produção de agregados

Muitos tipos e tamanhos de usinas de britagem e peneiramento são utilizados para produzir um material apropriado para a construção de pavimentos. A capacidade de um britador varia de acordo com o tipo de pedra, tamanho da alimentação, tamanho do produto acabado e o quanto a pedra é alimentada uniformemente no britador. O processo de peneiramento se baseia na premissa simples de que partículas menores do que o tamanho da abertura da peneira passarão por ela, enquanto as partículas de tamanho superior serão retidas (PEURIFOY *et al.*,2015).

A quantidade de processamento necessária para produzir agregados apropriados para fins de construção depende da natureza da matéria-prima disponível e dos atributos desejados do produto final. Segundo Peurifoy *et al.* (2015), são quatro as funções necessárias para produzir os resultados desejados:

- a) Redução do tamanho da partícula – britagem;
- b) Separação em faixas de tamanhos de partículas – classificação por tamanho/peneiramento;
- c) Eliminação de materiais indesejáveis – lavagem;
- d) Manuseio e movimento dos materiais britados – armazenamento e transporte.

2.3.3 Operações na pedreira

O propósito principal das operações na pedreira é extrair a rocha sã, por meio de explosivos e, utilizando uma série de britadores e peneiradores para reduzir o material de modo a produzir os agregados utilizáveis na execução de um pavimento (NEVES, 2005).

As diferenças principais entre os vários equipamentos estão associadas aos métodos de aplicação de cargas e aos aspectos mecânicos da aplicação desses esforços a diferentes tamanhos de partículas. Portanto, os equipamentos, que geralmente são usados na cominuição grossa, precisam ser robustos e de grande porte, enquanto que aqueles usados na cominuição fina devem ser capazes de distribuir energia em um volume relativamente grande (TAVARES, 2004), *apud* (NEVES, 2005).

A britagem consiste da quebra de partículas principalmente pela ação de esforços compressivos, de impacto, de atrito, de cisalhamento.

Segundo Gouveia (2002), a britagem por compressão refere-se ao mecanismo de redução por forças de compressão entre duas superfícies. Os britadores com mandíbula que usam a compressão são os mais eficientes sistemas de redução de tamanho para partículas grandes de rochas muito duras e resistentes à abrasão.

De acordo ao mesmo autor a redução por impacto ocorre devido a colisões de um objeto contra o outro, pela ação da gravidade ou por impacto dinâmico. Muitos britadores utilizam o impacto como um dos mecanismos de redução de tamanho.

A britagem por atrito refere-se a redução do material por uma ação de desgaste entre duas superfícies duras. A britagem por cisalhamento ocorre como resultado de uma ação de penetração, como a produzida por um rolo britador, este tipo de britagem é normalmente combinado com outros mecanismos de britagem como o impacto e compressão (GOUVEIA, 2002).

A Figura 2.6 apresenta os tipos de britadores mais comuns utilizados nas pedreiras, os quais são de: redução mecânica por combinação de compressão e impacto em um britador tipo mandíbula (Figura 2.6 (a)), redução mecânica por impacto (Figura 2.6 (b)), redução mecânica por combinação de impacto e atrito em um moinho de martelo (Figura 2.6 (c)), redução mecânica por combinação de cisalhamento, impacto e compressão em um rolo britador único (Figura 2.6 (d)).

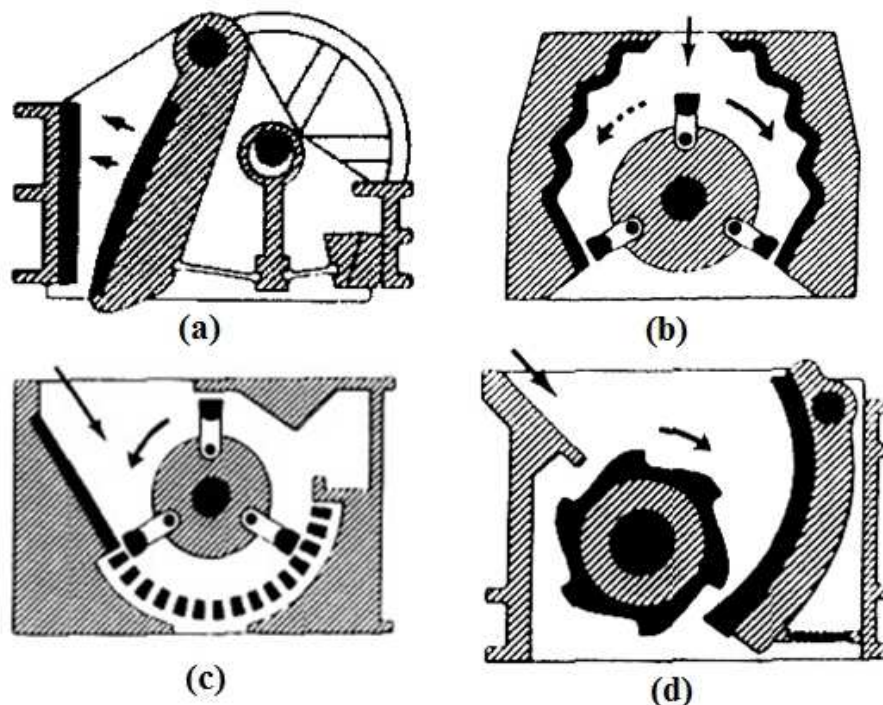


Figura 2.6 - Tipos de britadores utilizados nas pedreiras
Fonte: Abrams *et al.*, (1991)

Segundo Gouveia (2002), o controle de qualidade é essencial, durante a operação de britagem deve assegurar que as propriedades físicas do agregado não variam excessivamente. Quando a rocha é removida de vários lugares na pedreira, as propriedades físicas do agregado podem variar substancialmente, o que pode causar problemas na mistura asfáltica.

2.3.4 Características tecnológicas

As propriedades dos agregados usados em misturas asfálticas são muito importantes para se obter o desempenho desejado dos pavimentos. Os defeitos nos pavimentos como o desgaste, as tricas por fadiga e a deformação permanente podem ser atribuídos diretamente aos agregados usados.

Os agregados utilizados em misturas asfálticas devem apresentar durabilidade, granulometria apropriada, dureza, resistência, partículas cúbicas-angulares, textura superficial rugosa, superfície hidrofóbica e devem ser livres de impurezas. De acordo DNIT (2006), as principais características tecnológicas dos agregados de interesse nos serviços de pavimentação rodoviária são as seguintes:

- Granulometria;
- Forma;
- Absorção de água;
- Resistência ao choque e ao desgaste;
- Durabilidade;
- Limpeza;
- Adesividade;
- Massa específica unitária e massa específica dos grãos.

2.3.4.1 Granulometria

A granulometria afeta quase todas as propriedades de maior importância de um concreto asfáltico, incluindo estabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga e resistência à derrapagem. Por isso que a granulometria é a consideração mais importante no projeto de misturas asfálticas, assim, algumas especificações estabelecem limites na graduação dos agregados que podem ser usados no concreto asfáltico (GOUVEIA, 2002).

De acordo ao mesmo autor a granulometria ou graduação dos agregados é a distribuição do tamanho das partículas, geralmente expressa em porcentagem do peso ou do volume total da mistura, sendo que a primeira forma é mais utilizada.

A obtenção da granulometria se dá através do peneiramento do material por uma série de peneiras com aberturas progressivamente menores, pesando-se o material retido em cada uma delas. Sua representação pode ser feita de forma gráfica, traçando-se uma curva granulométrica, onde a ordenada corresponde à porcentagem total de peso passante em um dado tamanho sobre uma escala aritmética, e a abscissa representa o tamanho da partícula, plotada em escala logarítmica.

Muitos pesquisadores têm proposto graduações ideais para uma máxima densidade. Uma das mais conhecidas dessas graduações é a da curva de Fuller, proposta por (FULLER e THOMPSON, 1907), *apud* (ROBERTS *et al.*, 1991). A Equação 2.1 é utilizada para a determinação da curva de máxima densidade:

$$P = 100 \times \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad (2.1)$$

Em que:

P = porcentagem passante total;

d = diâmetro da peneira em questão;

D = tamanho máximo do agregado.

Estudos feitos por Fuller e Thompson (1907), *apud* (ROBERTS *et al.*, 1991), mostram que uma densidade máxima pode ser obtida quando $n = 0,5$. Porém, Goode e Lufsey (1962), *apud* (ROBERTS *et al.*, 1991), concluem que a graduação correspondente ao expoente de 0,5 pode apresentar baixo volume de vazios do agregado mineral (VAM) para assegurar suficiente volume de vazios na mistura e quantidade de cimento asfáltico, que garantem a durabilidade da mistura.

A curva de densidade máxima deve ser utilizada apenas como um guia e não deve ser incorporada dentro de especificações que requerem que todas as granulometrias devam estar acima ou abaixo dessa linha. Granulometrias muito próximas da linha de densidade máxima geralmente possuem baixo VAM, o que resulta em misturas menos duráveis e mais sensíveis a pequenas variações da quantidade de cimento asfáltico durante a produção da mistura. Sendo assim, faz-se necessário um VAM mínimo que assegure vazios suficientes entre os agregados, que permitam o envolvimento adequado do asfalto no agregado, provendo uma mistura durável e com volume de vazios suficientes para manter a estabilidade da mistura (GOUVEIA, 2002).

Segundo Marques (2001), *apud* (MENDES, 2011), a graduação afeta quase todas as propriedades importantes de uma mistura incluindo rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga, resistência por atrito e resistência ao dano por umidade; sendo, por isso, a primeira consideração num projeto de mistura asfáltica.

Segundo a norma ES 031 (DNIT, 2006c), a composição do concreto asfáltico deve satisfazer aos requisitos apresentados na Tabela 2.6 com as respectivas tolerâncias no que diz respeito à granulometria.

Tabela 2.6 - Tolerâncias no que diz respeito à granulometria de agregados

Peneira de malha quadrada	% em massa, passando					
	Serie ASTM	Abertura (mm)	A	B	C	Tolerâncias
2"	50,8	100	-	-	-	-
1 ½"	38,1	95 – 100	100	-	-	± 7%
1"	25,4	75 – 100	95 – 100	-	-	± 7%
¾"	19,1	60 – 90	80 – 100	100	-	± 7%
½"	12,7	-	-	80 – 100	-	± 7%
3/8"	9,5	35 – 65	45 – 80	70 – 90	-	± 7%
Nº 4	4,8	25 – 50	28 – 60	44 – 72	-	± 5%
Nº 10	2,0	20 – 40	20 – 45	22 – 50	-	± 5%
Nº 40	0,42	10 – 30	10 – 32	8 – 26	-	± 5%
Nº 80	0,18	5 – 20	8 – 20	4 – 16	-	± 3%
Nº 200	0,075	1 – 8	3 – 8	2 – 10	-	± 2%
Asfalto solúvel no CS2 (+) (%)		4,0 – 7,0 Camada de ligação (Binder)	4,5 – 7,5 Camada de ligação e rolamento	4,5 – 9,0 Camada de rolamento		± 0,3%

Fonte: ES 031 (DNIT, 2006c)

No início dos anos 1960, a FHWA (*Federal Highway Administration*) introduziu um gráfico de graduação de agregados baseado na Curva de Fuller, que propõe a graduação ideal através da densidade máxima. O referido gráfico, mais conhecido como carta de potência de 0,45, a determinação da linha de densidade máxima e o ajuste da graduação do agregado se dão de forma simples (MARQUES, 2001).

Segundo Bernucci *et al.* (2008), as especificações Superpave para granulometria dos agregados foram acrescentadas duas características ao gráfico de potência 0,45: pontos de controle e zona de restrição:

- Os pontos de controle funcionam como pontos mestres onde a curva granulométrica deve passar. Eles estão no tamanho máximo nominal um no tamanho intermediário (2,36mm) e um nos finos (0,075mm);
- A zona de restrição (ZR) repousa sobre a linha de densidade máxima e nas peneiras intermediárias (4,75mm ou 2,36mm) e no tamanho 0,3mm. Forma uma região na qual a curva não deve passar, esta zona atualmente está em desuso.

Na Figura 2.7, pode-se observar o exemplo deste tipo de granulometria.

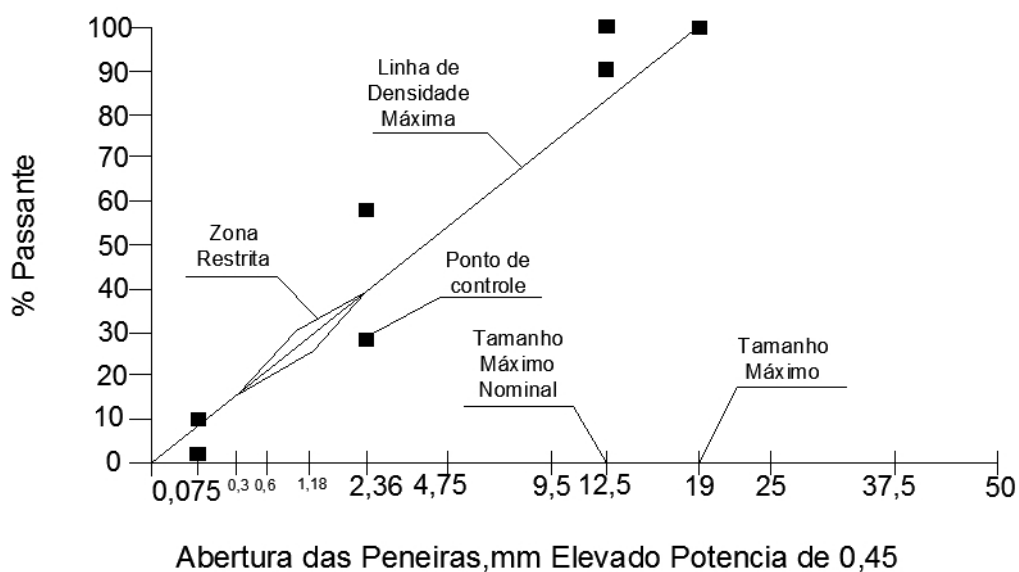


Figura 2.7 - Representação da curva granulométrica em carta de potência de 0,45.

Fonte: Marques (2001)

2.3.4.1.1 Tamanho máximo do agregado

Segundo Montanari (2007), o tamanho máximo do agregado e sua graduação são controlados por especificações que prescrevem a distribuição granulométrica a ser usada; esta distribuição assegura a estabilidade da camada de revestimento asfáltico.

Quando o tamanho máximo da partícula é muito pequeno, a mistura pode ser instável. Se muito grande, problemas com a trabalhabilidade e de segregação da mistura podem aparecer (GOUVEIA, 2002). Segundo a norma técnica C125 (ASTM, 2015), existem duas designações para o tamanho máximo da partícula:

- Tamanho Máximo: é o menor tamanho de peneira através da qual 100% das partículas da amostra passam;
- Tamanho Nominal Máximo: é a maior peneira que retém algumas partículas de agregado, mas geralmente não mais que 10%.

Segundo Gouveia (2002), nos últimos anos, tem-se aumentado o uso de misturas com agregados de maior graduação para minimizar o potencial de deformação permanente na mistura. O uso de agregados de tamanhos maiores aumenta a concentração de agregados na mistura. Esse fator contribui para a redução do cimento asfáltico e o custo da mistura. Essas misturas com agregados com maior tamanho nominal máximo são geralmente mais resistentes à deformação permanente que misturas com agregados de tamanhos menores. Entretanto, o uso de um tamanho nominal máximo de agregados maiores que 25 mm, frequentemente resulta em misturas mais "duras", que tendem a segregar durante a execução.

2.3.4.2 Forma, angularidade e textura da partícula

Segundo Gouveia (2006), o uso de agregados de forma angular ou cúbica proporciona aumento de estabilidade da mistura asfáltica devido ao maior intertravamento e atrito interno entre suas partículas.

A forma das partículas influencia a trabalhabilidade e a resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas, além de modificar a energia de compactação necessária para se alcançar determinada densidade (BERNUCCI *et al.*, 2008).

As partículas desejáveis para serem utilizadas em misturas asfálticas são aquelas que possuem forma cúbica. Para gerarem misturas com maior intertravamento e atrito interno em misturas compactadas que resultem em maior estabilidade mecânica, as partículas devem possuir forma angular. Porém, para misturas com maior trabalhabilidade e menor esforço de compactação, são necessárias partículas arredondadas. No entanto, essa facilidade de compactação pode não ser positiva ao longo do tempo, uma vez que elas podem continuar a se densificar sob ação do tráfego, levando a deformações permanentes no pavimento (MARQUES, 2001).

Após a compactação, as partículas planas e alongadas tendem a apoiar suas faces planas na mistura, resultando em misturas com menores vazios do agregado mineral (VAM). Como possuem tendência a quebrar durante a compactação, as misturas resultantes podem ser diferentes das projetadas. Uma

vez que as superfícies específicas dessas partículas são maiores que as de forma cúbica, o consumo de asfalto também é maior e as misturas fabricadas com eles podem ter dificuldade de compactação e trabalhabilidade (MENDES, 2011). Kandhal & Parker (1998), *apud* (BRANCO *et al.*, 2006), citam que a utilização de partículas alongadas e lamelares é prejudicial ao desempenho de pavimentos asfálticos visto que essas partículas tendem a quebrar durante os processos de produção e compactação das misturas.

Assim como a forma, a textura superficial influi na trabalhabilidade das misturas. Essa propriedade também influi na adesividade, e na resistência ao atrito e ao cisalhamento das misturas asfálticas (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Agregados com textura superficial rugosa, como encontrada em rochas britadas, tendem a aumentar a resistência das misturas, mas reduzem a trabalhabilidade quando comparadas com misturas produzidas com agregados de superfície lisa, como cascalhos e areia de rios, e necessitam de uma quantidade maior de cimento asfáltico. Esses agregados também geram mais vazios na massa compactada, produzindo espaço adicional para o cimento asfáltico. Apesar de agregados de textura lisa serem facilmente recobertos pelo filme asfáltico, as ligações mecânicas são usualmente mais fortes com os agregados de textura rugosa (ROBERTS *et al.*, 1996), *apud* (MENDES, 2011).

2.3.4.2.1 Determinação de índice de forma

A forma das partículas do agregado grosso pode ser determinada pelo ensaio de determinação de índice de forma (f), de acordo com o método de ensaio ME 086 (DNER, 1994c). Este índice varia de 0,0 a 1,0, sendo o agregado considerado de ótima cubicidade quando $f=1,0$ e lamelar quando $f=0,0$. É adotado o limite mínimo de $f=0,5$ para aceitação de agregados quanto à forma (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Neste ensaio é utilizada uma série de peneiras com crivos de abertura circular e um conjunto de crivos redutores de abertura retangular (Figura 2.8).

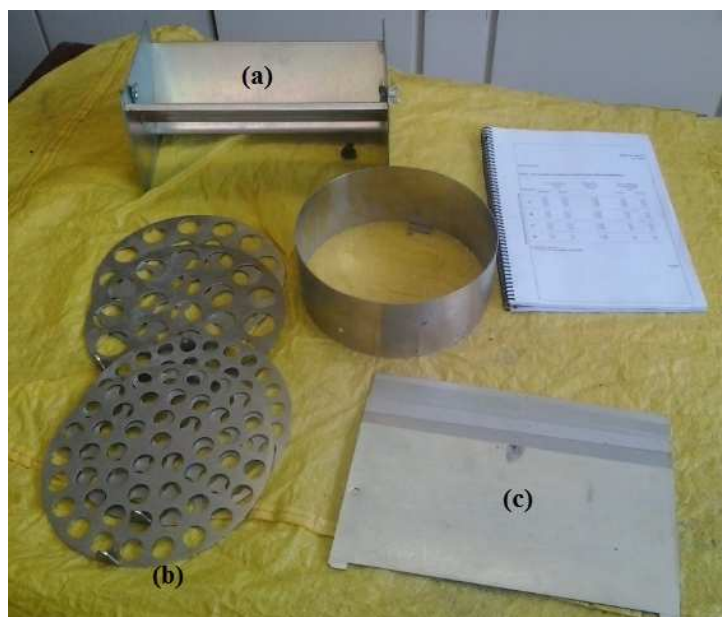


Figura 2.8 - Aparelhagem para Índice de Forma; (a) Suporte dos crivos retangulares; (b) Peneiras com crivos circulares; (c) Crivos retangulares
Fonte: Autor

2.3.4.2.2 Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro

A forma das partículas pode ser também caracterizada segundo a norma técnica NBR 7809 (ABNT, 2006) denominada Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro. Esta norma técnica requer que uma amostra de 200 grãos, separados apropriadamente, onde são medidos por meio de um paquímetro duas dimensões das partículas: o comprimento (c) e a espessura (e). A Figura 2.9 mostra um exemplo de como fazer estas medições. É indicado, então, que se calcule a razão entre comprimento e espessura, esta razão deve ser menor ou igual a dois, segundo a norma técnica NBR 12948 (ABNT, 1993).

Para o cálculo de cada fração, o número de grãos necessários para o ensaio deve desprezar as frações passantes na peneira com abertura de malha de 9,5 mm e aquelas cujas porcentagens, em massa, retidas individuais sejam iguais ou menores que 5%. Estas frações podem ser calculadas pela Equação 2.2.

$$N_i = \frac{200}{\sum_{i=1}^n F_i} \quad (2.2)$$

Em que:

200 = número de grãos necessários para o ensaio.

N_i = número de grãos a serem medidos na fração i ;

F_i = é a porcentagem de massa retida individual da fração i ;

Nota: Quando N_i for fracionário, deve ser arredondado ao inteiro mais próximo.

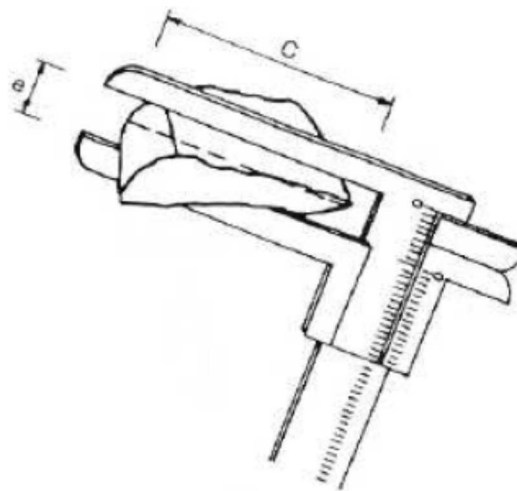


Figura 2.9 - Dimensões dos grãos: Comprimento (c) e espessura (e)

Segundo Kandhal e Parker Jr (1998), *apud* (GOUVEIA, 2002), essa razão não representa o quanto essas partículas são planas, nem o quanto são alongadas, sendo, portanto questionável. Além disso, a textura superficial das partículas não pode ser avaliada. Em razão disso, é muito improvável que esse parâmetro por si só possa ser um bom indicador do desempenho de misturas asfálticas. A maioria das agências rodoviárias usam esse ensaio, principalmente, para minimizar a degradação ou quebra das partículas durante a produção e compactação das misturas asfálticas.

A angularidade dos agregado finos pode-se determinar pelo ensaio regido pela norma técnica americana C1252 (ASTM, 2006). Segundo Bernucci *et al.* (2008), a angularidade do agregado miúdo garante o atrito entre as partículas que propicia a resistência à deformação permanente.

2.3.4.2.3 Ensaio Aggregate Image Measurement System (AIMS)

Estudos recentes têm sido focados no desenvolvimento de métodos de caracterização das propriedades de forma, angularidade e textura de agregados através do Processamento Digital de Imagens (PDI) e a influência dessas características no desempenho de misturas asfálticas (BRANCO *et al.*, 2006).

Quando se fala de forma dos agregados, existe uma série de ensaios tradicionais tais como foram descritos anteriormente, mas não basta somente avaliar as relações de tamanho, sendo importante também analisar junto à angularidade e a textura. Não se tem no Brasil, norma técnica de ensaio para estas características. Pode-se então citar os sugeridos na metodologia Superpave para agregados graúdos – angularidade D 5821 (ASTM, 2013) e determinação de partículas alongadas/lamelares D 4791 (ASTM, 2010). Para agregados miúdos - angularidade C1252 (ASTM, 2006), percentual de argila D 2419 (ASTM,2014) que são descritos, por exemplo, em (BERNUCCI *et al.*, (2008).

Al-Rousan *et al.* (2005) mostrou que os ensaios propostos por este método de dosagem Superpave são limitados para quantificar diretamente e objetivamente os atributos destes materiais. A metodologia proposta no método de dosagem Superpave é constituída de ensaios laboratoriais que fornecem as diversas características de forma dos agregados de maneira separada em cada aspecto (lamelaridade, angulosidade e textura).

Dentre as desvantagens dos métodos sugeridos pela metodologia Superpave, citam-se (AL-ROUSAN *et al.*, 2005):

- a) Falta de conexão entre as propriedades de agregados graúdos e miúdos;
- b) Resultados influenciados por mais de uma propriedade de forma do agregado (por exemplo, a determinação da angularidade de agregado miúdo na metodologia Superpave é influenciada pela forma, textura e granulometria do agregado);
- c) Alguns testes além de qualitativos são dispendiosos (determinação de partículas lamelares e alongadas para agregados graúdos);

d) Medidas indiretas de propriedades de forma.

Em 2004 foi introduzido o método denominado *Aggregate Image Measurement System* (AIMS) (Figura 2.10). Este sistema é um método direto para análise de propriedades de forma de agregados tanto graúdos quanto miúdos baseados em aquisição e processamento digital de imagens com diferentes resoluções, desenvolvido por Eyad Massad. Esse equipamento consegue observar grande quantidade de partículas no mesmo processo, fazendo análises tanto em materiais graúdos e miúdos. Dentre as principais vantagens desse sistema tem-se (AL- ROUSAN *et al.*, 2005):

- a) Sistema completamente automatizado e de fácil operação;
- b) Capaz de realizar análises 2-D (agregados miúdos) e 3-D (só para os graúdos);
- c) Capaz de separar características de forma angularidade e textura (somente para agregados graúdos);
- d) Análises baseadas em métodos científicos reconhecidos;
- e) Utilização de distribuição cumulativa de propriedades ao invés de índices baseados em médias aritméticas;
- f) Possibilidade de análise dos agregados com relação à sua resistência ao polimento e à abrasão;
- g) Monitoramento e controle de qualidade dos processos de produção, refletindo inclusive na britagem;
- h) Possibilidade de avaliação da textura superficial e relação com resistência à derrapagem;
- i) Melhor entendimento entre as propriedades de forma de agregados, dosagem e propriedades volumétricas do concreto asfáltico.

O sistema tem as seguintes características principais (CHANDAN *et al.*, 2004), *apud* (BRANCO *et al.*, 2006):

- Capacidade de movimentação simultânea e independente em três eixos (250 mm nos eixos “x” e “y” e 50 mm no eixo “z”);

- Vídeo microscópico com razão de zoom de 16:1;
- Câmera com imagens em preto e branco com controle externo;
- Controle de movimentação manual e automático (com controle de contraste incluso);
- Sistema de operação dividido em dois módulos:
 - Módulo para agregados miúdos (inferiores a 4,75 mm - #4): captura imagens em preto e branco utilizando câmera e microscópio; analisa forma, angularidade e textura e;
 - Módulo para agregados graúdos (superiores a 4,75 mm - #4): captura imagens em preto e branco e imagens em escala de cinza; analisa forma, angularidade e textura;
- Software de análise escrito em linguagens C e C++ operando em plataforma Windows 32 bits, familiarizado com Microsoft Excel.



Figura 2.10 – Equipamento para a realização do ensaio *Aggregate Image Measurement System (AIMS)*
 Fonte: Operation Manual AIMS, (2011)

2.3.4.3 Resistência à abrasão

Segundo o Gouveia (2002), os agregados estão sujeitos a quebras e abrasão durante o processo de manuseio, execução da mistura asfáltica e durante a ação do tráfego. Eles devem apresentar resistência a quebras, degradações.

De acordo ao mesmo autor, os agregados que não possuem dureza e resistência à abrasão adequadas podem causar problemas durante a construção e ao desempenho do pavimento. A degradação que ocorre durante o processo de produção da mistura asfáltica pode afetar toda a granulometria e, assim, aumentar as diferenças entre as propriedades das misturas projetadas em laboratório e das misturas produzidas no campo.

O ensaio comumente utilizado para medir a resistência à abrasão é o ensaio de abrasão “*Los Angeles*”. Este ensaio mede o desgaste de um agregado por abrasão, através da máquina “*Los Angeles*” (Figura 2.11). Baseia-se em uma combinação de impacto e abrasão, e o ensaio consiste inicialmente da preparação de uma quantidade de agregados (cerca de 5000 g, que será a massa inicial m_i), que deve atender à determinada faixa granulométrica representativa do agregado a ser utilizado. Em seguida, a amostra é colocada em um tambor giratório de 80 cm de diâmetro, juntamente com certo número de bolas de aço (cada uma com massa aproximada de 400 g), tabelado em função da granulometria do agregado ensaiado e submetida a 500 giros do tambor, com 33 rotações por minuto. O tambor da máquina “*Los Angeles*” tem uma chapa de aço soldada em sua face interna que faz com que as pedras se elevem e se choquem contra as paredes internas do tambor e com as bolas de aço, provocando um misto de desgaste e impacto (FONTANA, 2009).

Completados os 500 giros, a amostra de agregado é retirada do tambor, passada na peneira de abertura igual a 1,68 mm e pesado o material retido nesta peneira (m_f), sendo o resultado final a diferença, expressa em percentagem, entre a massa inicial (m_i) e a massa retida (m_f), conforme a Equação 2.3.

$$L = \frac{m_i - m_f}{m_i} \times 100 \quad (2.3)$$



Figura 2.11 – Ilustração da máquina “Los Angeles”
Fonte: Justytest, (2016)

O ensaio de desgaste de agregado por abrasão “Los Angeles” é o mais usado no Brasil quando se deseja obter indicações sobre a dureza e resistência à abrasão, e segue o método de ensaio ME 35 (DNER, 1998a)

Resultados favoráveis nos ensaios de abrasão indicam que os agregados não devem sofrer quebras e fraturas significativas quando sujeitos à ação dos rolos compressores, na construção, e do tráfego, na operação (SENÇO, 1997).

2.3.4.4 Adesividade

O método de ensaio ME 079 (DNER, 1994d) define a adesividade de agregado ao material betuminoso como a propriedade que tem o agregado de ser aderido por material betuminoso, sendo avaliado pelo não deslocamento da película betuminosa que recobre o agregado, quando a mistura agregado-ligante é submetida à ação de água destilada fervente e a soluções de diferentes concentrações molares de carbonato de sódio ferventes.

O método de ensaio ME 078 (DNER, 1994e) refere-se à adesividade de agregado graúdo a ligante asfáltico, que é avaliada pelo não deslocamento da película betuminosa que recobre o agregado, quando a mistura agregado-ligante é submetida, a 40°C, à ação de água destilada, durante 72 horas.

Segundo Vinha (1975), as características físicas da superfície (textura, porosidade, impurezas) e a estruturas cristalina e química do agregado são de fundamental importância no que se refere à adesividade ao ligante asfáltico.

Segundo Amaral (2000), para uma adesão perfeita do filme asfáltico (apolar) com a superfície do agregado, é necessário dar ao asfalto condições de atender a demanda de energia da superfície do agregado. Coloca-se no asfalto uma substância altamente polar, capaz de dar a este uma carga elétrica superior a de qualquer agregado e até mesmo superior à da água, sem modificar suas propriedades. Uma vez presente no asfalto, o melhorador de adesividade asfalto-agregado quebra as forças retráteis do ligante, facilitando a formação de um filme sobre a superfície do agregado.

O mesmo autor comenta que além do aditivo melhorador de adesividade que é adicionado ao asfalto, mudando suas características de adesividade em relação aos agregados, existem aditivos que são adicionados aos agregados, modificando suas características de superfície e, deste modo, melhorando a adesividade asfalto-agregado.

Segundo Bernucci *et al.* (1999), tradicionalmente são utilizados três tipos de melhoradores de adesividade em misturas asfálticas: o cimento Portland; a cal hidratada e aditivos químicos.

Numa mistura asfáltica, deve ocorrer uma adequada ligação entre as partículas do agregado e o ligante asfáltico, isto para evitar o possível deslocamento da película betuminosa pela ação de água. A adesividade satisfatória pode ser conseguida mediante o emprego de pequenas porcentagens de substâncias melhoradoras de adesividade (MONTANARI, 2007).

Os mais largamente utilizados são os dopes de adesividade devido a sua eficiência e facilidade de aplicação no campo. Os dopes são utilizados normalmente na proporção de 0,5% para 99,5% de cimento asfáltico. Muitas vezes, o asfalto dopado não apresenta boa adesividade ao agregado devido a um dos seguintes fatores: quantidade do dope inferior ao necessário, má qualidade do dope ou falta de homogeneização do dope no asfalto (DNIT, 2006).

Outro método de ensaio é o Lottman modificado. Este ensaio é normatizado pela norma técnica americana T 283 (AASHTO, 1999) e pela norma técnica NBR 15617 (ABNT, 2015b) e tem o objetivo de avaliar em longo prazo (quatro a doze anos) a durabilidade das misturas asfálticas, em relação à propriedade da adesividade ligante/agregado, considerando o efeito deletério da água em corpos-de-prova compactados pelos métodos de dosagem Marshall ou Superpave, com volume de vazios entre 6% e 8%, e verificar a necessidade de utilização de aditivo antistripping (dope).

A análise é feita com a obtenção da relação entre as médias dos valores obtidos na resistência à tração pela compressão diametral de corpos de prova submetidos previamente a condicionamentos e a resistência à tração pela compressão diametral de corpos de prova sem condicionamentos. Esta relação de resistência em porcentagem é denominada de resistência à tração retida (MOREIRA, 2009).

O valor desta relação pode ser utilizado para prever o desempenho de misturas asfálticas quanto à adesividade ligante/agregado e quanto ao efeito prejudicial da água, assim como, avaliar o benefício da adição de aditivos melhoradores de adesividade.

Importante analisar neste método se a perda de adesividade entre o ligante asfáltico e os agregados da mistura deve-se a perda de adesão ou a perda de coesão. Segundo Specht *et al.* (2006), a perda de adesão está ligada à entrada de água entre o ligante e o agregado e ao descolamento do filme asfáltico que cobre a superfície do agregado, e a perda de coesão está relacionado com a redução de rigidez do cimento asfáltico e ao enfraquecimento das ligações ligante e agregado. Estes dois mecanismos estão intimamente relacionados e, então, os danos causados pela umidade em misturas asfálticas é a combinação entre esses dois fatores.

2.4 Misturas asfálticas

O primeiro procedimento de dosagem de mistura asfáltica foi desenvolvido por Prevost Hubbard e F. C. Field, nos Estados Unidos da América em 1920, conhecido por método Hubbard-Field. Foi concebido para dosagem de mistura

areia-asfalto, e posteriormente modificado para aplicação em misturas com agregados graúdos (SENÇO, 2001), *apud* (FONTANA, 2009).

Outro método utilizado, conhecido como método de Hveem, foi desenvolvido por Francis N. Hveem que foi, em tempos passados, engenheiro de Materiais e Pesquisa do Departamento de Transportes da Califórnia, nos Estados Unidos da América (EUA), e baseia-se em duas propriedades de corpos de prova compactados: coesão e atrito. A densidade e os vazios do corpo de prova são estabelecidos antes da medição da estabilidade com estabilômetro que é um aparelho de ensaio triaxial em que se aplicam cargas verticais e se medem as pressões laterais resultantes (MANUAL DE ASFALTO, 1989).

O método de dosagem de misturas asfálticas mais usado mundialmente é o Marshall em referência ao Engenheiro Bruce Marshall que o desenvolveu na década de 1940. Este método de dosagem é o mais utilizado no Brasil, foi concebido no decorrer da Segunda Guerra Mundial como um procedimento para definir a proporção de agregado e ligante capaz de resistir às cargas de roda e pressão de pneus das aeronaves militares (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Durante a década de 1980, várias rodovias americanas de tráfego pesado passaram a evidenciar deformações permanentes prematuras, que foram atribuídas ao excesso de ligante nas misturas. Muitos engenheiros acreditavam que o impacto na compactação das misturas durante a dosagem Marshall produziam corpos de prova com densidades que não condiziam com as densidades dos pavimentos em campo. Esse assunto foi abordado no estudo realizado nos EUA sobre materiais asfálticos, denominado *Strategic Highway Research Program* (SHRP), que resultou em um novo procedimento de dosagem denominado Superpave (VASCONCELOS, 2004), *apud* (MONTANARI, 2007).

2.4.1 Compactação de misturas asfálticas

2.4.1.1 Metodologia Marshall

Estudos do *United States Army Corps of Engineers* (USACE), na década de 1940, mostraram que as massas específicas atingidas em pistas de aeroportos, após cerca de 1.500 coberturas de aeronaves, eram aproximadamente equivalentes às massas específicas obtidas em laboratório quando fossem

aplicados 50 golpes por face do corpo de prova. Posteriormente, verificou-se que o número de golpes para pneus de pressões mais elevadas seria de 75 para a equivalência entre tais pesos específicos. No critério do USACE (BROWN, 1984), *apud* (BALBO, 2007), afirma que a pressão de 0,69 MPa é o limite para a dosagem entre 50 e 75 golpes, de tal forma que, com as pressões de pneus vigentes, em torno de 0,65MPa, não haveria razões para não se aplicar o critério de 75 golpes para pavimentos rodoviários (BALBO, 2007).

A metodologia Marshall, ao longo dos anos foi modificada para adaptar-se à realidade do aumento de carga de roda e pressão de enchimento dos pneus dos veículos e dentre as modificações foram sugeridos novos critérios para a determinação da quantidade ótima de ligante asfáltico, que deveria ser a mais próxima dos valores correspondentes à estabilidade e densidade aparente máximas, além dos outros parâmetros como porcentagem de vazios, relação betume/vazios, estabilidade e fluência terem tido seus valores modificados para a nova realidade (ZEGARRA, 2007).

No Brasil, a compactação Marshall ainda é a mais utilizada e consiste na aplicação de um número definido de golpes com um soquete que cai de uma altura pré-determinada sobre a amostra de mistura asfáltica dentro de um cilindro padronizado. É preconizada pelo método de ensaio ME 043 (DNER, 1995) que recomenda o esforço de compactação de 50 golpes para pressão de pneu até 7kgf/cm² e de 75 golpes para a pressão de 7kgf/cm² a 14kgf/cm². Não há no referido método de ensaio, nenhuma recomendação com relação à frequência de aplicação dos golpes. Esse aspecto se verifica, também, na norma técnica da ASTM D 5581 (ASTM, 2001), assim como nas especificações da AASHTO referentes ao método Marshall. Os parâmetros usados no método Marshall para misturas asfálticas usinadas a quente devem-se enquadrar nos limites apresentados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Ensaio Marshall – Valores limites para misturas convencionais

Discriminação	Camada de Rolamento	Camada de Ligação (Binder)
Porcentagem de vazios (%)	3 a 5	4 a 6
Relação Betume/vazios (%)	75 a 82	65 a 72
Estabilidade mínima (Kgf)	500 (75 golpes)	500 (75 golpes)
Resistencia a tração por compressão diametral a 25°C (MPa)	0,65	0,65

Fonte: ES 031 (DNIT, 2006c)

Os parâmetros usados no método de dosagem Marshall para misturas asfálticas usinadas a quente com asfalto modificado por polímero têm que se enquadrar nos limites mostrados na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Ensaio Marshall – Valores limites para misturas modificadas por polímero

Discriminação	Camada de Rolamento	Camada de Ligação (Binder)
Porcentagem de vazios (%)	3 a 5	4 a 6
Relação Betume/vazios (%)	75 a 82	65 a 72
Estabilidade mínima (kgf)	500 (75 golpes)	500 (75 golpes)
Fluência (mm)	2,0 a 4,5	2,0 a 4,5
Resistencia a tração por compressão diametral a 25°C (kgf/cm ²)	7,0 a 12,0	7,0 a 12,0

Fonte: ES 385 (DNER, 1999b)

No ensaio Marshall, a dosagem de misturas asfálticas é feita considerando-se valores admissíveis empíricos para a estabilidade e a fluência.

Na dosagem das misturas asfálticas, no método Marshall consideram-se os seguintes parâmetros (BERTOLLO, 2002):

- Granulometria: busca-se a densidade máxima possível para garantir a máxima estabilidade;
- Densidade aparente da mistura: calculada com os corpos de prova do ensaio de dosagem;

- Densidade máxima teórica da mistura (DMT): densidade da mistura suposta sem vazios;
- Porcentagem de vazios da mistura (V_v): volume total de pequenas bolsas de ar existentes entre as partículas de agregados recobertos por cimento asfáltico em uma mistura compacta em relação ao volume total da mistura;
- Porcentagem de vazios do agregado mineral (VAM): porcentagem do volume do espaço intergranular de uma mistura asfáltica compactada, que inclui o volume de ar e de asfalto, em relação ao volume total da mistura;
- Relação betume vazios (RBV): porcentagem do volume de VAM que é preenchido com cimento asfáltico;
- Estabilidade: carga, em kgf, sob o qual o corpo de prova rompe quando submetido à compressão diametral;
- Fluência: deformação total, em décimos de milímetro ou centésimos de polegada, que o corpo de prova sofre ao romper.

2.4.1.2 Metodologia Superpave

A dosagem de misturas asfálticas pela metodologia Marshall durante vários anos vem sendo utilizada no Brasil, apesar de sofrer algumas críticas e proposições de mudanças durante anos seguidos. Um dos principais focos de discussão é a compactação por impacto, que se acredita não se aproximar da realidade do campo. No final dos anos 80, houve a iniciativa da criação de uma nova metodologia para dosagem de misturas asfálticas. Através do órgão gestor FHWA (*Federal Highway Administration*), reuniram-se os principais pesquisadores e com 5 anos de pesquisa criaram o que viria a ser conhecido como Superpave (*SUperior PERformance asphalt PAVements* – Pavimentos Asfálticos de Desempenho Superior). Uma das inovações, entre outras, encontra-se na adoção de um compactador por amassamento, denominado Superpave Gyrotory Compactor – SGC. O funcionamento do compactador pode ser entendido de acordo com o esquema simplificado mostrado na Figura 2.12 (MOTTA *et al.*, 1996):

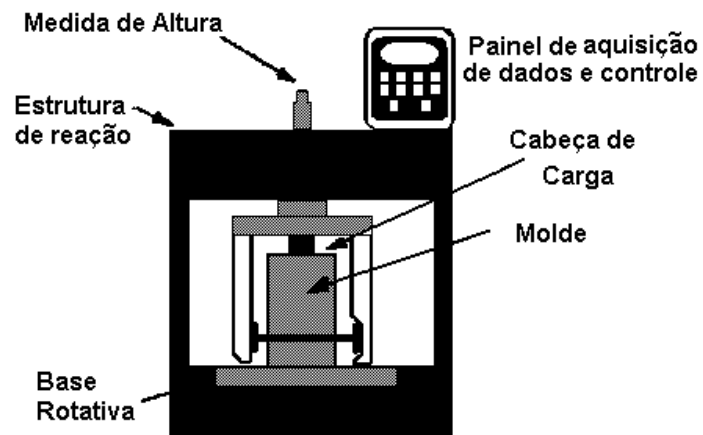


Figura 2.12 - Esquema do compactador giratório Superpave
 Fonte: Motta *et al.* (1996)

O seu diâmetro corresponde nominalmente ao diâmetro interno do molde (100 ou 150 mm). O ângulo de compactação do SGC foi finalmente definido em $1,25^\circ$. A velocidade constante de giro foi definida em 30 rpm sendo acionada por um motor elétrico que atua sobre a base rotativa. A pressão de compactação no corpo de prova é de 600 kPa, e é fornecida por um sistema hidráulico ou mecânico que aplica a carga na cabeça de carga (MARQUES, 2004). A Figura 2.13 mostra as configurações finais do molde SGC e dos parâmetros de compactação adotados pelo SHRP.

Os compactadores giratórios Superpave têm um sistema de controle e aquisição de dados constituído por microcomputador equipado com software, que indica a altura do corpo de prova e o número de revoluções, o que permite determinar o grau de compactação do corpo de prova durante todo o processo de compactação, sendo necessário inserir como dados iniciais, o peso e a densidade máxima da mistura.

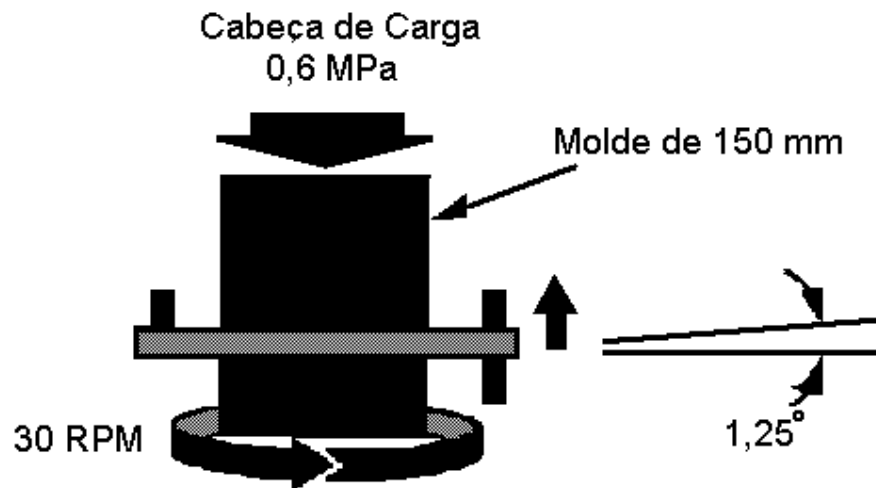


Figura 2.13 - Configurações do SGC e parâmetros de compactação.
 Fonte: Motta *et al.* (1996)

A metodologia de dosagem Superpave vem sendo adotada para misturas a quente produzidas nos Estados Unidos da América desde 1993, como reflexo do programa SHRP. No Brasil, essa metodologia vem se difundindo ao longo do tempo, mas a metodologia Marshall ainda é a mais utilizada (MENDES, 2011).

De acordo a mesmo autor, a proposta de metodologia de dosagem elaborada pelo programa SHRP diferiu-se das anteriores por estimar um teor de projeto provável através da fixação do volume de vazios e da granulometria dos agregados disponíveis, além da maior diferença entre elas: o método de compactação.

A metodologia Superpave modificou também a forma de escolha dos agregados, como visto na Figura 2.7, uma vez que criou os conceitos de pontos de controle por onde a mistura deve passar e a zona restrita, que caiu em desuso ao longo do tempo (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Para a determinação do número de giros de projeto ($N_{projeto}$), que corresponde ao número de giros que o compactador giratório fará para produzir o corpo de prova, leva-se em consideração o tráfego (N), conforme contido no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Parâmetros de compactação – determinação do número $N_{projeto}$

Parâmetros de Compactação – $N_{projeto}$	Tráfego
50	Muito leve (local)
75	Médio (vias principais, rodovias rurais)
100	Médio a alto (vias principais e rodovias rurais)
125	Alto volume de tráfego (interestaduais, muito pesados)

Fonte: Bernucci *et al.* (2008)

2.5 Principais degradações sofridas pelo pavimento flexível

Um pavimento flexível ao longo de seu período de vida útil está sujeito a uma redução na sua capacidade estrutural e funcional. Dentre os defeitos, os mais importantes são: trincas por fadiga, deformação permanente, trincas a baixas temperaturas e o desgaste.

2.5.1 Fadiga

Segundo Balbo (2007), o fenômeno da fadiga relaciona-se ao fato de que muitos materiais sendo sucessivamente solicitados em níveis de tensão inferiores aqueles da ruptura, pouco a pouco desenvolvam alterações em sua estrutura interna, que resultam na perda de características estruturais originais. Isso gera um processo de micro fissuração progressiva que culmina no desenvolvimento de fraturas e, conseqüentemente, no rompimento do material

Zegarra (2007) descreve ao fenômeno da fadiga do pavimento como a diminuição gradual da resistência por efeito de solicitações repetidas, ou o carregamento e descarregamento constante deste, devido à ação do tráfego, que gera deformações elásticas. Com a movimentação constante de deformação e recuperação surgem tensões de tração nas fibras inferiores da capa asfáltica do pavimento, que induzem um dano ao material em cada ciclo, que se acumula até finalmente produzir a ruptura.

Para Motta e Pinto (1994), *apud* (AMARAL, 2000), a fadiga representa o principal mecanismo de ruptura dos pavimentos asfálticos no Brasil, determinando o fim da vida útil estrutural do pavimento devido ao trincamento causado pela

repetição das cargas e das conseqüentes deformações elásticas.

Segundo Balbo (1997), na terminologia brasileira de classificação de defeitos, fissuras e trincas são definidas dentro de um grupo geral de defeitos chamados fendas. Uma fissura é, portanto uma fenda perceptível a olho nu a partir de distância inferior a 1,5 m; trincas são as fendas maiores que as fissuras considerando o critério adotado para definir fissuras.

Segundo Amaral (2000) as trincas são classificadas como transversais (se, aproximadamente perpendiculares ao eixo estradal), e longitudinais (se, aproximadamente, paralelas ao eixo estradal), conforme e apresentado na Figura 2.14 (a), sendo curtas quando a extensão for inferior a 1,0 m ou longas caso contrário.

De acordo ao mesmo autor existem ainda as trincas ditas interligadas, que são divididas em duas categorias: trinca couro de jacaré, com contornos erráticos, como é mostrado na Figura 2.14 (b), e trinca em bloco, com lados bem definidos aparentando blocos.

Segundo Gontijo (1980), *apud* (AMARAL, 2000), os parâmetros que influenciam o valor das tensões e deformações que se desenvolvem nas camadas de um pavimento, em particular nas suas faces inferiores, e considerados como principais, são os seguintes:

- As características do tráfego: carga por roda, pressão de contato, velocidade do veículo, intensidade do tráfego;
- As características próprias do pavimento: espessura e rigidez das camadas; e
- As condições climáticas, em particular, a temperatura.

De uma maneira geral, as tensões de tração que se desenvolvem na camada inferior do revestimento:

- Diminuem com o aumento da temperatura e conseqüentemente com o decréscimo do módulo de rigidez;
- Diminuem com o aumento do módulo de rigidez da base;

- Variam relativamente pouco com a espessura da camada de base (quando esta é superior a 20 cm) e com o módulo de rigidez do solo de fundação (subleito);
- Diminuem com o aumento da espessura do próprio revestimento e aumentam com o acréscimo do módulo de rigidez do concreto asfáltico.

Segundo Sangita *et al.* (1992), *apud* (CERATTI, 1996), houve um aumento na vida de fadiga da ordem de 9 a 18 vezes para misturas com ligante modificado com 2% e 5% de SBS respectivamente, comparado com misturas convencionais. Aumentando o teor do modificador acima de 10%, obtiveram um decréscimo na vida de fadiga, indicando a existência de um teor ótimo, que seria função do tipo de betume base e do próprio modificador.

Em resumo, a vida de fadiga dos pavimentos de concreto asfáltico depende da rigidez da mistura, conteúdo de asfalto, ponto de amolecimento, viscosidade, graduação do agregado, textura do agregado, processo construtivo, tráfego e clima (KIN, N. e KHOSLA, 1992; KALYONCUOGLU S. F. e KALYONCUOGLU U. Y., 2004), *apud* (ZEGARRA, 2007).

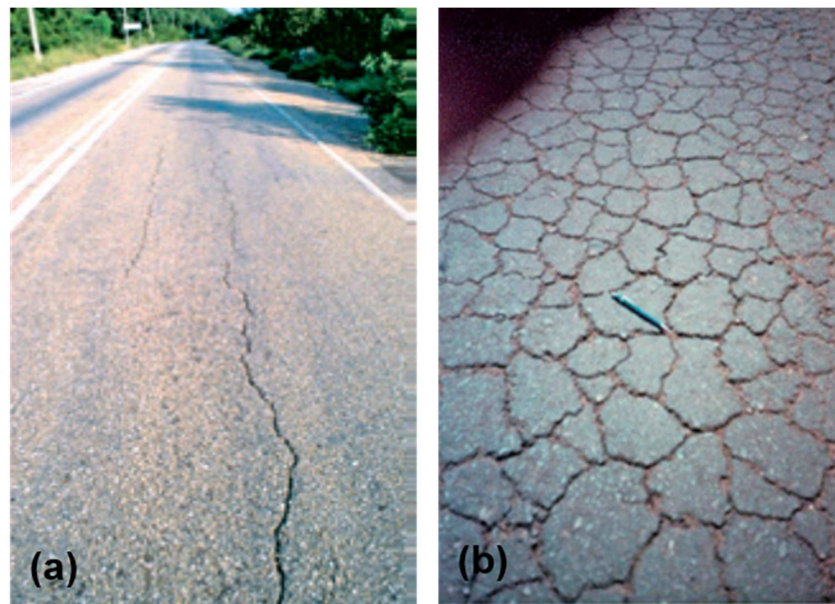


Figura 2.14 - Trincas por fadiga; (a) longitudinais; (b) couro de jacaré
Fonte: Bernucci *et al.* (2008)

2.5.2 Deformação permanente

A deformação permanente nos pavimentos resulta da aplicação de cargas repetidas, que acontecem a cada passagem de um veículo, sendo um processo acumulativo. Segundo Anani *et al.* (1990), *apud* (ZEGARRA, 2007), são muitos os fatores que interferem na ocorrência de deformações permanentes, podendo-se citar o volume de tráfego pesado, a pressão de enchimento dos pneus, a temperatura de serviço do pavimento, as práticas construtivas e os fatores internos, relacionados às características das camadas do pavimento.

Porém, as duas razões principais para o afundamento da trilha de roda nos pavimentos revestidos com misturas asfálticas são: estrutural, resultante das contribuições de todas as camadas de pavimento e do subleito, geradas pelo mau dimensionamento e misturas asfálticas com baixa resistência ao cisalhamento, o que depende da susceptibilidade térmica do ligante asfáltico e do esqueleto do agregado mineral.

Segundo Balbo (1997), na terminologia brasileira de classificação de defeitos, o afundamento é considerado como sendo uma ocorrência de deformação permanente na superfície do pavimento. Dois casos são tratados de maneira distinta: quando não há ocorrência simultânea de elevação lateral ao afundamento, o afundamento é dito de consolidação. Até 6,0 m de comprimento são considerados locais; quando sua extensão é maior e ao longo das trilhas de roda, o afundamento é dito de consolidação da trilha. Quando ocorrem elevações, os afundamentos são ditos plásticos, sendo analogamente, até 6,0 m denominados locais ou, se em extensão maior e ao longo das trilhas de roda, afundamento plástico da trilha de roda.

As gêneses possíveis do afundamento local de consolidação:

- Deformação acentuada de camadas de solo e granulares inferiores com diminuição de volume;
- Início de um processo de solapamento motivado por ruptura de tubulações enterradas;

- Perda de resistência e ruptura de camadas inferiores motivada por saturação de materiais;

As gêneses possíveis do afundamento em trilha de consolidação:

- Camadas inferiores isoladamente ou conjuntamente sofrem processo de deformação permanente com alteração de volume, com eventual contribuição do revestimento asfáltico no processo.

As gêneses possíveis do afundamento plástico em trilhas de roda são:

- Fluência excessiva da mistura asfáltica do revestimento combinada à ação do tráfego e de temperaturas elevadas;
- Ação intensa do tráfego sobre mesmas posições em faixas estreitas com fluxo canalizado;
- Combinação de deformações plásticas de várias camadas do pavimento.

Segundo Greco (2004), no Brasil a maior parte da deformação permanente de um pavimento deve-se a esforços cisalhantes que ocorrem na parte superior da camada de concreto asfáltico.

Segundo Gouveia (2002), a resistência ao acúmulo de deformação permanente de um concreto asfáltico depende das características dos materiais constituintes (ligante asfáltico e agregados pétreos) e das propriedades das misturas asfálticas. Muitos fatores influem na estabilidade das misturas de concreto asfáltico. Para os agregados, destacam-se a forma das partículas, a angularidade, a textura superficial, o diâmetro nominal máximo, a granulometria e a dureza do material. Quanto ao ligante, destaca-se sua rigidez sob altas temperaturas. Na análise das misturas, destaca-se a influência o teor de ligante, o volume de vazios, os vazios do agregado mineral e o método de compactação.

Em temperaturas elevadas (60°C) as propriedades mecânicas do ligante tem uma influência significativa na resistência à deformação permanente em misturas asfálticas a quente e os asfaltos modificados-SBS tem maior resistência à deformação permanente comparado à dos asfaltos convencionais (BOULDIN e COLLINS, 1992), *apud* (AMARAL, 2000).

Segundo Corté *et al.* (1994), o tipo de asfalto interfere no melhoramento da resistência à deformação permanente de uma mistura asfáltica e o asfalto modificado com polímero SBS consegue melhorar a resistência à deformação permanente.

Segundo Valkering *et al.* (1990), *apud* (ZEGARRA, 2007), a modificação do asfalto com polímero SBS mostrou uma redução de 60% a 70% da profundidade de trilhas de rodas na camada de mistura asfáltica, através de resultados obtidos do “Laboratory Test Track - LTT” e do ensaio de fluência dinâmico.

A Figura 2.15 apresenta um caso típico de deformação permanente da capa asfáltica nas trilhas de roda.

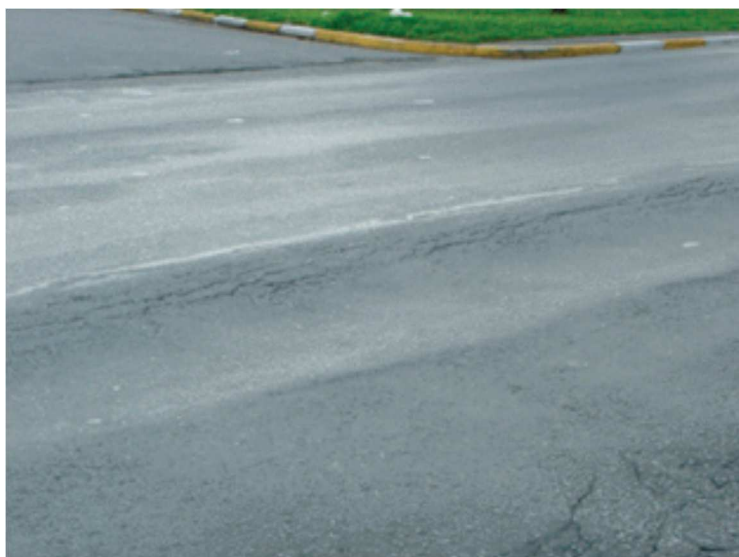


Figura 2.15 - Deformação permanente nas trilhas de roda
Fonte: Bernucci *et al.* (2008)

2.6 Propriedades mecânicas das misturas asfálticas

As principais propriedades mecânicas exigidas para as misturas asfálticas segundo o *HIGHWAY RESEARCH BOARD* (1955), *apud* (COELHO, 1992) são:

- Trabalhabilidade;
- Durabilidade;
- Estabilidade;
- Flexibilidade;

- Resistência por aderência superficial.

A trabalhabilidade é referente às operações de mistura e espalhamento da massa, que devem ocorrer sem grandes dificuldades.

A durabilidade é caracterizada pela resistência das misturas às ações do tempo e do tráfego e, para que isso ocorra, é necessário o bom envolvimento das partículas granulares pelo asfalto devido a uma boa mistura, ao teor ótimo de ligante e a um baixo volume de vazios devido à compactação eficiente.

Estabilidade de uma mistura asfáltica é a capacidade de suportar os carregamentos oriundos do tráfego sem sofrer deformações permanentes que possam afetar a integridade estrutural dos pavimentos e sua funcionalidade.

Flexibilidade é a propriedade da mistura asfáltica de resistir, sem falhas, às flexões repetidas devido a passagem dos veículos (resistência à fadiga).

Os agregados utilizados na composição da mistura asfáltica são importantes na obtenção de camadas com textura e atrito superficial convenientes a oferecer resistência ao deslizamento dos pneus dos veículos, ou seja, resistência por aderência superficial.

2.7 Ensaios para determinação das propriedades mecânicas das misturas asfálticas

2.7.1 Estabilidade Marshall

Segundo o método de ensaio ME 043 (DNER, 1995), a estabilidade é definida como a resistência máxima à compressão radial apresentada pelo corpo de prova, expressa em N (kgf). E a fluência é definida como a deformação total apresentada pelo corpo de prova, no momento da aplicação da carga máxima, expressa em décimos de milímetro ou centésimos de polegada.

Segundo Hills (1973), *apud* (AMARAL, 2000), uma das propriedades mais importantes de uma mistura asfáltica é a sua estabilidade, ou seja, sua habilidade em resistir à deformação permanente quando sujeita à passagem de veículos ou mesmo quando sujeita aos veículos estacionados. Entretanto, testes laboratoriais como, por exemplo, o ensaio Marshall, para concretos asfálticos,

idealizados para medir a estabilidade dessas misturas, são empíricos em sua essência. Assim, a sua utilização para prever o desempenho de revestimentos asfálticos de pavimentos rodoviários em serviço possui limitações, devendo o mesmo ser mais investigado para a finalidade pretendida.

A Figura 2.16 apresenta o equipamento utilizado para a realização do ensaio de estabilidade e fluência Marshall.



Figura 2.16 - Prensa automática Marshall do Laboratório de pavimentos da UFV

Fonte: Autor

2.7.2 Ensaio de tração por compressão diametral

Segundo Lobo Carneiro (1996), *apud* (MARQUES, 2004), a necessidade de se determinar a resistência à tração do concreto foi inicialmente para pistas de estradas de rodagem, onde o concreto normalmente não é armado e trabalha à tração por flexão. No Brasil, sempre se adotou para ensaiar o concreto a resistência a compressão de corpos de provas cilíndricos, e para o controle da resistência à tração, o ensaio por flexão de vigotas.

Segundo Pinto e Preussler (1980), *apud* (MONTANARI, 2007), este ensaio foi desenvolvido para determinar a resistência à tração de corpos de prova de concreto de cimento, através de solicitação estática. A extensão do uso para

misturas asfálticas se deve possivelmente ao fato de os revestimentos asfálticos, quando sujeitos às solicitações do tráfego, desenvolverem tensões de tração por flexão em suas fibras inferiores.

Hoje em dia este ensaio é conhecido como ensaio de tração indireta ou ensaio de resistência à tração por compressão diametral, em todo o mundo ele é conhecido como “Brazilian test”, ensaio brasileiro. Este ensaio também foi desenvolvido independentemente por Akazawa no Japão, e apresentou a mesma proposta dois meses depois que o Prof. Lobo Carneiro apresentou na 5ª reunião da Associação Brasileira de Normas Técnicas, de 20 a 23 de setembro de 1943, 10 anos depois foi descoberto este fato.

O ensaio consiste na aplicação de uma carga de compressão, F , na direção radial de um corpo de prova de diâmetro D e altura H . Essa aplicação progressiva de força implica estados de tensões, onde, assumindo algumas condições de contorno, as tensões de compressão ocorrem paralelamente à direção de aplicação das cargas e as de tração, perpendicularmente a essas, ignorando assim possíveis tensões tangenciais ou cisalhantes. Ver Figura 2.17.

A Equação para cálculo da resistência à tração é a seguinte:

$$\sigma_R = \frac{2F}{\pi D H} \quad (2.4)$$

Em que:

σ_R = resistência à tração, kgf/cm²;

F = carga de ruptura, kgf;

D = diâmetro do corpo de prova, cm;

H = altura do corpo de prova, cm.

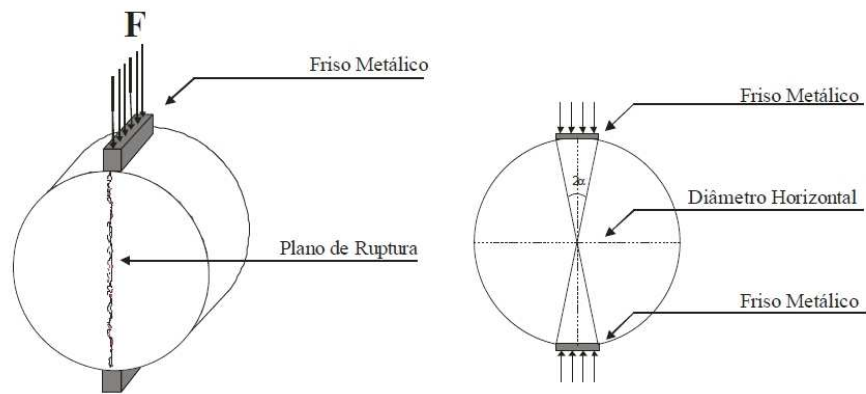


Figura 2.17 - Esquema do ensaio de resistência à tração estática por compressão diametral
 Fonte: ME 138 (DNER, 1994f)

Normalizado pelo DNER sob a designação pelo método de ensaio ME 138 (DNER, 1994f), a aparelhagem necessária para a execução do ensaio é a seguinte:

- Prensa mecânica, com sensibilidade inferior ou igual a 19,60 N (ou 2,0 kgf), com êmbolo movimentando-se a uma velocidade de $0,8 \pm 0,1$ mm/s;
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 30°C e 60°C;
- Sistema de refrigeração capaz de manter a temperatura em torno de 25°C;
- Paquímetro.

A aplicação de carga no ensaio se dá por intermédio de um friso metálico, com largura de 1,27 cm, que se ajusta de modo adequado à curvatura dos corpos de prova cilíndricos. O método de ensaio ME 138 (DNER, 1994f) não considera a influência destes frisos no cálculo da RT. De acordo com a expressão usada por estas entidades, assume-se comportamento unicamente elástico durante o ensaio e a ruptura do corpo de prova ao longo do diâmetro solicitado sendo devida unicamente às tensões de tração uniformes gerados (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A Figura 2.18 apresenta o equipamento utilizado para a realização do ensaio de resistência a tração por compressão diametral.



Figura 2.18 - Prensa mecânica utilizada para realização dos ensaios de resistência à tração; Laboratório de asfaltos da UFV
Fonte: Autor

2.7.3 Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral

Segundo Medina e Motta (2005), os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais usados em pavimentação foram iniciados por Francis Hveem na década de 1930, que foi o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Foi ele também quem adotou o termo “resiliência”, que é definido classicamente como “energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações”. O nome módulo de resiliência foi criado para que não fosse confundido com o módulo de Young, determinado estaticamente.

O módulo de resiliência MR é análogo ao módulo de elasticidade E, sendo ambos definidos como relação entre σ e ϵ . A diferença é que o módulo de resiliência é determinado em ensaio de carga repetida. Valores de pico das tensões e das deformações recuperáveis que ocorrem nos ensaios são usadas para calcular a constante elástica resiliente mesmo que a tensão de pico ou deformação recuperável não ocorra ao mesmo tempo em um teste dinâmico deste tipo. Apesar deste enfoque, negligenciar os efeitos da perda de energia, o uso da resposta resiliente parece dar resultados satisfatórios em cálculos de σ e ϵ (BARKSDALE *et al.*, 1997), *apud* (MARQUES, 2004).

Segundo Pinto e Preussler (1980), o ensaio de tração indireta ou compressão diametral, conhecido como "ensaio brasileiro", também passou a ser usado internacionalmente para determinação do módulo de elasticidade dinâmico de misturas asfálticas e materiais cimentados a partir da década de 70.

O ensaio de módulo de resiliência visa simular as condições encontradas no campo, onde os materiais que constituem o revestimento asfáltico são submetidos a carregamentos de curta duração originados pela ação do tráfego. A deformação específica resiliente, ou recuperável, é medida por um *Linear Variable Differential Transducer* (LVDT) acoplado a um sistema de aquisição de dados e posicionado no plano perpendicular ao sentido do carregamento. Dessa forma, consegue-se avaliar o comportamento da mistura na zona onde ocorrem as deformações de tração, responsáveis pela fadiga da camada (MOURÃO, 2003).

Segundo Silva (1998), *apud* (MONTANARI, 2007), misturas rígidas com elevados módulos de resiliência, sob uma base elástica, estão sujeitas a tensões de flexões, responsáveis pelas deformações elásticas que, repetidas, provocam o trincamento por fadiga do revestimento. Por outro lado, pavimentos flexíveis, com baixo módulo de resiliência, são susceptíveis às deformações plásticas ou permanentes que acumuladas ao longo do tempo, provocam os afundamentos das trilhas de roda. Assim, a resposta estrutural de um pavimento em serviço está diretamente relacionada com a amplitude do módulo de resiliência do revestimento e das camadas a ele subjacentes.

A determinação do módulo de resiliência (MR), no Brasil, segue o método de ensaio ME 133 (DNER, 1994g), que define o MR de misturas asfálticas como a relação entre a tensão de tração (σ_t), aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura asfáltica e a deformação específica recuperável (ϵ_t) correspondente à tensão aplicada, numa dada temperatura (T), conforme a Equação 2.5. Para a realização do ensaio, o corpo de prova pode ser fabricado em laboratório ou extraído em campo e deve ter formato cilíndrico, tendo aproximadamente 10 cm de diâmetro e altura entre 3,5 cm e 6,5 cm.

$$M = \left(\frac{\sigma_t}{\epsilon_t} \right)_T \quad (2.5)$$

O ensaio consiste em fixar o corpo de prova entre dois frisos (Figura 2.19); posicionar os *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT) para medir os deslocamentos, aplicar 200 vezes uma carga vertical (F) para condicionar o corpo de prova, de modo a se obter uma tensão menor ou igual a 30% da resistência à tração determinada no ensaio de compressão diametral estático. A frequência de aplicação da carga é de 60 ciclos por minuto, com duração de 0,1 segundo. O registro dos deslocamentos resilientes deve ser feito para 300, 400 e 500 aplicações da carga (F) e calcular o MR baseado na equação citada anteriormente, que será uma média dos valores determinados a 300, 400 e 500 aplicações de carga (MOREIRA, 2005).

O valor de módulo de resiliência, após a realização do ensaio e registro dos dados, é calculado, segundo o método de ensaio ME 133 (DNER, 1994g), através da Equação 2.6.

$$M = \frac{F}{100 \cdot \Delta \cdot H} (0,997 \mu + 0,2692) \quad (2.6)$$

Em que:

MR= módulo de resiliência, MPa;

F= carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo de prova, N;

Δ = deformação elástica ou resiliente registrada no oscilógrafo, para 300, 400 e 500 aplicações de carga (F), cm;

H= altura do corpo de prova, cm;

M= coeficiente de Poisson, adimensional.

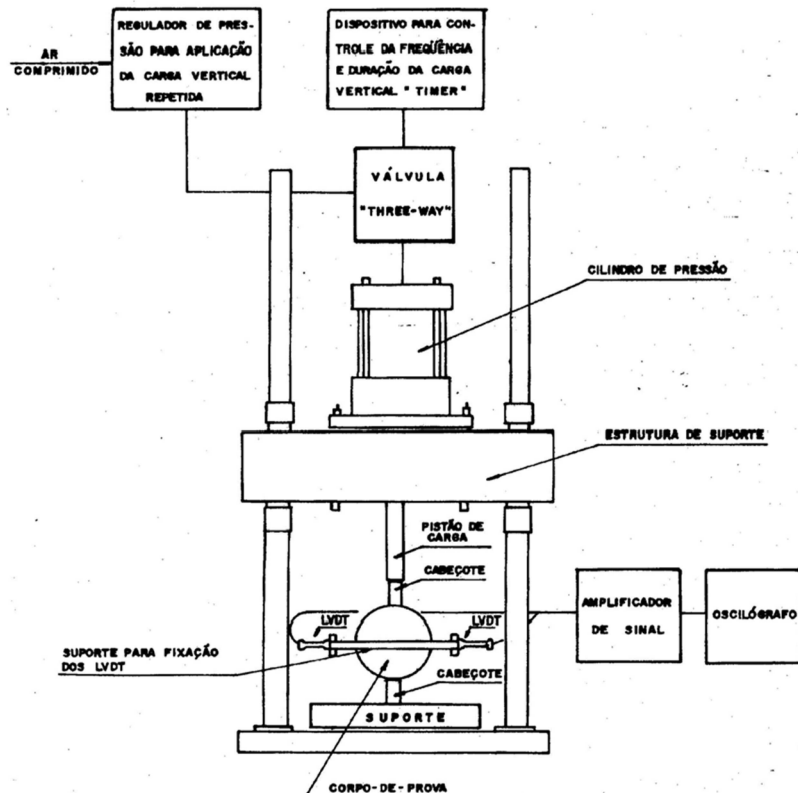


Figura 2.19 - Esquema de equipamento para ensaio de compressão diametral de carga repetida

Fonte: ME 133 (DNER,1994g)

De acordo a norma técnica americana D 4123 (ASTM, 1982), o ensaio de tração indireta com aplicação de cargas repetidas possibilita determinar os módulos de resiliência de misturas asfálticas, tanto para amostras extraídas de campo quanto para aquelas preparadas em laboratório. Neste ensaio, as amostras são submetidas a vários níveis de tensão com variações de frequência e duração de carga. Também, são empregados três valores de temperatura, isto é, 5°C, 25°C e 40°C. Dependendo da frequência do carregamento (0,33Hz; 0,5Hz e 1 Hz) e da temperatura do ensaio, o número de aplicações de carga deverá situar-se na faixa de 50 a 200 repetições. A amplitude da carga aplicada deverá enquadrar no intervalo de 10% a 50% da resistência à tração por compressão diametral.

A norma técnica TP 31 (AASHTO, 1996) especifica o ensaio de módulo de resiliência, referindo-se também à determinação em três temperaturas diferentes (5°C, 25°C e 40°C), e frequência de 1Hz, com 0,1 s de aplicação total de carga e 0,9 s de repouso.

Segundo Motta (1998), *apud* (AMARAL, 2000), de uma forma simplificada, pode-se dizer que o módulo de resiliência varia com a granulometria da mistura sendo maior quanto mais grossa for a faixa adotada; varia com o ligante asfáltico sendo maior quanto menor a penetração do asfalto ou maior a sua viscosidade, mas não é muito sensível ao teor de asfalto, dentro da faixa normal de dosagem.

Vale ressaltar que ultimamente tem-se utilizado em projetos de dimensionamento de pavimentos a relação do módulo de resiliência (MR) com a tensão de ruptura de tração (σ_t) dos revestimentos asfálticos, em vista de ser um indicativo da capacidade de retorno elástico das misturas asfálticas e sua resistência ao trincamento por tração frente às solicitações do tráfego e também por permitir uma forma expedita de inferir o módulo resiliente de uma mistura asfáltica, através de dados de mais fácil obtenção como é o caso da resistência à tração (σ_t) (MOTTA, 1998).

2.7.4 Vida de Fadiga

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 de modo que acelera com a presença de baixas temperaturas, fazendo com que a mistura asfáltica se enrijeça e não resista à repetição das cargas, e com as características inerentes ao pavimento (tipo de mistura, volume de tráfego) (ARAÚJO, 2009).

Segundo Bernucci *et al.* (2008) as cargas cíclicas, que são aquelas aplicadas pelas rodas dos veículos nos pavimentos, levam a danos intermitentes: crescentes na fase de carregamento e constantes no descarregamento. Esse tipo de carregamento produz falhas nos materiais em valores mais baixos de tensão, pois a carga é aplicada diversas vezes. Os mesmos autores comentam que a fadiga ocorre por meio de ações mecânicas e/ou térmicas, que isoladamente não parecem ser críticas, mas na verdade são decisivas para a

vida útil do material.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), em uma estrutura sujeita a carregamento cíclico, diversos estágios convencionalmente divididos podem ser diferenciados durante um processo de fadiga, conforme ilustra a Figura 2.20.

- Região I: onde as primeiras mudanças micro estruturais ocorrem; formam-se microfissuras; a densidade dos deslocamentos cresce e as zonas de danos irreversíveis se iniciam.
- Região II: caracterizada pelas microfissuras originadas da coalescência das microfissuras.
- Região III: crescimento das microfissuras conduzindo rapidamente ao colapso total.

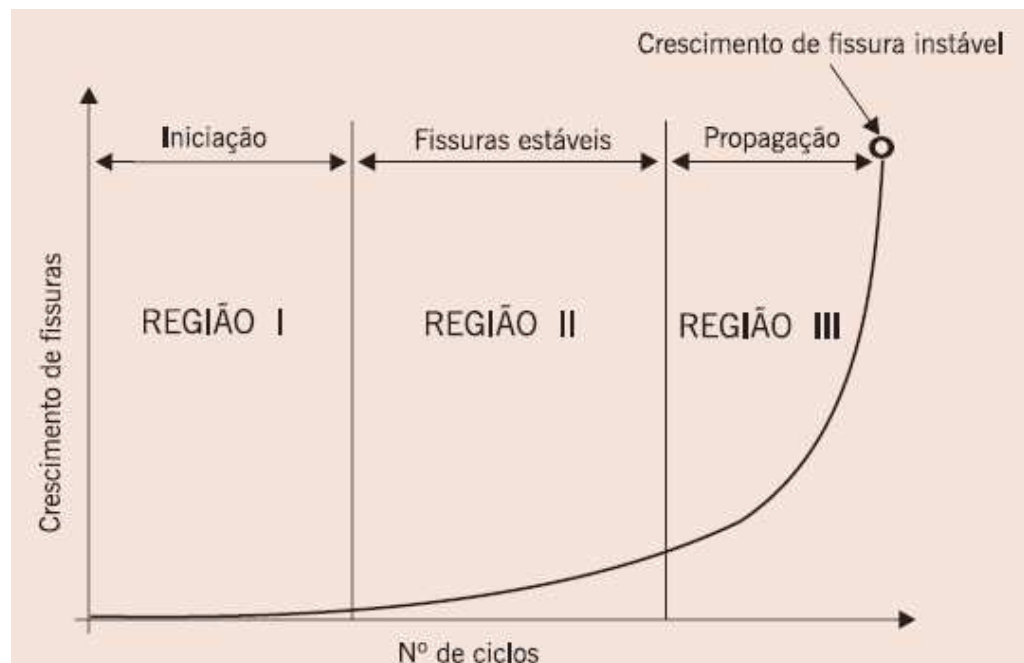


Figura 2.20 - Estágios existentes num processo de fadiga
Fonte: Bernucci *et al.* (2008)

A norma técnica americana E 206 (ASTM, 1979) define a fadiga, como o processo da mudança estrutural permanente, progressiva e localizada que ocorre em um ponto do material sujeito a tensões variáveis que produzem as fissuras que conduzem para totalizar a falha após um determinado número de ciclos.

Segundo Zegarra (2007), a vida de fadiga de um material asfáltico pode ser definida como o número de aplicações de carga necessário para que a mistura atinja ruptura ou um deslocamento vertical maior do que 6 mm sob dado estado de tensões.

A vida de fadiga de uma mistura asfáltica é definida em termos de vida de fratura (Nf) ou vida de serviço (NS). A primeira se refere ao número total de aplicações de certa carga necessária à fratura completa da amostra e a segunda ao número total de aplicações dessa mesma carga que reduza o desempenho ou a rigidez inicial da amostra a um nível preestabelecido (ARAÚJO, 2009).

De acordo com mesmo autor, 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_t) ou a deformação inicial de tração (ε_i) em gráficos mono-log, empregando-se a Equação 2.7 ou Equação 2.8 para ensaios a deformação controlada ou tensão controlada, respectivamente.

$$N = K_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{n_1} \quad (2.7)$$

Em que:

N = vida de fadiga;

ε_i = deformação resiliente inicial, cm;

K_1, n_1 = parâmetros experimentais (determinados no ensaio).

$$N = K_2 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_2} \quad (2.8)$$

Em que:

N = vida de fadiga;

$\Delta\sigma$ = diferença de tensão, MPa;

K_2, n_2 = parâmetros experimentais (determinados no ensaio).

No Brasil, este ensaio não é normatizado, mas tem sido utilizado largamente, geralmente é feito por compressão diametral à tensão controlada (TC), utilizando-se uma frequência de 60 aplicações por minuto com 0,10 segundo de duração do carregamento repetido, por meio de equipamento pneumático (MEDINA e MOTTA, 2005). Pode-se considerar que o ensaio em compressão diametral gera um estado biaxial de tensão em um corpo de prova cilíndrico convencional.

A fadiga na camada de revestimento ocorre devido à aplicação de um carregamento solicitando dinamicamente o pavimento, despertando uma tensão de flexão (σ_f) na face inferior do revestimento asfáltico e provocando a ruptura do mesmo, após a n-ésima aplicação da carga; considera-se, geralmente, a carga proveniente do “eixo simples padrão” de 8,2 tf (ARAÚJO, 2009).

Para a estimativa da vida de fadiga, inicialmente é calculado o carregamento vertical a ser aplicado em função de uma percentagem da carga de ruptura, utilizando-se a Equação 2.9.

$$F = \frac{10 \times \pi \times d \times h \times (\%R)}{2} \quad (2.9)$$

Em que:

F = carga aplicada, kg;

d = diâmetro do corpo de prova, cm;

h = altura do corpo de prova, cm;

%RT = nível de carga em relação à RT, MPa.

As diferenças de tensões e de deformações resilientes são obtidas pela Equação 2.10 e Equação 2.11, respectivamente.

$$\Delta\sigma = \frac{8F}{100 \times \pi \times D \times h} \quad (2.10)$$

$$\epsilon_i = \frac{\%R}{M} \quad (2.11)$$

Em que:

$\Delta\sigma$ = diferença de tensões no centro do CP, MPa;

F = carga aplicada, N;

D = diâmetro do CP, cm;

h = altura do CP, cm.

No Brasil, o ensaio de fadiga tem sido usado mais comumente para fins de comparação entre misturas. Contudo, mesmo nesse caso, é preciso cautela para uma conclusão direta somente a partir das curvas, pois o estado de tensões gerado em cada situação depende da estrutura e do valor do MR das camadas constituintes dos pavimentos (MOTTA, 1991; PINTO, 1991; MEDINA, 1997), *apud* (BERNUCCI *et al.*, 2008).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, apresentam-se os materiais utilizados e os respectivos procedimentos normativos adotados para a seleção e caracterização dos materiais, dosagem e determinação das propriedades mecânicas das misturas asfálticas estudadas na pesquisa.

3.1 Materiais

3.1.1 Agregados Minerais

Os agregados minerais utilizados nesta pesquisa (“Brita 1”, “Brita 0” e “Pó de Pedra”) são de formação gnáissica, oriundos da Pedreira de Ervália, localizada na cidade de Ervália - MG. A escolha desses agregados se deve ao elevado emprego dos mesmos em obras de engenharia na cidade de Viçosa-MG e microrregião, tanto na construção civil, quanto na pavimentação de vias. Neste trabalho, não houve necessidade de coletar os agregados, pelo fato de se dispor de quantidades suficientes dos mesmos estocados no Laboratório de Materiais Asfálticos e Misturas do Departamento de Engenharia Civil da UFV.

Nas Figuras 3.1 e 3.2, são mostradas imagens da Pedreira de Ervália, de onde foram extraídos os materiais pétreos usados nesta pesquisa.



Figura 3.1 - Pilhas de materiais
Fonte: Autor



Figura 3.2 - Amostragem dos materiais
Fonte: Autor

3.1.2 Ligantes asfálticos

Os Ligantes Asfálticos empregados no presente trabalho são um convencional, do tipo CAP 50/70 e um modificado com polímero SBS, o Betuflex 65/85, ambos fornecidos pela empresa Stratura Asfaltos S.A.. Nas Tabelas 3.1 e 3.2 são apresentadas as características físicas dos ligantes asfálticos fornecidas pela empresa fabricante, os quais atendem às exigências contidas nas especificações de serviço atualmente recomendadas.

Tabela 3.1 – Especificações para CAP 50/70

Propriedades	Métodos	Unidade	CAP 50/70
Penetração (100g, 5s, 25°C)	NBR 6576	0,1 mm	50 - 70
Ponto de amolecimento	NBR 6560	°C	46 mín
Viscosidade Saybolt – Furol: 135°C 150°C 177°C Ou	NBR 14950	Seg.	141 mín. 50 mín 30 - 150
Viscosidade Brookfield: 135°C, Spindle 21, 20 rpm 150°C, Spindle 21 177°C, Spindle 21	NBR 15184	cP	274 mín 112 mín 57 - 285
Índice de suscetibilidade térmica	-	-	-1,5 a +0,7
Ponto de Fulgor	NBR 11341	°C	235 mín
Solubilidade em tricloroetileno	NBR 14855	% massa	99,5 mín
Ductilidade, 25°C, 5 cm/min. RTFOT, 163°C, 85 minutos	NBR 6293	cm	60 mín
Variação em massa	NBR 15235	% massa	0,5 máx
Ductilidade, 25°C, 5 cm/mín	NBR 6293	cm	20 mín
Aumento do ponto de amolecimento	NBR 6560	°C	8 máx
Penetração retida	NBR 6576	%	55 mín

Fonte: ANP (2005)

Tabela 3.2 – Especificações do Betuflex 60/85

Propriedades	Métodos	Unidade	Betuflex 60/85
Penetração (100g, 5s, 25°C)	NBR 6576	0,1 mm	40 - 70
Ponto de amolecimento	NBR 6560	°C	60 mín
Viscosidade Brookfield: 135°C, Spindle 21, 20 rpm 150°C, Spindle 21 177°C, Spindle 21	NBR 15184	cP	3000 máx 2000 máx 1000 máx
Ponto de Fulgor	NBR 11341	°C	235 mín
Ensaio de separação de Fase	NBR 15166	°C	5 máx
Recuperação Elástica, 25°C, 20cm	NBR 15086	%	85 mín
EFEITO DO CALOR E DO AR - RTFOT			
RTFOT, Variação em massa	NBR 15235	%	1,0 máx
RTFOT, % penetração original	NBR 6576	%	60 mín
RTFOT, Aumento do ponto de amolecimento	NBR 6560	°C	-5 a 7
RTFOT, % recuperação elástica original a 25°C	NBR 15086	%	80 mín

Fonte: ANP (2007)

3.2 Métodos

3.2.1 Determinação das Propriedades dos Agregados

Os ensaios para determinar as propriedades dos agregados e suas respectivas normas foram os seguintes:

- Ensaio de análise granulométrica: ME 083 (DNER, 1998b).
- Determinação da absorção e da densidade do agregado graúdo: ME 081 (DNER, 1998c);
- Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman: ME 194 (DNER, 1998d);
- Ensaio de abrasão “*Los Angeles*”: ME 035 (DNER, 1998a);
- Determinação de índice de forma: ME 086 (DNER, 1994c);
- Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro: NBR 7809 (ABNT, 2006);
- Ensaio *Aggregate Image Measurement System* (AIMS): Masad (2005);
- Determinação da adesividade do agregado graúdo ao ligante betuminoso: ME 078 (DNER, 1994e).

3.2.2 Determinação das propriedades dos ligantes asfálticos

Os dados de caracterização física dos ligantes empregados na pesquisa (CAP 50/70 e Betuflex 65/85) foram fornecidos pela Stratura Asfaltos S.A., mas alguns ensaios foram também realizados no Laboratório de Materiais Asfálticos e Misturas do Departamento de Engenharia Civil da UFV, a saber:

- Ensaio de penetração: ME 155 (DNIT, 2010a);
- Viscosidade Saybolt-Furol: ME 004 (DNER, 1994a);
- Ponto de fulgor e de combustão: NBR 11341 (ABNT, 2015a);
- Ensaio de ponto de amolecimento: ME 131 (DNIT, 2010b);
- Massa específica e densidade relativa: ME 193 (DNER, 1996).

3.2.3 Dosagem das Misturas Asfálticas

O desenvolvimento desta pesquisa abrangeu a composição de uma única faixa granulométrica [faixa C, conforme à ES 031 (DNIT, 2006) e ES 385 (DNER, 1999b)] para as misturas a quente, empregando-se os procedimentos de dosagem Marshall [ME 043 (DNER, 1995)] e compactação giratória [PP-35 (AASHTO, 1998)].

Para a obtenção de uma indicação inicial da composição de agregados minerais da mistura asfáltica o método utilizado foi a construção gráfica de *Rothfuchs* (ROAD RESEARCH LABORATORY, 1952).

O cálculo da quantidade “ótima” de ligante asfáltico (P_{ca}) para dosagem da mistura asfáltica foi feita empregando-se o método da superfície específica, de acordo com a norma SP-M 148 (DER, 1960) do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo.

A partir do P_{ca} encontrado, foram elaboradas misturas com cinco teores diferentes: adotou-se um teor de asfalto referencial em um primeiro grupo de corpos de prova, dois outros corpos de prova foram moldados com teores iguais a -0,5% e -1,0% abaixo do teor de referência, e mais dois grupos com teores acima do teor de referência, ou seja, a +0,5% e +1,0%. Foram moldados, três C.P's para cada grupo com o mesmo teor, num total de quinze C.P's visando a determinação do teor de projeto.

As temperaturas de aquecimento dos materiais e de compactação das misturas, segundo exigências da ME (043 (DNER, 1995), são apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Temperaturas adotadas na preparação e compactação das misturas asfálticas

Materiais ou procedimentos	Temperaturas adotadas (°C)	
	Misturas com CAP 50/70	Misturas com Betuflex 60/85.
Agregados	175	175
Ligantes	160	165
Compactação	150	155

O número de golpes no compactador Marshall adotado nesta pesquisa correspondeu a 75 golpes por face, representativo da condição de tráfego pesado

Os parâmetros volumétricos derivados da aplicação do método Marshall foram os listados a seguir, calculados conforme Bernucci *et al.* (2008):

- Massa específica aparente da mistura (G_{mb});
- Densidade máxima teórica (DMT);
- Volume de vazios (V_v);
- Vazios cheios com Betume (VCB);
- Vazios do agregado mineral (VAM);
- Relação betume-vazios (RBV).

3.2.4 Escolha de teor de projeto

A escolha do teor de projeto para as misturas asfálticas desta pesquisa foi feita utilizando dois parâmetros volumétricos, V_v e RBV, conforme descrito a seguir (BERNUCCI *et al.*, 2008) continuação:

- Com os cinco valores médios de V_v e RBV obtidos nos grupos de corpos de prova, foi possível traçar um gráfico do teor de asfalto versus V_v e RBV. Adicionam-se, então, linhas de tendência para os valores encontrados dos dois parâmetros;
- O gráfico deve conter, ainda, os limites específicos do V_v e RBV, indicados por linhas tracejadas. Para esta pesquisa, os limites para a Faixa "C" do DNIT são V_v mínimo de 3% e o máximo de 5%, e RBV mínimo de 75% e máximo de 82%. Estes limites são para camadas de rolamento, segundo as especificações de serviço ES 031 (DNIT, 2006c) e ES 385 (DNER, 1999b);
- A partir da interseção das linhas de tendência do V_v e do RBV com os limites respectivos de cada um destes parâmetros, são determinados quatro teores de CAP (X1, X2, X3 e X4), através de um gráfico como mostra a Figura 3.3.

- O teor ótimo é selecionado tomando a média dos dois teores centrais, ou seja, teor ótimo = $(X2 + X3)/2$.

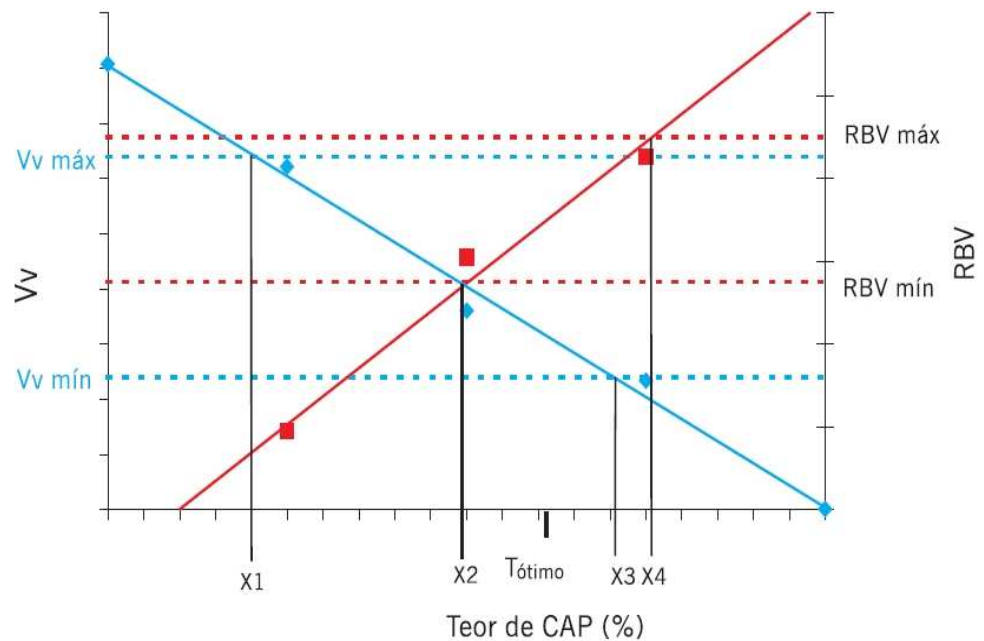


Figura 3.3 - Gráfico para determinação do teor de ligante de projeto
 Fonte: Bernucci *et al.* (2008)

Após de encontrar os teores de ligante de projeto para as misturas asfálticas estudadas foram confeccionados CP's com estes teores e $\pm 0,5\%$ do teor de projeto de ligante, com a intenção de conhecer os valores dos parâmetros de dosagem e se estes valores se encontram dentro dos valores limites segundo as especificações de serviço ES 031 (DNIT, 2006c) e ES 385 (DNER, 1999b). Por cada teor foram confeccionados três CP's.

3.2.5 Compactação das misturas asfálticas por amassamento

Após a escolha do teor de projeto dos ligantes pela metodologia Marshall, foram moldados corpos de prova com asfalto convencional CAP 50/70, e asfalto modificado com polímero SBS Betuflex 60/85 no compactador giratório Superpave.

O compactador giratório utilizado para este trabalho foi o existente no Laboratório de Materiais Asfálticos e Misturas da UFV, um Superpave (IPC Servopac Gyrotory Compactor) da empresa IPC global, cujas características são as seguintes:

- Ângulo de giro de $1,25 \pm 0,2^\circ$;
- Rotação de 30 giros por minuto;
- Pressão vertical durante os giros de 600kPa.

Na Figura 3.4, apresenta-se o compactador giratório Superpave IPC.



Figura 3.4 - Compactador giratório Superpave IPC
Fonte: IPC global, (2016)

As amostras foram compactadas em cilindro de 100 mm, possibilitando, assim, uma comparação imediata com os resultados obtidos no procedimento Marshall. Nesta pesquisa, investigaram-se dois níveis de tráfego, cada um sendo caracterizado por um número pré-definido de giros no compactador giratório ($N_{projeto}$). O primeiro nível é caracterizado por 75 giros (tráfego médio) e o segundo por 100 giros (tráfego médio a alto).

3.2.6 Determinação das propriedades mecânicas das misturas asfálticas

Os ensaios que foram realizados na presente pesquisa, com o objetivo de avaliar as propriedades mecânicas das misturas asfálticas são:

- Ensaio Marshall (estabilidade e fluência): ME 043 (DNER, 1995);
- Ensaio de resistência à tração por compressão diametral: ME 138 (DNER, 1994f);
- Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral: ME 133 (DNER, 1994g);
- Ensaio de vida de fadiga: Rede Temática de Asfalto (2010);
- Ensaio de dano por umidade induzida: NBR 15617 (ABNT, 2015b);
- Ensaio Cântabro: ME 383 (DNER, 1999c).

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

No presente capítulo, apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais utilizados para confecção das misturas, a saber, os agregados minerais e os ligantes asfálticos CAP 50/70 e Betuflex 60/85, assim como os resultados dos ensaios de caracterização das propriedades mecânicas das misturas asfálticas, realizados conforme as metodologias descritas no capítulo anterior.

4.1 Ensaios de caracterização dos materiais

4.1.1 Agregados minerais

Os resultados obtidos, com relação à granulometria dos agregados minerais utilizados nesta pesquisa (“Brita 1”, “Brita 0” e pó de pedra), são apresentados na Tabela 4.1, e na Figura 4.1 ilustram-se as curvas granulométricas destes agregados.

Tabela 4.1 - Granulometria dos agregados minerais empregados na pesquisa

Peneiras		% em peso que passa		
ASTM	(mm)	Brita 1	Brita 0	Pó de pedra
1”	25,00	100,00	100,00	100,00
3/4”	19,00	85,40	100	100,00
1/2”	12,50	12,20	99,90	100,00
3/8”	9,50	0,70	93,60	100,00
#4	4,75	0,20	22,30	99,80
#10	2,00	0,17	0,60	75,90
#40	0,425	0,16	0,40	47,30
#80	0,180	0,14	0,30	31,40
#200	0,075	0,11	0,20	13,60

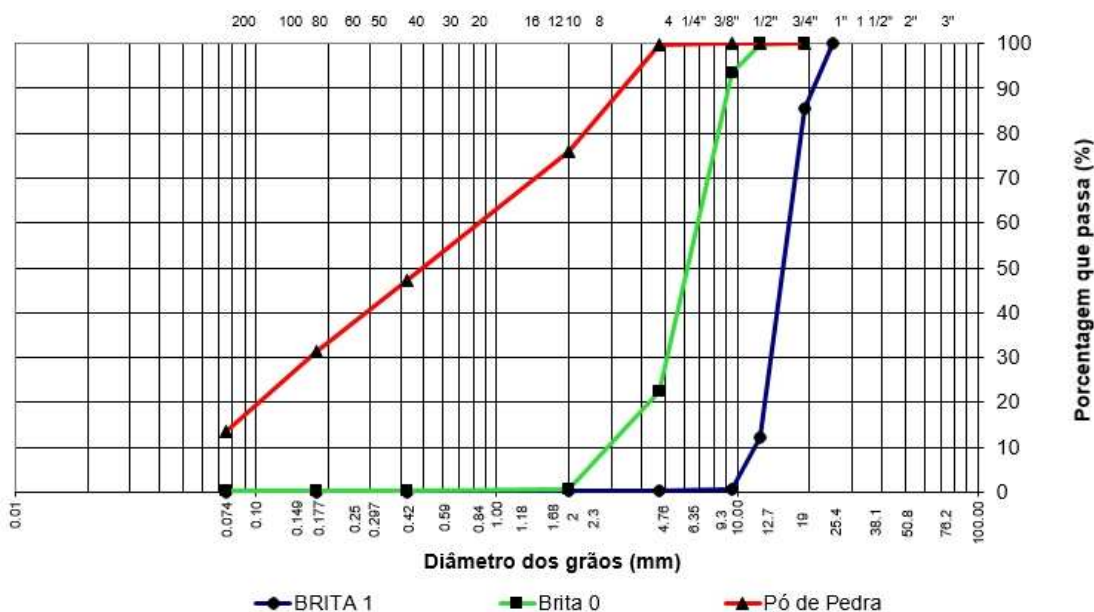


Figura 4.1 - Curvas granulométricas dos agregados minerais empregados na pesquisa

Na Tabela 4.2, são apresentados os resultados dos ensaios: absorção do agregado graúdo, abrasão “Los Angeles”, densidades dos agregados graúdo e miúdo e índice de forma dos agregados.

Tabela 4.2 - Ensaios de caracterização dos agregados minerais empregados na pesquisa

Ensaio	Método	Brita 1	Brita 0	Pó de pedra
Absorção do agregado graúdo (%)	ME 081 (DNER, 1998c)	0,65	0,68	-
Densidade do agregado graúdo (g/cm ³)	ME 081 (DNER, 1998c)	2,78	2,77	-
Densidade do agregado miúdo (g/cm ³)	ME 194 (DNER, 1998d)	-	-	2,80
Abrasão “Los Angeles” (%)	ME 035 (DNER, 1998a)	41,50	44,92	-
Índice de forma	ME 086 (DNER, 1994c)	0,68	0,59	-
Índice de forma pelo método do paquímetro	NBR 7809 (ABNT, 2006)	2,39	2,63	-

Os valores de densidade dos agregados graúdos e miúdos estão de acordo com os valores comumente encontrados na literatura, os quais foram utilizados na determinação do teor de projeto de ligante das misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa.

O conhecimento da absorção é importante, já que se esta é elevada pode gerar um maior consumo de ligante, tornando a mistura mais cara; por outro lado, ela pode propiciar uma melhor penetração do ligante no agregado, o que aumenta em parte sua adesividade. Agregados que tenham menos que 1% de absorção minimizam a quantidade de cimento asfáltico necessário na mistura, o que faz com que sejam preferidos para a maioria das aplicações construtivas (ABRAMS *et al.*, 1991), *apud* (GOUVEIA, 2002). No caso dos agregados minerais utilizados neste trabalho, os valores da absorção são baixos.

Segundo as especificações de serviço ES 031 (DNIT, 2006c) e ES 385 (DNER,1999b), os valores do desgaste *Los Angeles* devem ser iguais ou menores que 50% e 55 % respectivamente, admitindo-se excepcionalmente agregados com valores maiores, no caso de terem apresentado comprovadamente desempenho satisfatório em utilizações anteriores. Os resultados do ensaio de abrasão *Los Angeles* para os agregados utilizados nesta pesquisa encontram-se dentro da faixa de tolerância estabelecida pelas normas supramencionadas.

Os resultados para os ensaios de índice de forma atendem às especificações impostas nas normas ES 031 (DNIT, 2006c) e ES 385 (DNER,1999b), que estabelecem um valor superior a 0,5 para aplicação desses agregados em misturas de CBUQ, utilizando asfalto convencional ou asfalto modificado por polímero.

A norma técnica utilizada para achar o índice de forma pelo método do paquímetro é a NBR 7809 (ABNT, 2006), ensaio que é mencionado na norma técnica NBR 12948 (ABNT, 1993) intitulada “Materiais para concreto betuminoso usinado a quente”. Para que um agregado seja aceito para utilização em misturas asfálticas a quente, seu índice de forma deve ser menor ou igual a dois. Os valores obtidos neste ensaio para os agregados minerais empregados na pesquisa estão fora da faixa de tolerância estabelecida pela norma.

Com relação aos resultados do ensaio AIMS, o qual seguiu a metodologia desenvolvida por Al-Rousan (2004), *apud* (BRANCO, 2006), os agregados empregados na pesquisa enquadraram-se em classes conforme classificação apresentada no Quadro 4.1 e de acordo com os parâmetros fornecidos pelo equipamento.

Quadro 4.1 - Limites de classificação de forma, esfericidade, angularidade e textura superficial de agregados minerais

Propriedades	Valores limite/ classificação				
	Forma 2D ou Índice de forma	< 6,5	6,5 – 8,0	8,0 – 10,5	> 10,5
	Circular	Semicircular	Semialongado	Alongado	-
Esfericidade	< 0,6	0,6 – 0,7	0,7 – 0,8	> 0,8	-
	Achatado/ Alongado	Baixa esfericidade	Esfericidade moderada	Alta esfericidade	-
Angularidade	< 2.100	2.100 – 4.000	4.000 – 5.400	> 5.400	-
	Arredondado	Subarredondado	Subangular	Angular	-
Textura Superficial	< 165	165 – 275	275 – 350	350 – 460	> 460
	Polido	Macio	Baixa rugosidade	Rugosidade moderada	Alta rugosidade

Fonte: Al-Rousan (2004)

Com relação à forma, dois parâmetros foram calculados: a esfericidade, para os agregados graúdos retidos nas peneiras $\geq 4,75$ mm, e o índice de forma, para os agregados miúdos retidos nas peneiras $\leq 2,36$ mm. As Tabelas 4.3 e 4.4 apresentam um resumo dos resultados, com os parâmetros estatísticos médios, desvio padrão e a classificação dos agregados em relação a cada uma das propriedades, levando em conta as médias dos resultados encontrados.

Tabela 4.3 - Resultados da esfericidade dos agregados minerais empregados na pesquisa

Agregado	Peneira (mm)	Média	Desvio padrão	Classificação
Brita 1	19	0,75	0,08	Esfericidade moderada
	12,5	0,66	0,09	Baixa esfericidade
	9,5	0,61	0,12	Baixa esfericidade
Brita 0	4,75	0,60	0,10	Baixa esfericidade
Pó de pedra	4,75	0,67	0,09	Baixa esfericidade

A brita 1 apresentou a maioria das partículas (65,07%) com baixa esfericidade (< 0,6), a brita 0 apresentou 44% das partículas com baixa esfericidade e 38% com classificação de alongado/achatado, e o pó de pedra apresentou 63,3% com uma classificação de baixa esfericidade. Nas Figuras 4.2 e 4.3, apresenta-se as distribuições cumulativas dos resultados dos agregados estudados.

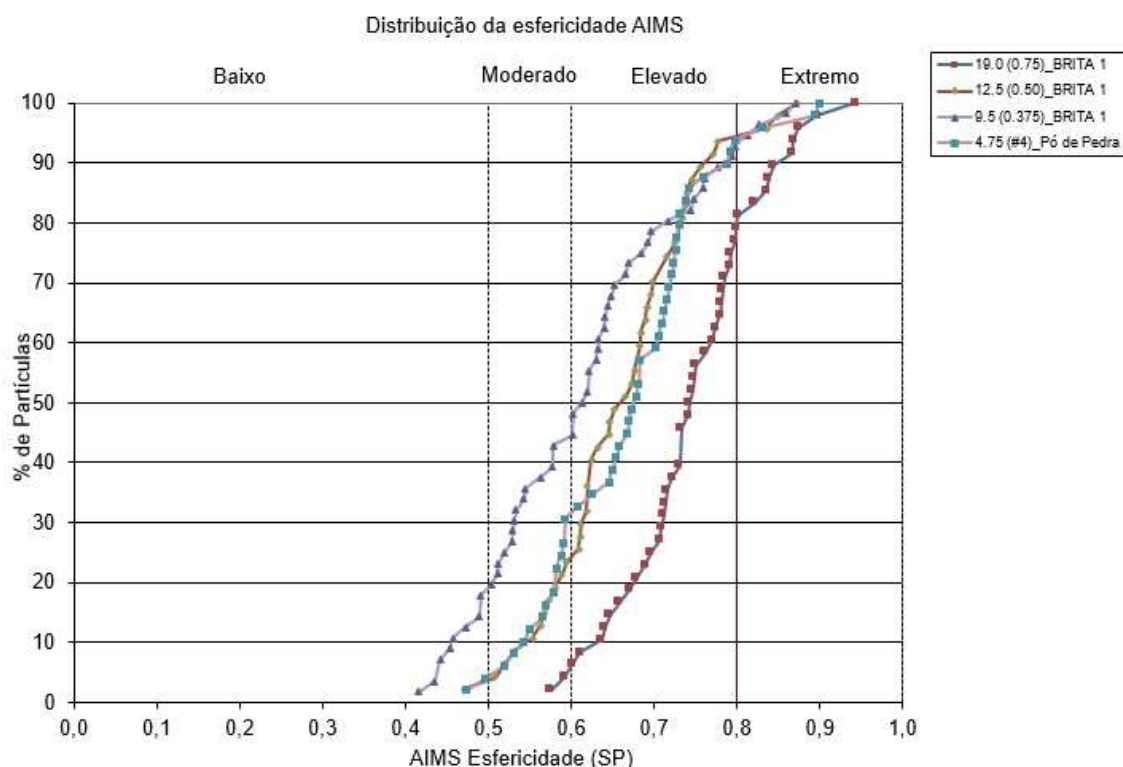


Figura 4.2 - Distribuição cumulativa - esfericidade: brita 1 e pó de pedra

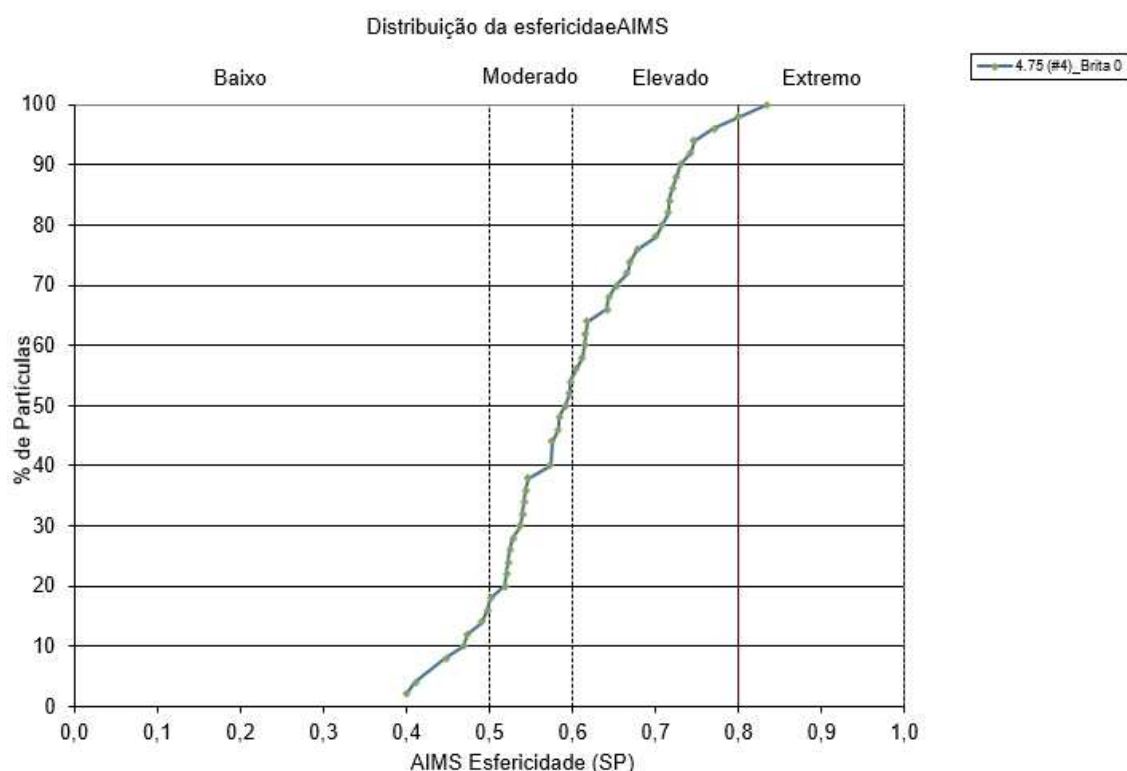


Figura 4.3 - Distribuição cumulativa - esfericidade: brita 0

Tabela 4.4 - Resultados de índice de forma dos agregados miúdos empregados na pesquisa

Agregado	Peneira (mm)	Média	Desvio padrão	Classificação
Brita 0	2,36	8,10	2,00	Semialongado
	2,36	8,10	1,90	Semialongado
Pó de pedra	1,18	8,10	1,70	Semialongado
	0,60	7,90	1,90	Semicircular
	0,30	8,30	2,10	Semialongado
	0,15	7,40	2,20	Semicircular
	0,075	8,40	2,60	Semialongado

Os agregados miúdos da brita 0 apresentaram 36,2% das partículas com classificação semialongado e 35,5% com classificação semicircular; o pó de pedra apresentou 35,9% com uma classificação semialongado e 32,25% das partículas com forma semicircular. As distribuições cumulativas dos resultados dos agregados estudados são apresentadas nas Figuras 4.4 e 4.5.

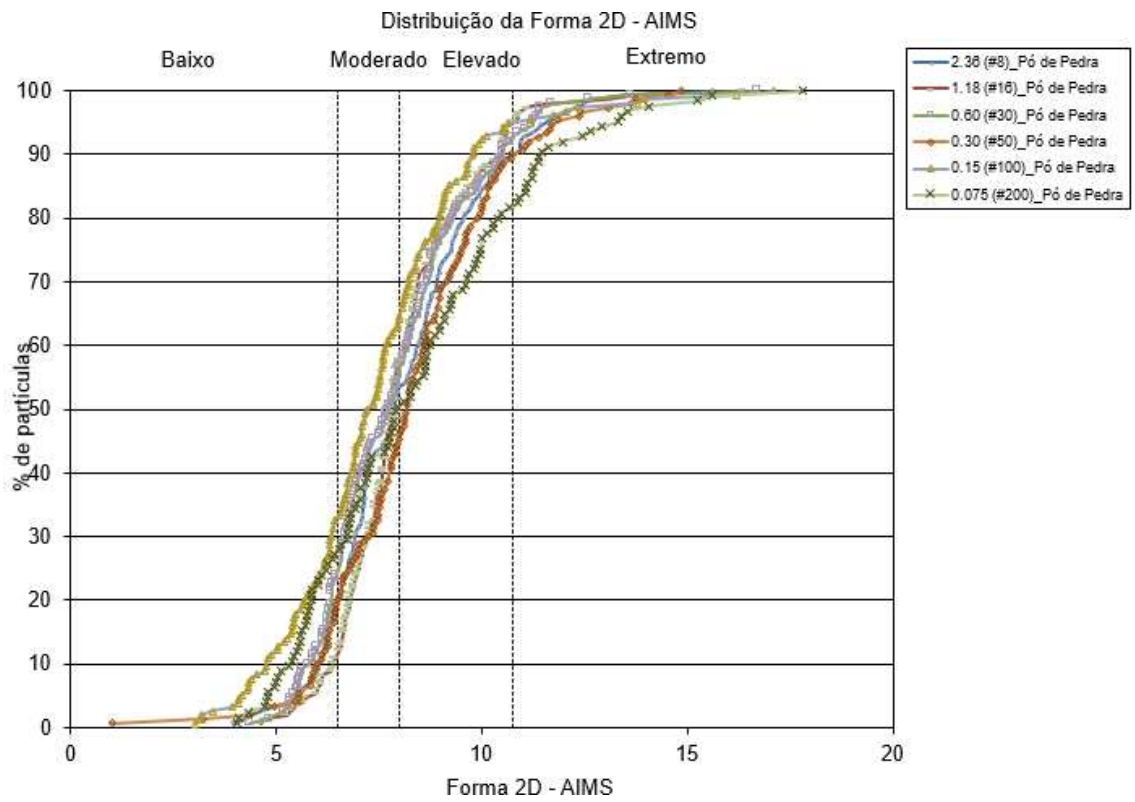


Figura 4.4 - Distribuição cumulativa – índice de forma: brita 1 e pó de pedra

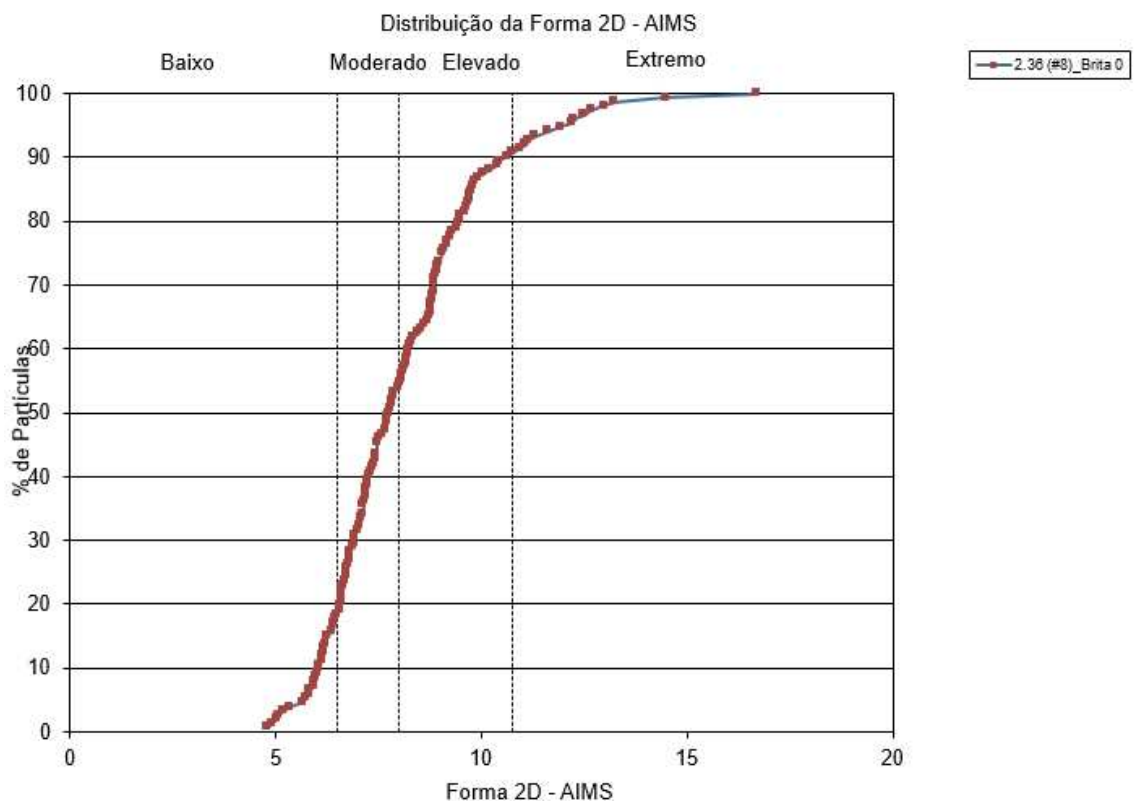


Figura 4.5 - Distribuição cumulativa - índice de forma: brita 0

Com relação ao critério Superpave (relação espessura/comprimento ou relação r_C e r_L), a brita 1, a brita 0 e o pó de pedra foram considerados satisfatórios. Apenas duas partículas apresentaram razão superior a 1:5 (Figuras 4.6, 4.7). É interessante perceber que as análises do AIMS consideram as partículas com valores de r_C , r_I e r_L .

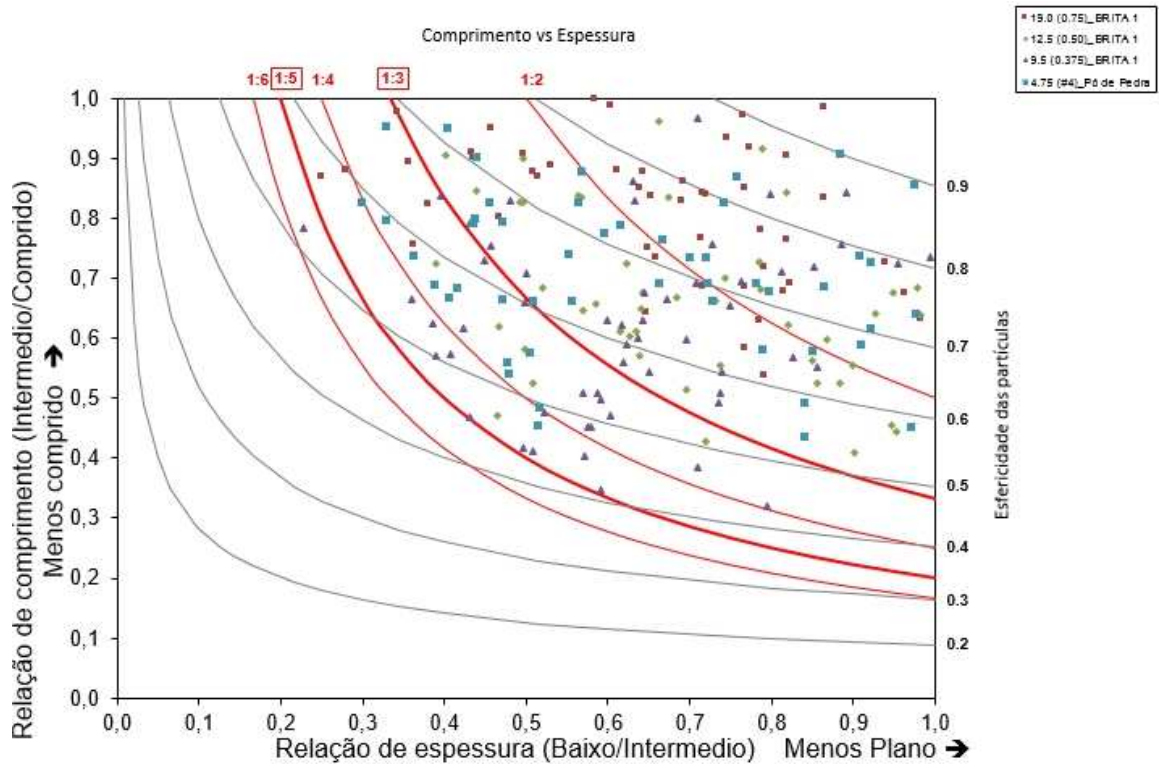


Figura 4.6 - Determinação de partículas alongadas e/ou lamelares: brita 1 e pó de pedra

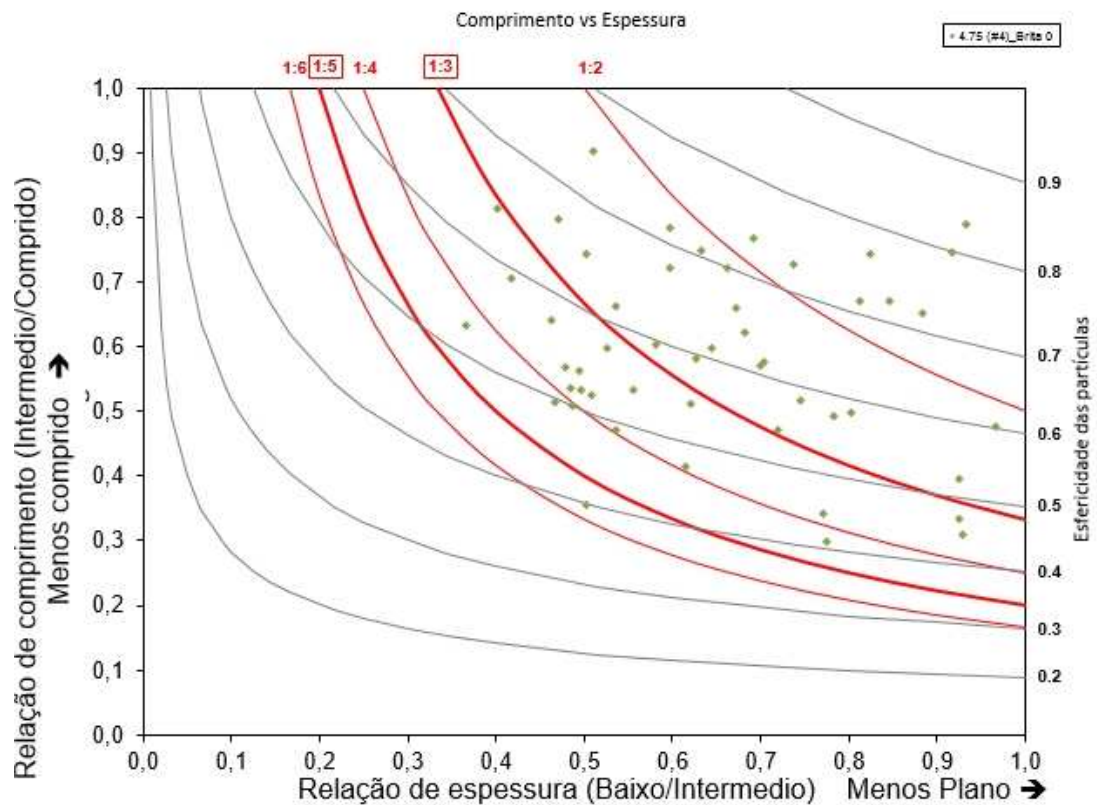


Figura 4.7 - Determinação de partículas alongadas e/ou lamelares: brita 0

Com relação à angularidade a Tabela 4.5 apresenta um resumo dos resultados obtidos, com a classificação levando em conta as médias dos resultados encontrados no AIMS.

Tabela 4.5 - Resultados da angularidade dos agregados minerais empregados na pesquisa

Agregado	Peneira (mm)	Media	Desvio padrão	Classificação
Brita 1	19	2.623,1	515,8	Subarredondado
	12,5	2.705,2	560,1	Subarredondado
	9,5	2.784,6	619,5	Subarredondado
Brita 0	4,75	2.827,6	585,9	Subarredondado
	2,36	3.298,7	758,4	Subarredondado
Pó de pedra	4,75	3.067,5	696,9	Subarredondado
	2,36	3.412,8	926,8	Subarredondado
	1,18	3.933,0	1.071,0	Subarredondado
	0,60	3.938,8	1.104,5	Subarredondado
	0,30	4.507,2	1.198,8	Subangular
	0,15	3.415,7	1.336,8	Subarredondado
	0,075	2.454,6	1.442,6	Subarredondado

Verifica-se que 83,53% das partículas da brita 1 deram como resultado uma classificação subarredondada, ao passo que a brita 0 apresentou a maioria das partículas (81,45%) com uma angularidade subarredondada, e o pó de pedra apresentou 54,1% com uma classificação de partículas suarredondadas. Nas Figuras 4.8 e 4.9 apresentam-se as distribuições cumulativas dos resultados destes agregados.

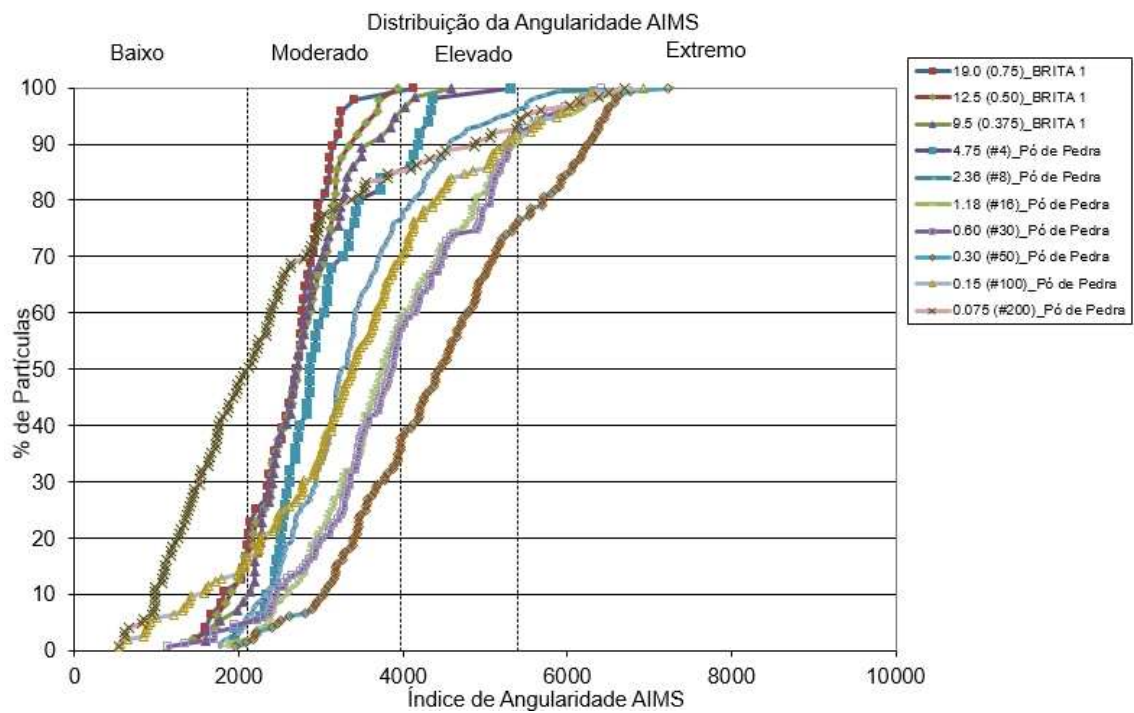


Figura 4.8 - Distribuição cumulativa – angularidade: brita 1 e pó de pedra

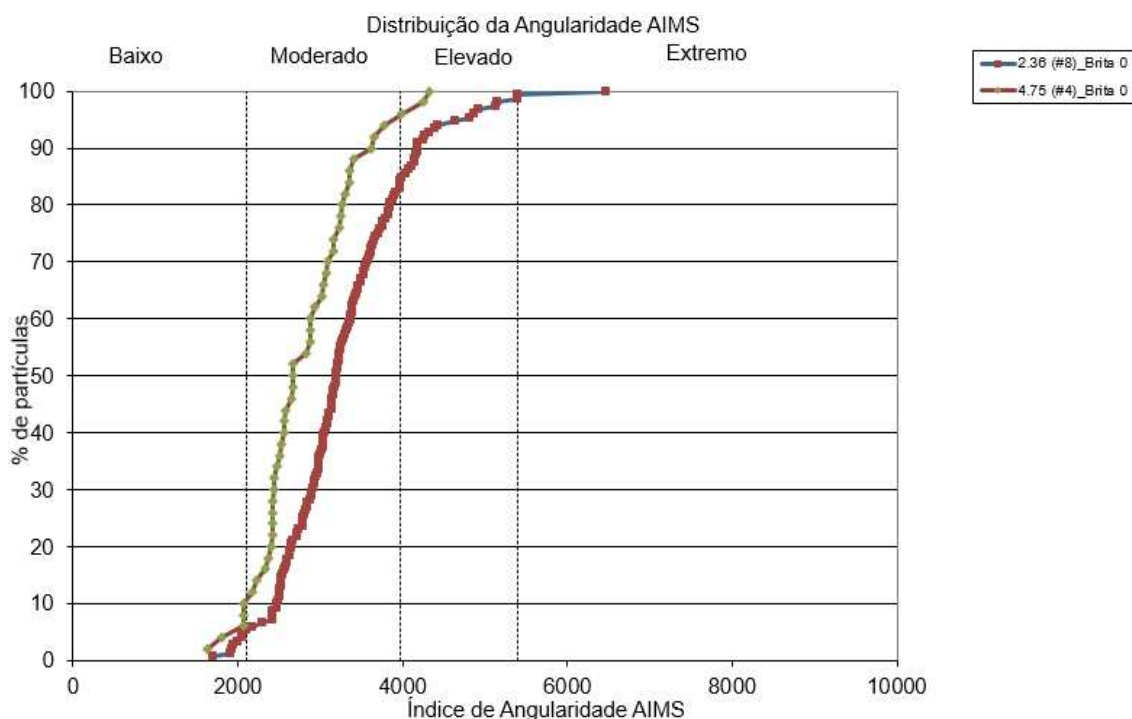


Figura 4.9 - Distribuição cumulativa – angularidade: brita 0

Com respeito à textura superficial, a Tabela 4.6 apresenta as classificações dos agregados graúdos retidos nas peneiras $\geq 4,75$ mm, e nas Figuras 4.10 e 4.11 apresentam-se as distribuições cumulativas dos resultados destes agregados.

Tabela 4.6 - Resultados da textura dos agregados minerais empregados na pesquisa

Agregado	Peneira (mm)	Média	Desvio padrão	Classificação
Brita 1	19	631,6	171,6	Alta rugosidade
	12,5	713,8	171,6	Alta rugosidade
	9,5	667,8	225,7	Alta rugosidade
Brita 0	4,75	562,6	253,4	Alta rugosidade
Pó de pedra	4,75	548,7	256,7	Alta rugosidade

Verifica-se que 78,83% dos agregados da brita 1 apresentaram uma textura de alta rugosidade, ao passo que a brita 0 tem uma rugosidade alta, com 53% das suas partículas com esta classificação, e o pó de pedra apresenta 53,5% de suas partículas classificadas como de alta rugosidade.

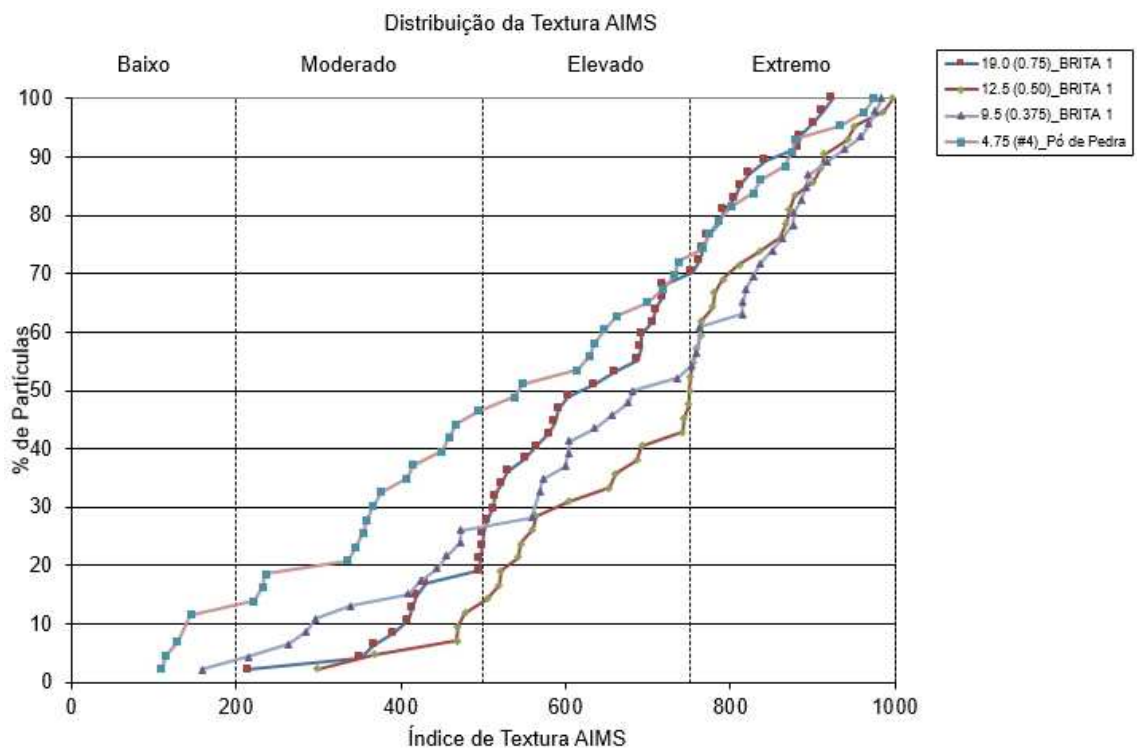


Figura 4.10 - Distribuição cumulativa – Textura superficial: brita 1 e pó de pedra

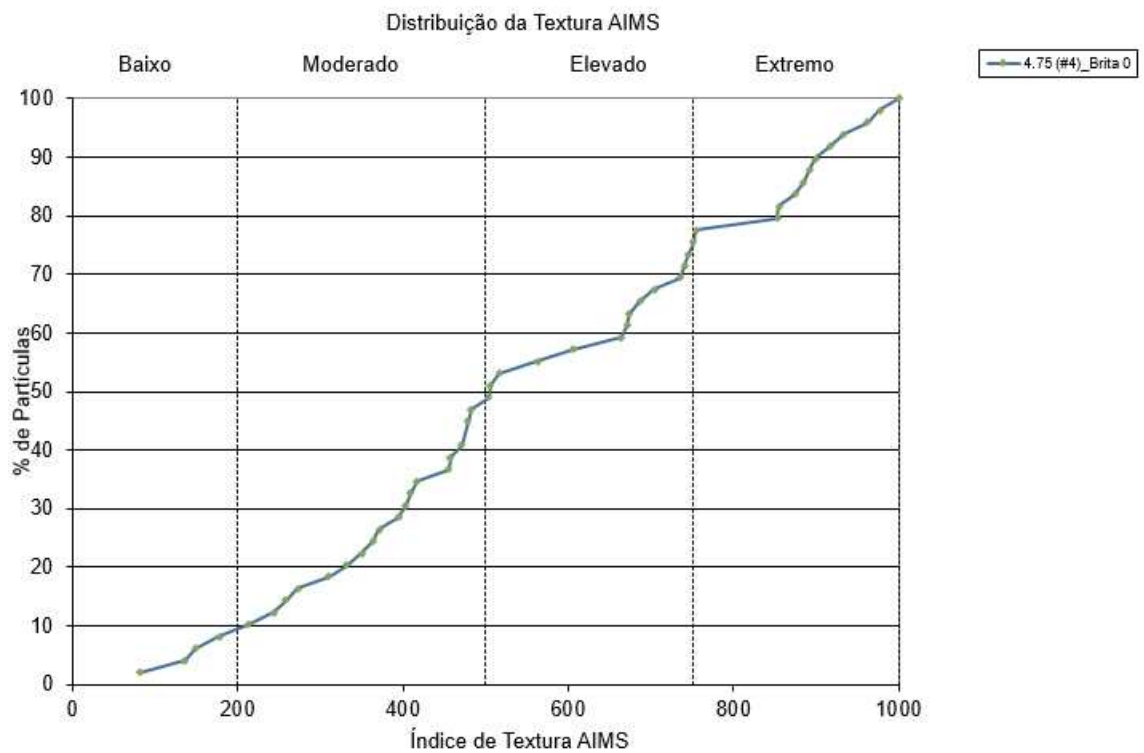


Figura 4.11 - Distribuição cumulativa – Textura superficial: brita 0

Em relação à determinação da adesividade do agregado graúdo aos ligantes asfálticos no Quadro 4.2 são apresentados os resultados deste ensaio.

Quadro 4.2 - Resultados do ensaio de adesividade dos agregados minerais empregados na pesquisa

Ligante asfáltico	Aditivo	Porcentagem de aditivo em relação ao peso do ligante asfáltico	Resultado
CAP 50/70	-	-	Não satisfatório
	Cal hidratada CHIII	1%	Não satisfatório
	Cal hidratada CHIII	2%	Satisfatório
	Cimento portland CP III	1%	Satisfatório
	Cimento portland CP III	2%	Satisfatório
	Betudope	0,25%	Satisfatório
	Betudope	0,10%	Satisfatório
Betuflex 60/85	-	-	Satisfatório
	Betudope	0,10%	Satisfatório

Observando os resultados do ensaio de adesividade para o CAP 50/70, optou-se utilizar 0,1% de Betudope em relação ao peso deste ligante, o motivo que justifica a escolha do Betudope foi a melhor relação custo-benefício comparativamente à possibilidade técnica de uso da cal ou do cimento Portland, como melhoradores de adesividade, na produção de misturas asfálticas. Em relação ao Betuflex 60/85, pode-se notar que este ligante não precisava, em seu estado natural da adição de um aditivo, mas, confeccionando-se corpos de prova testes, observou-se que o volume de vazios da mistura asfáltica compactada, estava acima dos valores limites estipulado na norma ES 385 (DNER, 1999b). Assim, adicionando-se 0,1% do Betudope em relação ao peso do ligante asfáltico, a partir de corpos de prova testes se observou que o volume de vazios da mistura asfáltica compactada reduzia, a qual ficava dentro dos limites estabelecidos pela especificação de serviço, razão pela qual se optou pela utilização do Betudope em corpos de prova feitos com o Betuflex 60/85, esta redução de volume de vazios por causa do aditivo é um caso particular desta pesquisa.

4.1.2 Ligantes asfálticos

Os resultados dos ensaios de caracterização, dos ligantes asfálticos empregados nesta pesquisa (CAP 50/70, Betuflex 65/85), são apresentados nas Tabelas 4.7 e 4.8, respectivamente.

Tabela 4.7 - Resultados dos ensaios de caracterização do ligante asfáltico CAP 50/70

Propriedades	Valores limites EM 095 (DNIT, 2006a).	Valor obtido
Penetração (100g, 5s, 25°C), 0,1 mm	Entre 50 e 70 mm	52 mm
Viscosidade Saybolt Furol a 135°C	Mínimo 141 sSF	170 sSF
Ponto de Fulgor	Mínimo 235°C	343°C
Ensaio de Ponto de Amolecimento	Mínimo 46 °C	49 °C
Índice de susceptibilidade térmica (IST)	De -1,5 a 0,7	1,32
Massa Específica	-	1,003 g/cm ³

Tabela 4.8 - Resultados dos ensaios de caracterização do ligante asfáltico Betuflex 60/85

Propriedades	Valores limites IBP (2005)	Valor obtido
Penetração (100g, 5s, 25°C), 0,1 mm	Entre 40 e 70 mm	53 mm
Ponto de Fulgor	Mínimo 235°C	235 °C
Ensaio de Ponto de Amolecimento	Mínimo 60 °C	75 °C
Massa Específica	-	1,006 g/cm ³

Pode-se observar que os resultados da caracterização dos ligantes asfálticos utilizados na pesquisa estão dentro dos limites estabelecidos nas normas, com exceção do IST para o CAP 50/70, qual é maior que o limite superior especificado na norma indicando que este ligante asfáltico é pouco sensível a elevadas temperaturas e quebradiços em temperaturas mais baixas.

4.2 Composição da faixa granulométrica de projeto

Com a distribuição granulométrica dos agregados, empregou-se o método *Rothfuchs* (ROAD RESEARCH LABORATORY, 1952) para a faixa “C” da referida especificação de serviço do DNIT. Para esta faixa, encontraram-se os seguintes valores para mistura: 8% de “brita 1”, 49% de “brita 0” e 43% de pó de pedra. Pelo peneiramento, verificou-se que os percentuais obtidos de cada material pelo processo do referido método atenderam à faixa “C” das especificações de serviço ES 031 (DNIT, 2006c) e ES 385 (DNIT, 1999b). As curvas granulométricas da mistura asfáltica representadas, na forma tradicional e na carta de potência 0,45, nas Figuras 4.12 e 4.13, respectivamente. Os limites da faixa “C” e os percentuais da granulometria de projeto (mistura final de agregados minerais) podem ser vistos na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 - Composição granulométrica das misturas asfálticas estudadas

Peneiras		% em peso que passa		Mistura Final
ASTM	(mm)	ES 031 (DNIT, 2006c)	ES 385 (DNIT, 1999b)	
3/4"	19,00	100	100	100
1/2"	12,50	80 – 100	85 – 100	93
3/8"	9,50	70 – 90	75 – 100	89
#4	4,75	44 – 72	50 – 85	54
#10	2,00	22 – 50	30 – 75	33
#40	0,425	8 – 26	15 – 40	21
#80	0,180	4 – 16	8 – 30	14
#200	0,075	2 - 10	5 – 10	6

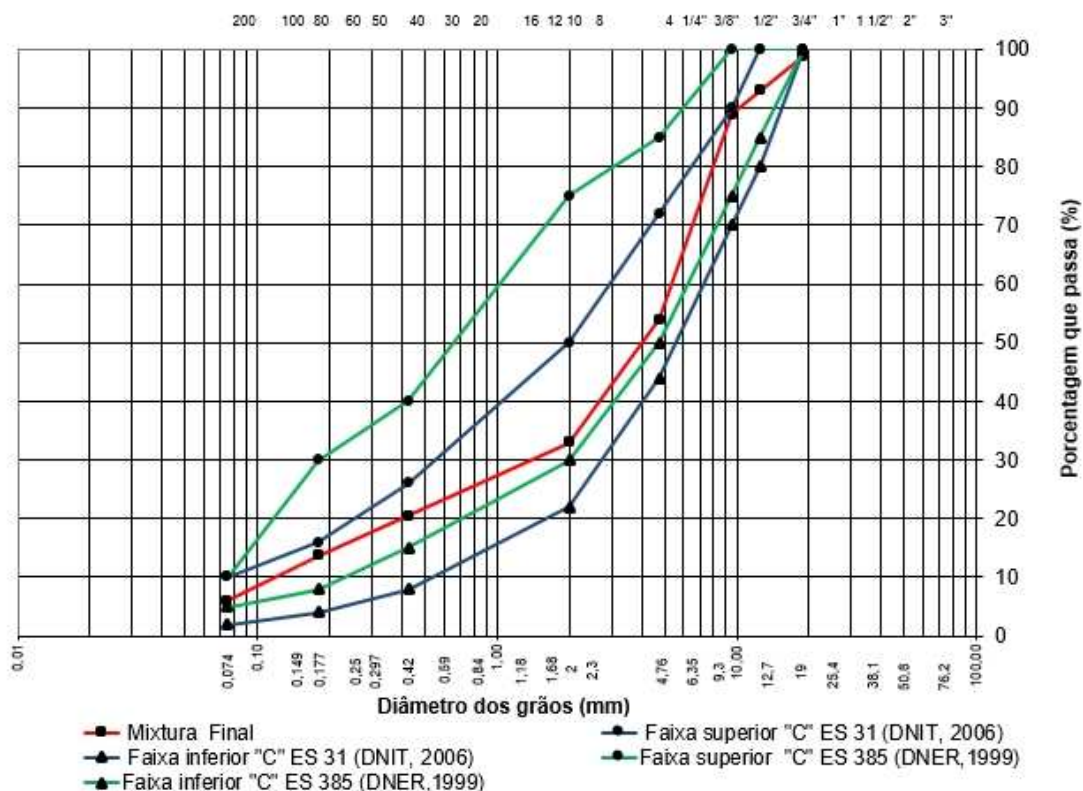


Figura 4.12 - Representação da curva granulométrica de projeto (mistura final) e das curvas limites segundo as especificações ES 031 e ES 385, em escala semilogarítmica

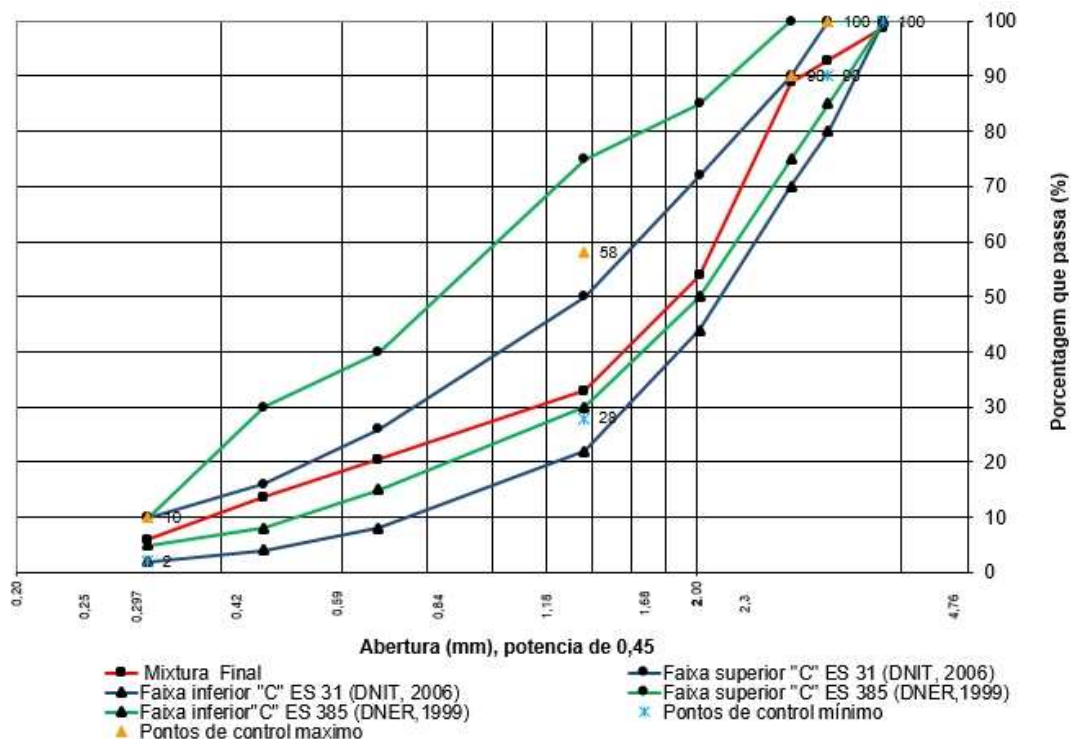


Figura 4.13 - Representação da curva granulométrica de projeto (mistura final) e das curvas limites segundo as especificações ES 031 e ES 385, em forma de carta na potência 0,45

4.3 Escolha do teor de ligante de projeto pelo método Marshall

O teor “ótimo” de ligante (Pca) para o CAP 50/70 e para o Betuflex 60/85 foi de 5,5%. Assim, foram confeccionados três corpos de prova por traço com os seguintes teores de ligante presentes nas misturas: 4,5%, 5,0%, 5,5%, 6,0% e 6,5%, totalizando 15 corpos de prova por ligante asfáltico.

As Tabelas 4.10 e 4.11 contêm as médias dos resultados dos parâmetros de dosagem Marshall das misturas asfálticas estudadas, atendendo à faixa granulométrica de projeto com os ligantes CAP 50/70 e Betuflex 60/85 respectivamente.

Tabela 4.10 - Resultados médios dos parâmetros de dosagem Marshall para as misturas asfálticas com CAP 50/70

Teor de ligante (%)	G_{mb} (g/cm ³)	DMT	V_v (%)	VCB (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (kgf)	Fluência (mm)
4,50	2,407	2,578	6,63	10,80	17,43	62,00	654,60	2,50
5,00	2,446	2,557	4,35	12,19	16,54	73,81	730,20	2,30
5,50	2,466	2,536	2,76	13,52	16,28	83,06	821,90	2,40
6,00	2,485	2,516	1,22	14,87	16,08	92,47	721,10	3,20
6,50	2,491	2,496	0,20	16,14	16,34	98,80	595,30	3,40

Tabela 4.11 - Resultados médios dos parâmetros de dosagem Marshall para as misturas asfálticas com Betuflex 60/85

Teor de ligante (%)	G_{mb} (g/cm ³)	DMT	V_v (%)	VCB (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (kgf)	Fluência (mm)
4,50	2,349	2,579	8,89	10,51	19,40	54,19	401,60	4,30
5,00	2,405	2,558	5,95	11,96	17,91	66,86	477,60	4,50
5,50	2,461	2,537	3,02	13,45	16,47	81,80	739,00	5,60
6,00	2,457	2,517	2,38	14,66	17,04	86,07	572,30	5,70
6,50	2,456	2,497	1,63	15,87	17,50	90,75	359,60	4,40

Da Figura 4.14 à Figura 4.20, são apresentados gráficos que ilustram as variações dos parâmetros de dosagem Marshall em função dos teores de ligante das misturas asfálticas estudadas, conforme os dados apresentados nas Tabelas 4.10 e 4.11.

Na Figura 4.14, pode-se observar que as misturas com CAP 50/70 apresentaram massas específicas aparentes (G_{mb}) maiores que as com Betuflex 60/85, nos diferentes teores de ligante ensaiados, com exceção no teor de 5,5% onde os valores são parecidos.

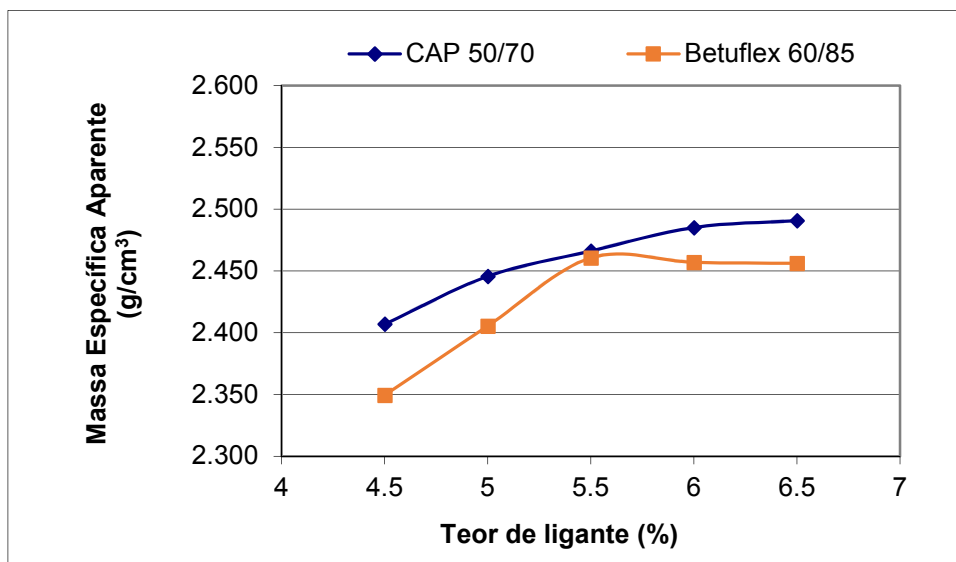


Figura 4.14 – Variação das massas específicas aparente (G_{mb}) em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85

As curvas de variação do volume de vazios (V_v) em função do teor de ligante encontram-se apresentadas na Figura 4.15, sendo possível observar a tendência decrescente das curvas, onde a uma maior porcentagem de ligante correspondeu um menor volume de vazios, acusando influência da presença do polímero nas misturas, em praticamente todos os teores de ligante, com exceção para o teor de 5,5%, onde os valores são muito parecidos com aqueles apresentados pela mistura com ligante asfáltico convencional CAP 50/70.

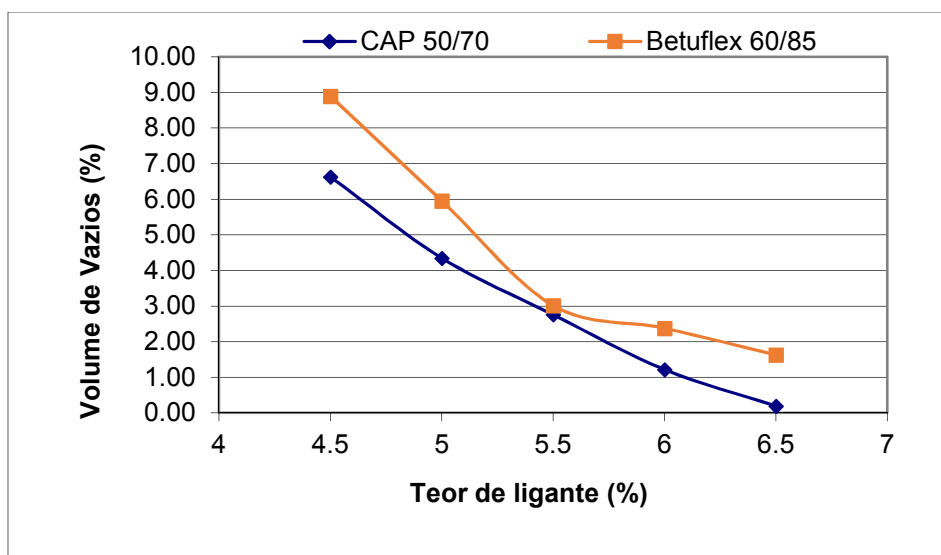


Figura 4.15 - Variação do volume de vazios (V_v) em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85

Na Figura 4.16 apresentam-se as curvas dos vazios cheios com betume (VCB) para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85, constatando-se que suas respectivas formas são semelhantes, tendo tendências crescentes com o aumento do teor de ligante. Na Figura 4.17, são apresentadas as curvas de vazios no agregado mineral em função do teor de ligante, as quais são muito próximas, mas com valores superiores para as misturas asfálticas compostas pelo Betuflex 60/85.

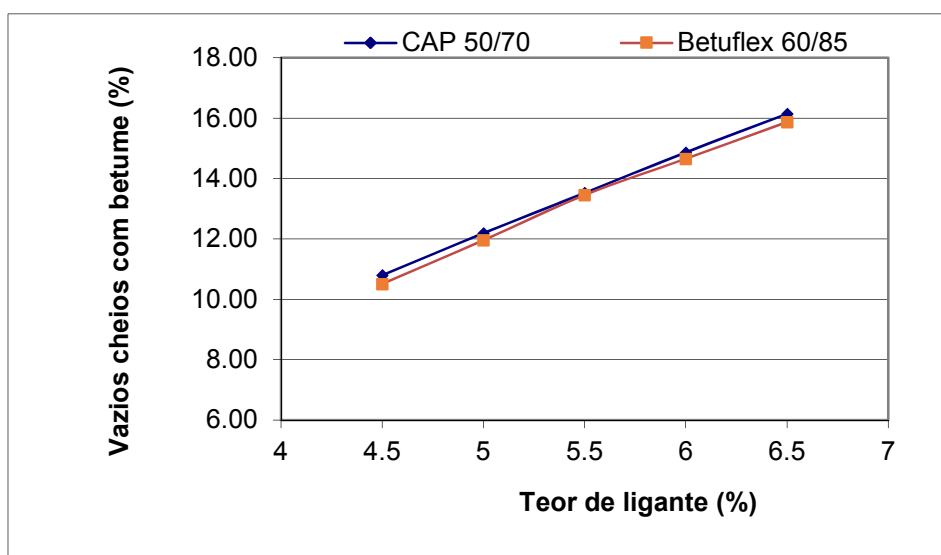


Figura 4.16 – Variação dos vazios cheios com betume (VCB) em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85

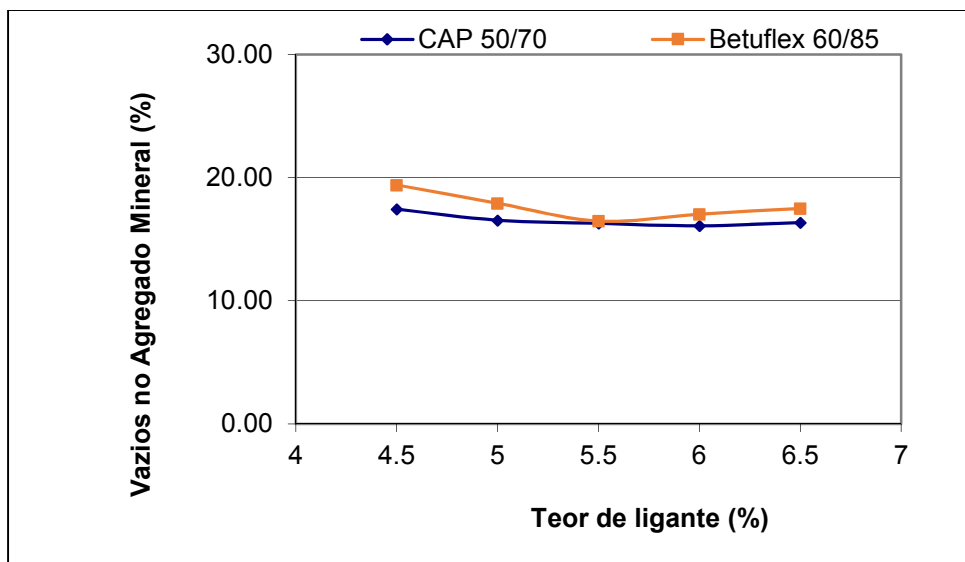


Figura 4.17 - Variação dos vazios no agregado mineral (VAM) em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85

Com respeito à relação betume-vazios (RBV), as curvas apresentaram-se crescentes com o teor de ligante, com valores superiores para as misturas com ligante asfáltico convencional CAP 50/70, exceto para o teor de 5,5% de ligante, para o qual os valores foram similares (Figura 4.18).

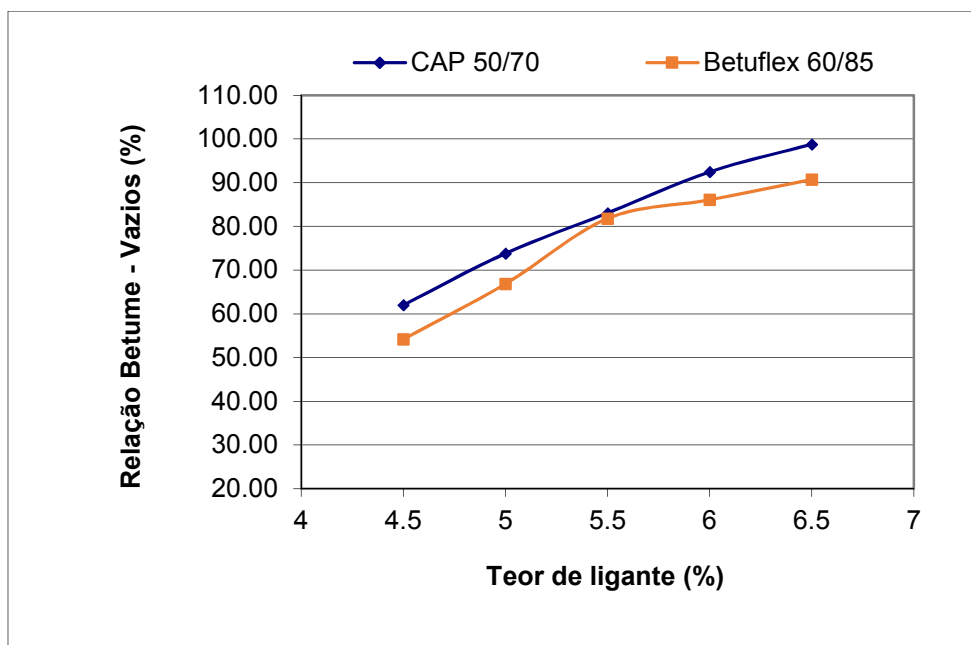


Figura 4.18 – Variação da relação betume-vazios (RBV) em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85

Na Figura 4.19, apresenta-se o gráfico com a variação da estabilidade Marshall para os dois tipos de misturas asfálticas estudadas, onde nota-se que as misturas asfálticas com ligante asfáltico convencional CAP 50/70 apresentaram valores maiores de estabilidade para todos os teores de ligante. Considerando-se as estabilidades máximas dessas misturas, constata-se uma diferença em torno de 10% entre os respectivos valores de estabilidade. Pode-se concluir, para as particularidades do programa experimental de pesquisa, que a utilização do ligante asfáltico com polímero reduziu o valor da estabilidade Marshall comparativamente às misturas asfálticas com CAP 50/70 confeccionadas sob condições similares de granulometria de projeto, teor de ligante asfáltico e metodologia de compactação.

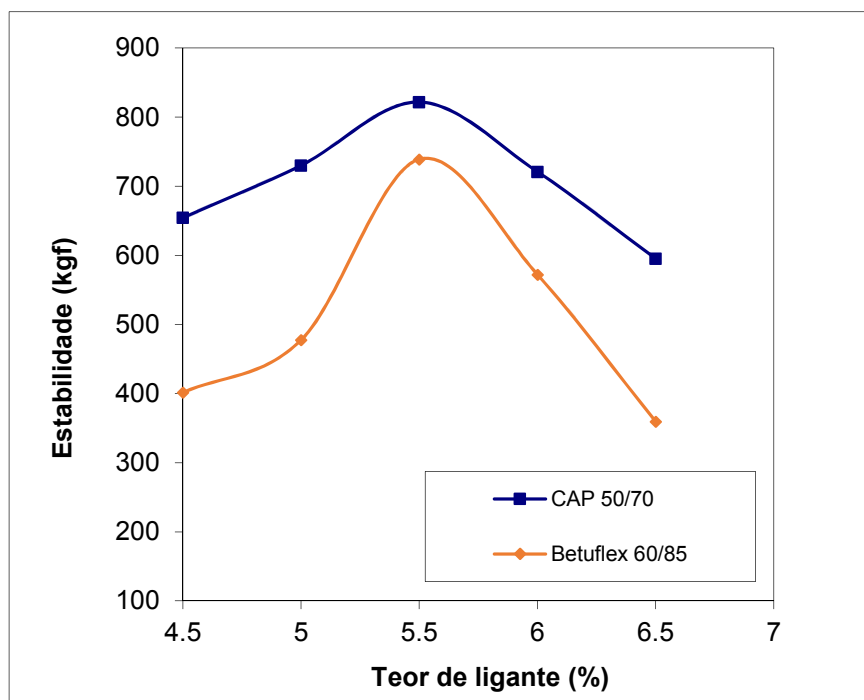


Figura 4.19 – Variação da estabilidade Marshall em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85

Na Figura 4.20, apresentam-se as curvas de fluência Marshall para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85. Verifica-se que, para todos os teores de ligante ensaiados, a fluência apresentou-se maior para o ligante modificado, tendo uma tendência crescente para os dois casos, com exceção para o teor de 6,5% para o ligante asfáltico com polímero, decrescendo significativamente nesse caso. Pode-se concluir, para as particularidades do programa experimental de pesquisa, que a utilização do ligante asfáltico com polímero

implicou no aumento da fluência das misturas asfálticas comparativamente às misturas asfálticas com CAP 50/70, confeccionadas sob condições similares de granulometria de projeto, teor de ligante asfáltico e metodologia de compactação.

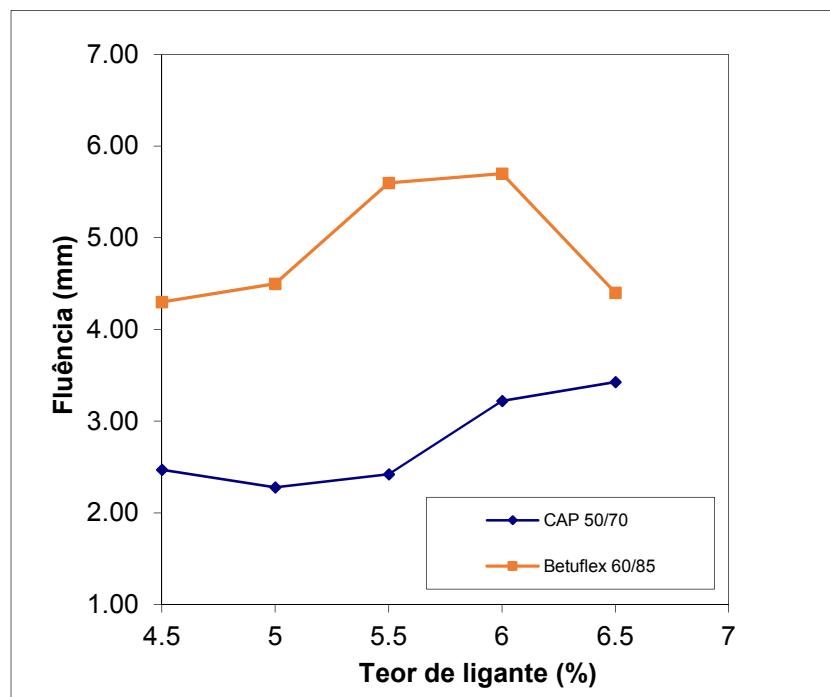


Figura 4.20 – Variação da fluência Marshall em função do teor de ligante asfáltico para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85

No subitem 3.2.4, foi apresentado um procedimento para a escolha do teor de projeto para as misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa, utilizando-se, como referência os parâmetros volumétricos V_v e RBV. Seguindo esse procedimento, nas Figuras 4.21 e 4.22 são apresentados os gráficos V_v -RBV-teor de ligante por meio dos quais foram determinados os teores de ligante de projeto para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e com Betuflex 60/85, respectivamente.

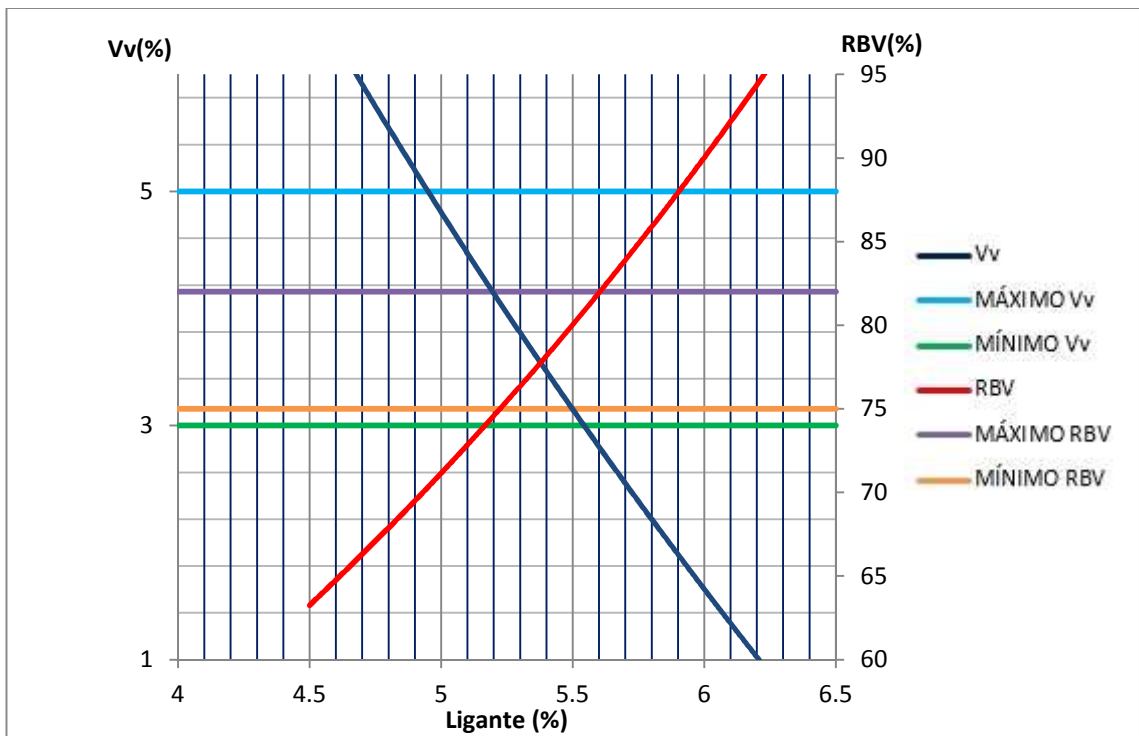


Figura 4.21 – Curvas de variação Vv-RBV-Teor de ligante para determinação do teor de ligante de projeto para as misturas asfálticas com CAP 50/70

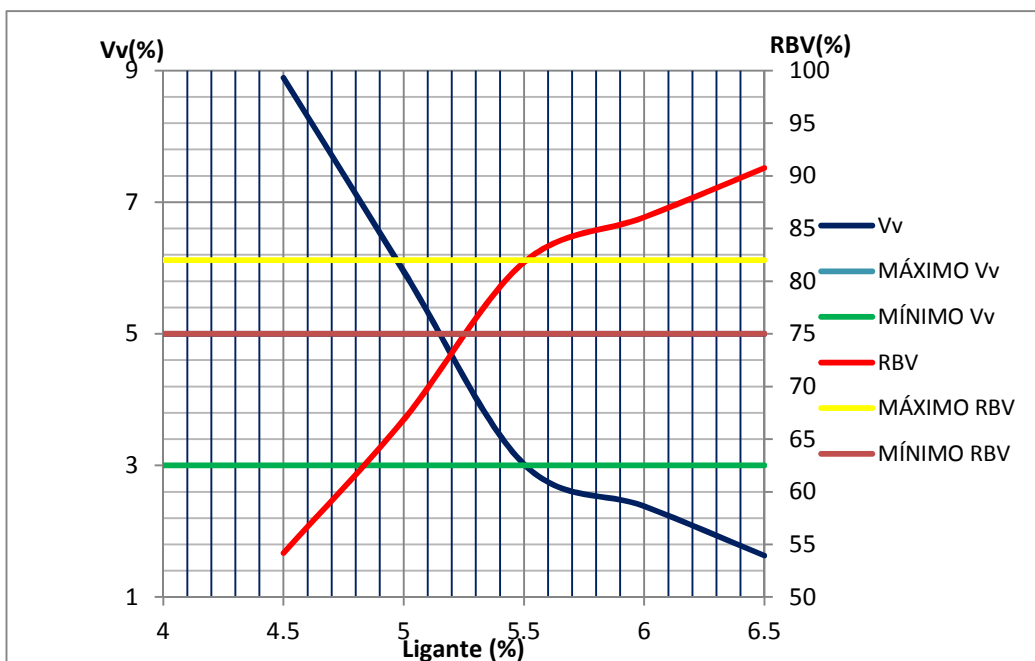


Figura 4.22 – Curvas de variação Vv-RBV-Teor de ligante para a determinação do teor de ligante de projeto para as misturas asfálticas com Betuflex 60/85

O teor de ligante de projeto para as duas misturas estudadas correspondeu a 5,4%.

Encontrados os valores dos teores de projeto para as misturas asfálticas estudadas, procedeu-se a confecção de 3 corpos de prova por traço com os teores de projeto e suas tolerâncias, ou seja, teor de projeto $\pm 0,5\%$ de ligante asfáltico. Os resultados dos parâmetros de dosagem Marshall obtidos para essas misturas asfálticas são apresentadas nas Tabelas 4.12 e 4.13 respectivamente.

Tabela 4.12 - Resultados dos parâmetros de dosagem Marshall das misturas asfálticas com CAP 50/70 no teor de projeto e tolerâncias de $\pm 0,5\%$

Teor de ligante (%)	G_{mb} (g/cm ³)	DMT	V_v (%)	VCB (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (kgf)	Fluência (mm)
4,90	2,417	2,565	5,77	11,57	17,34	66,82	793,90	2,32
5,40	2,434	2,544	4,34	12,86	17,20	77,80	734,20	2,17
5,90	2,455	2,524	2,71	14,20	16,91	84,23	677,90	2,29

Pode-se observar na tabela 4.12, que os parâmetros de dosagem Marshall das misturas no teor projeto (5,4%) para o CAP 50/70, encontram-se dentro dos valores limites da especificação de serviço ES 031 (DNIT, 2006c). Já os valores de V_v e RBV dos CP's, para os teores de ligante das tolerâncias de $\pm 0,5\%$ estão fora dos limites especificados na norma do DNIT.

Tabela 4.13 - Resultados dos parâmetros de dosagem Marshall das misturas asfálticas com Betuflex 60/85 no teor de projeto e tolerâncias de $\pm 0,5\%$

Teor de ligante (%)	G_{mb} (g/cm ³)	DMT	V_v (%)	VCB (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (kgf)	Fluência (mm)
4,90	2,399	2,562	6,35	11,69	18,03	64,85	416,90	4,20
5,40	2,432	2,541	4,31	13,06	17,36	75,23	517,90	4,15
5,90	2,452	2,521	2,71	14,39	17,10	84,14	472,70	4,41

Segundo os dados apresentados na Tabela 4.13, pode-se observar, que os parâmetros de dosagem Marshall das misturas no teor projeto para o Betuflex 60/85 se encontram dentro dos valores limites da norma ES 385 (DNER, 1999b) para misturas modificadas por polímero, e que os valores de V_v , RBV e estabilidade dos CP's, para os teores de ligante das tolerâncias $\pm 0,5\%$ estão

fora dos limites especificados na norma do DNIT.

4.4 Compactação das misturas asfálticas por amassamento

Encontrados os teores de projeto para as misturas asfálticas estudadas neste trabalho, confeccionaram-se corpos de prova no compactador giratório, nos dois níveis de tráfego mencionados no subitem 3.2.5, a saber, o nível caracterizado por 75 giros (tráfego médio) e caracterizado por 100 giros (tráfego médio a alto). Para esses corpos de prova, foram determinados os mesmos parâmetros físicos e mecânicos obtidos para os corpos de prova dosados segundo a metodologia Marshall, conforme resultados apresentados nas tabelas 4.14 e 4.15.

Tabela 4.14 - Resultados dos parâmetros físicos e mecânicos de corpos de prova de misturas asfálticas com CAP 50/70 após a compactação por amassamento, no teor de projeto

N_{projeto}	Teor de ligante (%)	G_{mb} (g/cm ³)	DMT	V_v (%)	VCB (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (kgf)	Fluência (mm)
75 giros	5,40	2,513	2,544	1,08	13,53	14,61	92,65	588,00	4,52
100 giros	5,40	2,527	2,544	0,53	13,60	14,14	96,29	397,70	4,34

Segundo os resultados apresentados na Tabela 4.14, constata-se que: i) há uma diferença na densidade aparente de apenas 0,60% entre os corpos de prova (CP's) compactados com 75 giros e 100 giros; ii) os valores de V_v e RBV estão fora dos limites estabelecidos pela norma ES 031 (DNIT, 2006c) para os dois casos; iii) a estabilidade média obtida para os CP's compactados com 75 giros foi 32% em relação à estabilidade média dos que foram compactados com 100 giros; iv) os resultados de fluência não indicaram diferença significativa entre os dois casos.

De acordo aos resultados apresentados na Tabela 4.12 (Marshall - teor de ligante 5,40%) e Tabela 4.14 (Compactador giratório - N_{projeto} 75 giros), verifica-se que: i) a densidade aparente média dos CP's compactados com N_{projeto} 75 giros é 3,14% maior que a densidade aparente média dos que foram compactados pela metodologia Marshall; ii) há uma diferença no V_v de 75,12%, entre estas duas formas de compactação, sendo que o valor médio do V_v para

os CP's compactados por amassamento ($N_{projeto}$ 75 giros) está fora dos limites da especificação de serviço ES 031 (DNIT, 2006c); iii) a RBV dos CP's compactados pelo compactador giratório é 16,03% maior a os compactados pela metodologia Marshall, mas este valor está fora dos limites estabelecidos pelo DNIT; iv) a estabilidade média obtida para os CP's compactados pela metodologia Marshall é 19,91% maior à estabilidade média dos que foram compactados com o compactador giratório; v) há uma diferença de 52% nos valores de fluência, sendo maior para os compactados por amassamento ($N_{projeto}$ 75 giros).

Para os resultados apresentados na Tabela 4.12 (Marshall - teor de ligante 5,40%) e Tabela 4.14 (Compactador giratório - $N_{projeto}$ 100 giros), constata-se que: i) a densidade aparente média dos CP's compactados por amassamento ($N_{projeto}$ 100 giros) é 3,68% maior que a densidade aparente média dos que foram compactados pela metodologia Marshall; ii) há uma diferença nos valores de V_v de 87.80% entre estas duas formas de compactação, sendo que o valor médio do V_v para os CP's compactados por amassamento ($N_{projeto}$ 100 giros) estão fora dos limites da especificação de serviço ES 031 (DNIT, 2006c); iii) a RBV dos CP's compactados pelo compactador giratório é 19,20% maior a os compactados pela metodologia Marshall, mas este valor está fora dos limites estabelecidos pelo DNIT; iv) a estabilidade média obtida para os CP's compactados pela metodologia Marshall é 45,83% maior à estabilidade média dos que foram compactados pelo compactador giratório; v) há uma diferença de 50% nos valores de fluência quando se comparam as duas formas de compactação, sendo maior para os compactados pelo compactador giratório ($N_{projeto}$ 100 giros).

Tabela 4.15 - Resultados dos parâmetros físicos e mecânicos de corpos de prova de misturas asfálticas com Betuflex 60/85 após a compactação por amassamento, no teor de projeto

$N_{projeto}$	Teor de ligante (%)	G_{mb} (g/cm ³)	DMT	V_v (%)	VCB (%)	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (kgf)	Fluência (mm)
75 giros	5,4	2,514	2,541	1,08	13,50	14,58	92,64	728,50	4,71
100 giros	5,4	2,529	2,541	0,48	13,58	14,06	96,59	750,80	4,84

Para os resultados apresentados na Tabela 4.15, pode-se observar que: i) não houve muita diferença entre as densidades aparentes para corpos de prova compactados com 75 giros e 100 giros; ii) nestes dois casos, os resultados dos parâmetros V_v e RBV encontram-se fora dos limites estabelecidos pela norma ES 385 (DNER, 1999b); iii) em relação à estabilidade, há uma diferença de apenas 3% quando se comparam as duas condições de tráfego, sendo maior o valor médio para os corpos de prova compactados com 100 giros; iv) para os dois números de giro indicados na Tabela 4.15, os valores observados para a fluência foram bem próximos.

De acordo aos resultados apresentados na Tabela 4.13 (Marshall - teor de ligante 5,40%) e Tabela 4.15 (Compactador giratório - $N_{projeto}$ 75 giros), verifica-se que: i) a densidade aparente média dos CP's compactados com $N_{projeto}$ 75 giros é 3,26% maior que a densidade aparente média dos que foram compactados pela metodologia Marshall; ii) há uma diferença no V_v de 74,94%, entre estas duas formas de compactação, sendo que o valor médio do V_v para os CP's compactados por amassamento ($N_{projeto}$ 75 giros) estão fora dos limites da especificação de serviço ES 031 (DNIT, 2006c); iii) a RBV dos CP's compactados pelo compactador giratório é 18,79% maior do que os compactados pela metodologia Marshall, mas este valor está fora dos limites estabelecidos pelo DNIT; iv) a estabilidade média obtida para os CP's compactados pelo compactador giratório é 28,91% maior à estabilidade média dos que foram compactados pela metodologia Marshall; v) há uma diferença de 11,89% nos valores de fluência, sendo maior para os CP's compactados por amassamento ($N_{projeto}$ 75 giros).

Segundo aos resultados apresentados na Tabela 4.13 (Marshall - teor de ligante 5,40%) e Tabela 4.15 (Compactador giratório - $N_{projeto}$ 100 giros), constata-se que: i) a densidade aparente média dos CP's compactados por amassamento ($N_{projeto}$ 100 giros) é 3,84% maior que a densidade aparente média dos que foram compactados pela metodologia Marshall; ii) há uma diferença nos valores de V_v de 88,86% entre estas duas formas de compactação, sendo que o valor médio do V_v para os CP's compactados por amassamento ($N_{projeto}$ 100 giros) estão fora dos limites da especificação de serviço ES 031 (DNIT, 2006c); iii) a RBV dos CP's compactados pelo compactador giratório é 22,11% maior do que os

compactados pela metodologia Marshall, mas este valor ficou fora dos limites estabelecidos pelo DNIT; iv) a estabilidade média obtida para os CP's compactados pelo compactador giratório é 31,02% maior em relação à estabilidade média dos que foram compactados pela metodologia Marshall; v) há uma diferença de 14,26% nos valores de fluência quando se comparam as duas formas de compactação, sendo maior para os compactados pelo compactador giratório ($N_{projeto}$ 100 giros).

Realizando a comparação dos resultados obtidos para as misturas asfálticas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85 compactadas por amassamento, pode-se observar que os valores de densidade aparente, V_v , RBV e fluência são semelhantes, não existindo diferenças significativas seja por tipo de ligante asfáltico, seja pelo número de giros no compactador giratório. Os valores da estabilidade das misturas asfálticas com CAP 50/70, compactadas com 75 giros, são 19% menores que os das misturas confeccionadas com Betuflex 60/85; para as misturas compactadas com 100 giros, a diferença foi de 47%, com uma tendência similar à das misturas mencionadas anteriormente.

Para os teores de projeto encontrados neste trabalho, esta pesquisa foi direcionada para analisar o desempenho mecânico de misturas a quente produzidas com ligantes asfálticos convencional e modificado por polímero SBS, empregando-se os procedimentos de compactação Marshall e giratório. No caso de misturas asfálticas confeccionadas por compactação por impacto, os valores dos parâmetros de dosagem de misturas asfálticas (V_v , RBV, Estabilidade e Fluência) enquadraram-se dentro dos limites estabelecidos nas normas ES 031 (DNIT, 2006c) e ES 385 (DNER, 1999b). No caso das misturas compactadas por amassamento, os resultados dos parâmetros de dosagem de misturas asfálticas não enquadraram nos valores limites estipulados nas normas do DNIT. Por este motivo, optou-se por continuar a pesquisa só com as misturas asfálticas compactados por impacto.

Uma das razões do porquê as misturas asfálticas compactadas no compactador giratório deram valores de V_v e RBV por abaixo e acima dos valores limites estabelecido nas especificações de serviço do DNIT, respectivamente, é porque provavelmente como se utilizo o teor de projeto do dosagem Marshall para

confeccionar corpos de prova no compactador giratório para as duas energias de compactação ($N_{projeto}$: 75 e 100 giros), este é um teor de ligante excessivo, já que provoco uma maior densificação das misturas asfálticas o que ocasiono a redução do V_v e aumento da RBV. Por isso, se fosse feito uma dosagem Superpave possivelmente os teores de projeto de ligante com as energias utilizadas no compactador giratório nesta pesquisa poderiam ser valores menores com relação ao teor de projeto da dosagem Marshall (5,4%).

4.5 Ensaio da resistência à tração por compressão diametral

Nas Tabelas 4.16 e 4.17, apresentam-se os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, à temperatura de 25°C, para misturas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85, respectivamente, empregando-se 75 golpes em cada face do corpo de prova.

Tabela 4.16 - Resultados das resistências à tração por compressão diametral de corpos de prova de misturas asfálticas moldadas com CAP 50/70

C.P	Teor de ligante (%)	altura (cm)	Diâmetro (cm)	Carga (kgf)	σ_t (kgf/cm ²)	Carga (N)	σ_t (MPa)
1	5,40	6,14	10,19	1127,00	11,47	11052,09	1,12
2	5,40	6,20	10,17	1111,00	11,22	10895,19	1,10
3	5,40	6,21	10,14	1100,00	11,13	10787,32	1,09

Tabela 4.17 – Resultados das resistências à tração por compressão diametral de corpos de prova de misturas asfálticas moldadas com Betuflex 60/85

C.P	Teor de ligante (%)	altura (cm)	Diâmetro (cm)	Carga (kgf)	σ_t (kgf/cm ²)	Carga (N)	σ_t (MPa)
1	5,40	6,27	10,15	956,00	9,56	9375,16	0,94
2	5,40	6,16	10,16	980,00	9,97	9610,52	0,98
3	5,40	6,37	10,11	876,00	8,67	8590,63	0,85

A média da resistência à tração por compressão diametral para a mistura com ligante asfáltico convencional CAP 50/70 foi 1,11 MPa, e a média para a mistura com Betuflex 60/85 foi de 0,92 MPa. Assim, nota-se que há uma diferença de 17% entre os dois valores encontrados neste ensaio.

Na Figura 4.23, apresentam-se os valores médios da resistência à tração por compressão diametral para as duas misturas estudadas.

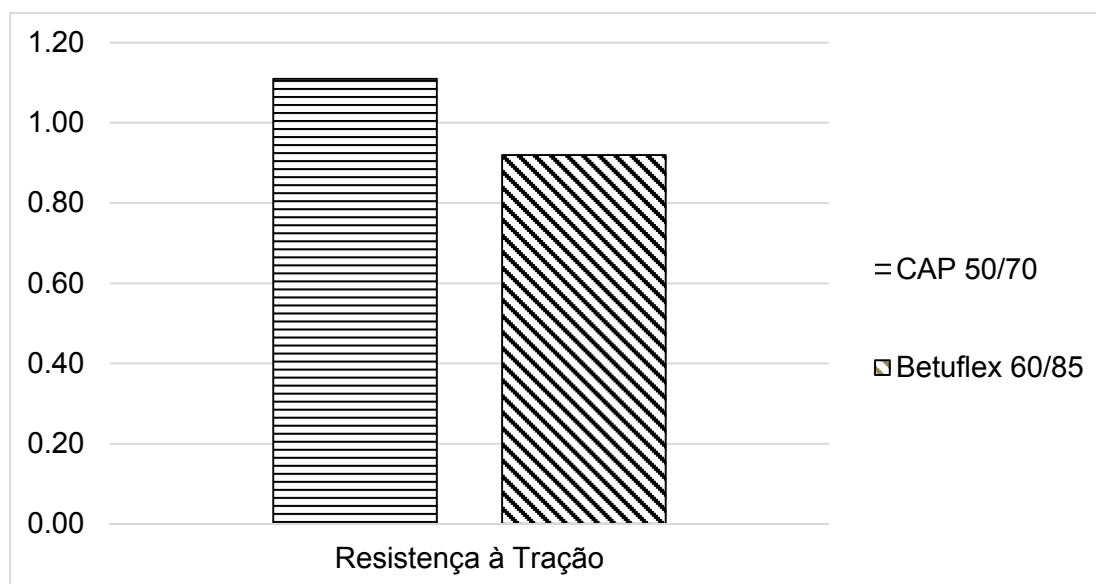


Figura 4.23 - Resistência à tração por compressão diametral (em MPa) para as misturas estudadas

4.6 Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral

Este ensaio foi realizado conforme descrito no subitem 3.2.6. Na Figura 4.24, encontra-se um exemplo de um relatório obtido com o programa utilizado para a realização do ensaio. Os demais relatórios são apresentados no capítulo de anexos. Os resultados encontrados para as misturas asfálticas estudadas encontram-se nas Tabelas 4.18 e 4.19.

Tabela 4.18 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência para as misturas asfálticas com CAP 50/70

Corpo de prova	Ciclo N°	Força (kgf)	Desl. Resil. (mm)	MR (MPa)	MR médio (MPa)	MR médio total (MPa)
1	1	149,58	0,005020	2.714	2.563	2.656
	2	149,21	0,005422	2.507		
	3	149,86	0,005534	2.467		
2	1	180,32	0,005900	2.766	2.691	
	2	179,61	0,005919	2.746		
	3	181,13	0,006404	2.560		
3	1	149,17	0,004987	2.761	2.714	
	2	150,51	0,004995	2.781		
	3	149,93	0,005323	2.600		

Tabela 4.19 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência para as misturas asfálticas com Betuflex 60/85

Corpo de prova	Ciclo N°	Força (kgf)	Desl. Resil. (mm)	MR (MPa)	MR médio (MPa)	MR médio total (MPa)
1	1	119,89	0,004562	2.326	2.568	2.411
	2	120,53	0,003171	3.364		
	3	121,17	0,005325	2.014		
2	1	150,19	0,005280	2.529	2.410	
	2	151,03	0,005648	2.378		
	3	149,78	0,005736	2.322		
3	1	181,01	0,007112	2.252	2.255	
	2	179,41	0,007124	2.229		
	3	179,59	0,006954	2.285		

Na Figura 4.25, apresentam-se os valores médios dos módulos de resiliência para as duas misturas estudadas.

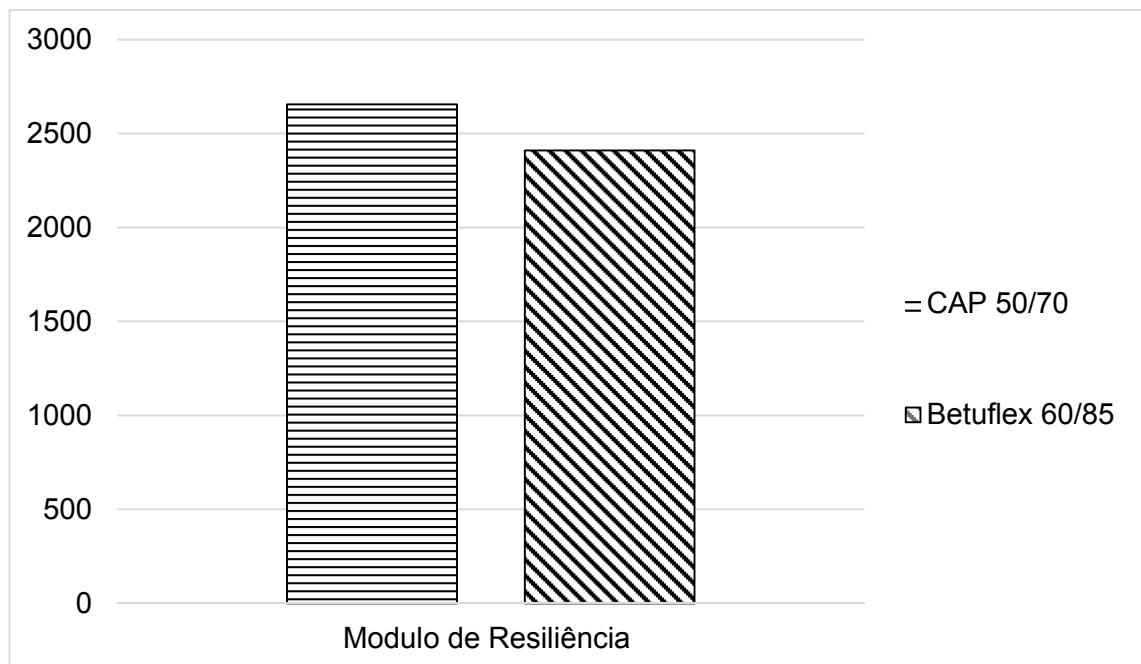


Figura 4.25 - Resultados médios do módulo de resiliência (em MPa) para as misturas estudadas

Segundo Bernucci *et al.* (2008), os valores típicos para misturas asfálticas a 25°C podem ser considerados na faixa de 2.000 a 8.000 MPa, sendo os menores correspondentes a misturas com asfaltos modificados por polímero. De acordo com as tabelas 4.18 e 4.19, pode-se observar as misturas asfálticas com CAP 50/70 apresentam maior rigidez em relação as misturas asfálticas confeccionadas com Betuflex 60/85, ou seja, valores mais altos para o módulo de resiliência, mesmo assim, não se pode asseverar que essas misturas asfálticas apresentem melhor desempenho, já que, segundo Mendes (2011), as misturas asfálticas devem apresentar flexibilidade suficiente para suportar as deformações ao mesmo tempo em que devem apresentar resistência à tração para evitar rupturas, além de terem rigidez compatível com a dos materiais das demais camadas do pavimento

Vê-se na Tabela 4.20 as relações entre os módulos de resiliência e resistências à tração (MR/RT) das misturas estudadas.

Tabela 4.20 - Relação MR/RT para as misturas estudadas

Ligante utilizado na mistura	σ_T (MPa)	MR (MPa)	MR/RT
CAP 50/70	1,11	2.656	2.393
Betuflex 60/85	0,92	2.411	2.621

A relação entre MR/RT indica a compatibilidade entre a rigidez e a resistência à tração da mistura asfáltica. Segundo Bernucci *et al.* (2008), a relação MR/RT vem sendo usada como um indicador de vida de fadiga de misturas asfálticas, sendo mais desejável um valor pequeno da razão, já que, com frequência, busca-se, baixa rigidez para evitar elevada absorção de tensões que levem ao trincamento prematuro do revestimento, e alta resistência a tração que é associada a uma maior resistência à fadiga.

O menor valor da relação MR/RT para as misturas estudadas foi encontrado para a mistura com ligante asfáltico convencional CAP 50/70, o que indicaria que esta mistura teria maior vida de fadiga que a mistura com ligante asfáltico modificado com polímero. Esta expectativa deve ser verificada por meio dos resultados do ensaio de vida de fadiga.

4.7 Ensaio de vida de fadiga

Este ensaio foi realizado conforme descrito no subitem 3.2.6. Os relatórios deste ensaio estão apresentados no capítulo de anexos; os resultados foram reproduzidos nas Figuras 4.26 e 4.27, os quais descrevem a vida de fadiga através das relações “número de repetições de carga” versus “diferença de tensões” e “número de repetições de carga” versus “deformações específicas resilientes”.

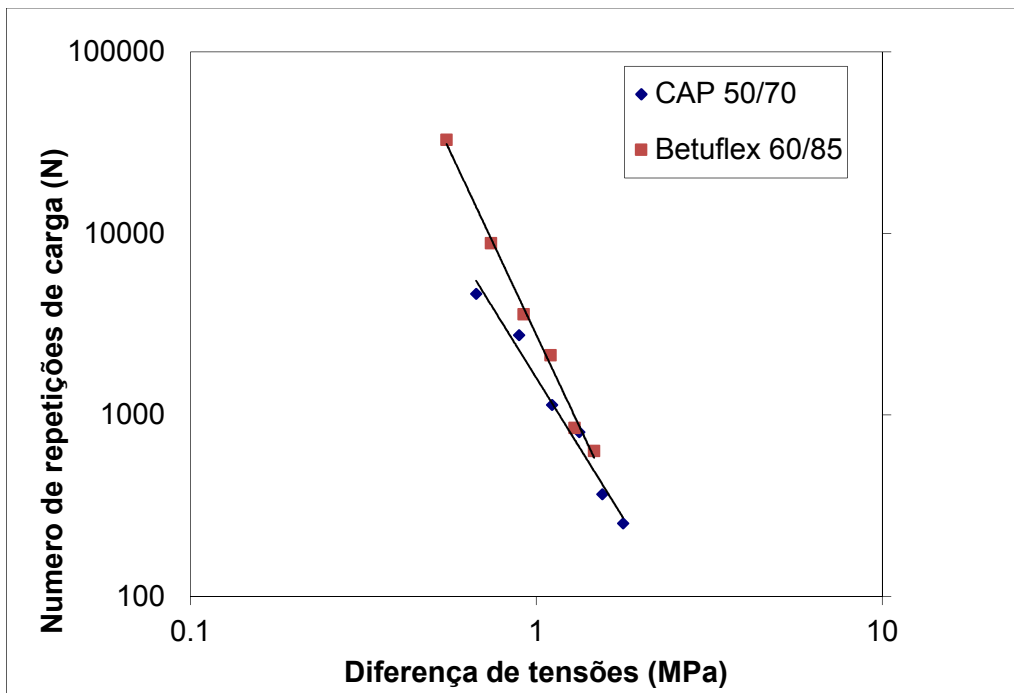


Figura 4.26 - Número de repetições de carga (N) versus diferença de tensões ($\Delta\sigma$) para as misturas estudadas

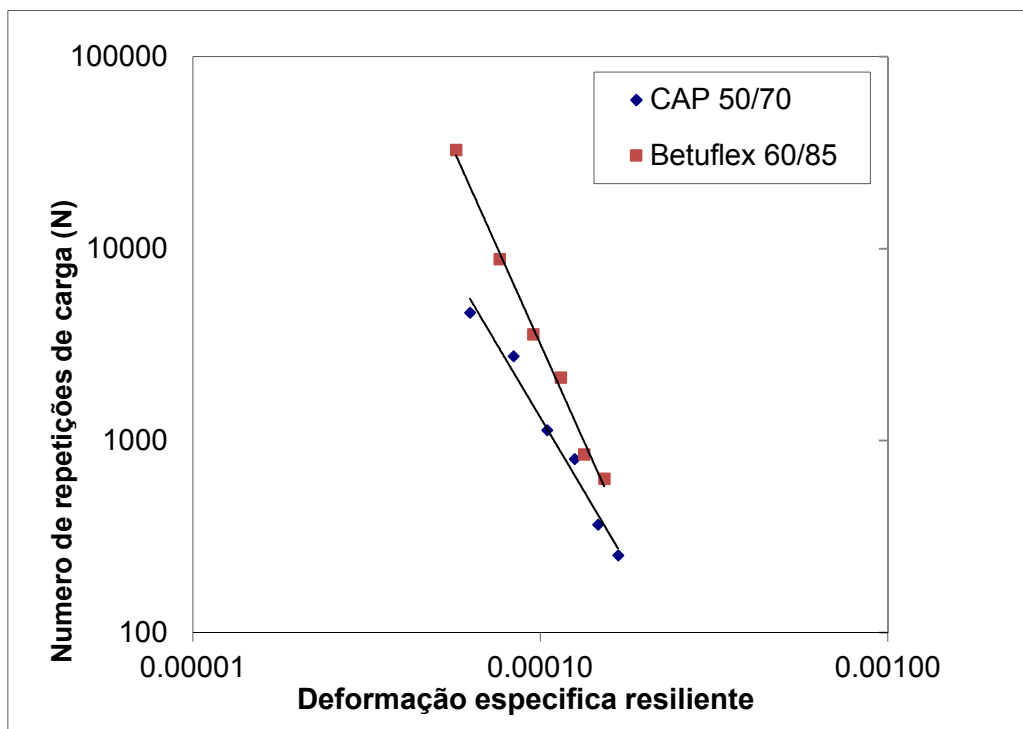


Figura 4.27 - Número de repetições de carga (N) versus deformações específicas resilientes para as misturas estudadas

Analisando os resultados do ensaio de vida de fadiga através da variação de diferença de tensões ($\Delta\sigma$), percebe-se que a mistura com o ligante asfáltico modificado com polímero (Betuflex 60/85) apresentou os melhores resultados em relação as misturas com asfalto convencional (CAP 50/70). Convém lembrar que esta tendência só foi observada para diferenças de tensões menores que 2,00 MPa (Anexo B). Ao analisar a vida de fadiga por meio da variação da deformação específica resiliente, observa-se a mesma tendência que a análise anterior.

Considerando-se a relação MR/RT, a que apresentou maior valor foi a mistura com Betuflex 60/85 o que o que indicaria que esta mistura teria menor vida de fadiga, mas no ensaio de vida de fadiga esta mistura apresentou maior vida de fadiga. Para a mistura com CAP 50/70, o valor da relação MR/RT foi a menor o que indicaria que esta mistura teria maior vida de fadiga, mas no ensaio de vida de fadiga ela apresentou uma vida de fadiga menor.

Segundo Lopes *et al.* (2004), *apud* (MENDES, 2011), mencionam que a relação MR/RT foi criada com a finalidade de atender as universidades que não dispunham de equipamentos necessários para a realização do ensaio de módulo de resiliência. Em estudos realizados por Vale (2007), não houve correlação evidente entre o valor da relação e dos valores encontrados para a vida de fadiga, razão pela qual é necessário realizar o ensaio de vida de fadiga para misturas asfálticas e não só utilizar relações empíricas.

Segundo Pereira *et al.* (1998), *apud* (AMARAL, 2000), estudos na Universidade do Minho, em Portugal, foram testados dois tipos de misturas asfálticas densas, uma com ligante asfáltico convencional e outra com ligante asfáltico modificado por polímero SBS, visando aumentar a rigidez e a resistência à deformação permanente dos pavimentos flexíveis quando sujeitos a temperaturas elevadas no verão, bem como melhorar a resistência às trincas térmicas desses pavimentos no inverno. Esses autores concluíram que o uso de ligante asfáltico modificado por polímero SBS foi mais expressivo em termos de melhora em relação à fadiga e que o tempo de serviço desses materiais pode chegar a 2,6 vezes em comparação com o ligante convencional. Nesta pesquisa, obtiveram-se resultados similares, já que, os valores para as misturas asfálticas

confeccionadas com polímero SBS (Betuflex 60/85) apresentaram uma vida de fadiga maior com relação aos obtidos com as misturas asfálticas confeccionados com CAP 50/70.

4.8 Ensaio de dano por umidade induzida

Na Tabela 4.21, são apresentados os volumes de vazios das misturas estudadas para este ensaio, constatando-se que estes resultados estão dentro dos valores limites segundo a norma técnica NBR 15617 (ABNT, 2015b). A Tabela 4.22 apresenta os valores das resistências à tração por compressão diametral das misturas estudadas, com condicionamento e sem condicionamento.

Tabela 4.21 - Volume de vazios dos corpos de prova de misturas asfálticas confeccionadas para o ensaio de umidade induzida

Corpo de prova	Mistura com CAP 50/70 V_v (%)	Mistura com Betuflex 60/85 V_v (%)
1	6,48	6,80
2	6,46	6,81
3	6,49	6,82
4	6,49	6,80
5	6,47	6,82
6	6,46	6,82

Tabela 4.22 - Resistência a tração por compressão diametral das misturas estudadas com condicionamento e sem condicionamento

Corpo de prova	Mistura com CAP 50/70 σ_T (MPa)	Mistura com Betuflex 60/85 σ_T (MPa)
1 (sem condicionamento)	0,50	0,43
2 (sem condicionamento)	0,55	0,49
3 (sem condicionamento)	0,51	0,48
4 (com condicionamento)	0,50	0,73
5 (com condicionamento)	0,53	0,70
6 (com condicionamento)	0,49	0,71
Media (sem condicionamento)	0,52	0,47
Media (com condicionamento)	0,51	0,71
RRT (%)	97	153

A resistência à tração retida (RRT) para as misturas com CAP 50/70 forneceu como resultado 97%, o que indica que não existe problemas de adesividade agregado-ligante asfáltico. A resistência a tração retida (RRT) para as misturas

com Betuflex 60/85 forneceu como resultado 153%, o que indica que não existe problemas de adesividade agregado-ligante asfáltico.

Os resultados do ensaio de fadiga indicam que as misturas com ligante asfáltico modificado com polímero (Betuflex 60/85) têm maior vida de fadiga, o que pode ser relacionado com a elevada resistência à tração neste ensaio, já que elevadas RTs são associadas a maiores resistências à fadiga.

4.9 Ensaio Cântabro

O ensaio Cântabro fornece um bom indicador indireto das características de coesão ou de desgaste de uma mistura asfáltica. Na Tabela 4.23, apresentam-se os resultados deste ensaio, onde se pode observar que, para os dois casos, os valores são inferiores ao valor limite estipulado na norma ME 383 (DNER, 1999c). As misturas com o Betuflex 60/85 são as que tiveram menos desgaste em relação às misturas com CAP 50/70, verificando-se que, em porcentagem, a diferença foi de 41%.

Tabela 4.23 - Resultados do Ensaio Cântabro para as misturas estudadas

Tipo de ligante na mistura	Corpo de prova	P₁ (gr)	P₂ (gr)	Desgaste Cântabro (%)	Media do desgaste Cântabro (%)
CAP 50/70	1	1.196,72	1.114,01	6,91	6,31
	2	1.197,5	1.126,17	5,96	
	3	1.196,7	1.124,09	6,07	
Betuflex 60/85	1	1.196,85	1.157,04	3,33	3,72
	2	1.196,08	1.127,47	5,74	
	3	1.195,54	1.170,43	2,10	

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

No presente capítulo, são apresentadas as conclusões da pesquisa realizada, e também algumas recomendações para futuros estudos.

5.1 Caracterização dos materiais

Os resultados dos ensaios realizados para a caracterização dos agregados minerais estão dentro dos valores limites estipulados nas normas ES 031 (DNIT, 2006c), para misturas com ligante asfáltico convencional, e ES 385 (DNER, 1999b), para misturas com ligante asfáltico modificado com polímero.

A forma dos agregados incide nas características mecânicas das misturas asfálticas, razão pela qual foram utilizados três métodos, onde os ensaios de índice de forma pelos métodos de paquímetro e crivo limitam-se a um valor limite, não dando maiores explicações da forma do agregado. Contudo, o ensaio do AIMS fornece resultados mais compreensíveis quanto à forma dos agregados graúdos e miúdos.

Em relação aos resultados de forma do ensaio AIMS, pode-se concluir que os agregados utilizados nesta pesquisa têm uma esfericidade baixa, que os agregados miúdos são de forma semialongada e que a relação espessura/comprimento foi considerada satisfatória. Os agregados foram classificados com uma angularidade subarredondada, e com respeito à textura superficial dos agregados graúdos estes apresentam uma alta rugosidade. Estas características dos agregados indicam que estes podem ser utilizados em misturas asfálticas, mas se a forma fosse menos alongada e com uma tendência cúbica e mais angulosa seria possível melhorar os resultados mecânicos das misturas.

O produto Betudope melhorou a adesividade das misturas com CAP 50/70.

Os ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa estão dentro dos limites das normas, com exceção do Índice de Susceptibilidade Térmica (IST) para o CAP 50/70.

5.2 Composição de uma faixa granulométrica

A faixa granulométrica encontrada para as duas misturas estudadas atendeu às respectivas tolerâncias no que diz respeito à granulometria. Segundo as normas, esta faixa situou-se praticamente numa posição intermediária com respeito a faixa “C” da norma ES 031 (DNIT, 2006c) para misturas com ligante asfáltico convencional, e na posição inferior com respeito à faixa “C” da norma ES 385 (DNER, 1999b), para misturas com ligante asfáltico modificado com polímero.

5.3 Ensaio Marshall

Os resultados das massas específicas aparentes e das relações betume-vazios foram maiores para as misturas com asfalto convencional CAP 50/70, existindo em ambos casos uma semelhança de valores no teor de 5,5%;

Os valores dos volumes de vazios (V_v) para as misturas com asfalto modificado com polímero Betuflex 60/85 foram maiores comparativamente aos com asfalto convencional CAP 50/70, onde os valores mais próximos foram para o teor de ligante de 5,5%;

Os resultados dos vazios cheios com betume (VCB) e dos de vazios no agregado mineral foram muito parecidos para os dois tipos de misturas;

Com respeito aos valores das estabilidades, estes foram maiores para as misturas com asfalto convencional CAP 50/70, não existindo assim incidência do polímero no aumento da estabilidade;

As misturas com asfalto modificado Betuflex 60/85 apresentaram valores maiores para a fluência para os quatro primeiros traços, com inversão dessa situação para o teor de 6,5% de ligante;

O teor de ligante de projeto foi de 5,4% tanto para as misturas com CAP 50/70 como para aquelas com Betuflex 60/85; em ambos casos, as misturas com este teor apresentaram parâmetros de dosagem Marshall de acordo as normas.

5.4 Compactação por amassamento

Os resultados dos V_v e RBV para as misturas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85 após a compactação por amassamento com o teor de projeto da dosagem Marshall estão fora dos limites estabelecidos pelas normas ES 031 (DNIT, 2006c) e ES 385 (DNER, 1999b). Para os resultados obtidos nesta pesquisa, pode-se dizer que a dosagem Marshall superdimensiona o teor de ligante de projeto, já que este teor de projeto de ligante provocou uma maior densificação nas misturas asfálticas compactadas no compactador giratório o que ocasionou a redução do V_v e aumento da RBV; tomando como premissa de que menor teor de ligante, implica em maior volume de vazios, precisa-se realizar uma dosagem Superpave, e é possível que os teores de projeto de ligante encontrados com as energias utilizadas no compactador giratório nesta pesquisa poderiam ser valores menores com relação ao teor de projeto da dosagem Marshall (5,4%).

5.5 Ensaio da resistência à tração por compressão diametral

Utilizando o teor de ligante de projeto, a mistura com CAP 50/70 apresentou o maior valor de resistência à tração por compressão diametral, superior em 17% em relação à mistura com o Betuflex 60/85,

5.6 Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral

Para o módulo de resiliência, os maiores valores foram obtidos para misturas com CAP 50/70, superior em 9% em relação às misturas com Betuflex 60/85, considerando-se mesmos teores de asfalto.

Observa-se que os maiores valores obtidos na resistência a tração são os que têm maiores valores de módulo de resiliência, isto devido ao fato que misturas com maiores valores de RT necessitam de MR's maiores para suportar às tensões a que as misturas asfálticas estão sujeitas.

Segundo a análise da relação MR/RT, observa-se que o menor valor foi obtido para misturas com CAP 50/70, resultado que indicaria que esta mistura teria maior vida de fadiga com relação às misturas com Betuflex 60/85. Ao se realizar o ensaio de vida de fadiga esta asserção não foi confirmada.

5.7 Ensaio de Vida de Fadiga

Os resultados do ensaio de vida de fadiga mostraram que os valores obtidos para o desempenho das misturas com CAP 50/70 são inferiores as misturas com Betuflex 60/85, esta tendência só é válida para diferença de tensões menores que 2,00 MPa, o que pode ser um bom indicativo que as misturas com asfalto modificado com polímero podem ser usadas em revestimento de pavimentos com alta solicitação de tráfego.

5.8 Ensaio de Dano por Umidade Induzida

O ensaio de dano por umidade induzida para as misturas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85 atenderam às especificações da norma, apresentando valores de resistência a tração retida (RRT) de 97% e 153%, respectivamente, o que indica a boa adesividade agregado-ligante asfáltico-aditivo; a elevada vida de fadiga das misturas com Betuflex 60/85, relaciona-se com o elevado valor da RRT, já que elevadas RTs associam-se com maiores resistências à fadiga.

5.9 Ensaio Cântabro

Os valores de desgaste Cântabro indicam a boa resistência ao desgaste das misturas com CAP 50/70 e Betuflex 60/85, já que os valores não ultrapassam os limites preconizados pela norma, de $\pm 20\%$ do valor médio, das duas misturas, a que apresentou melhor resultado foi a mistura com asfalto modificado com polímero.

5.10 Recomendações

Realizar a dosagem com a metodologia Superpave, fazer uma comparação com a dosagem Marshall, e observar a diferença nos teores de projetos destas duas metodologias.

Estudar o comportamento mecânico de misturas asfálticas, utilizando as faixas granulométricas A e B.

Estudar o comportamento mecânico de misturas asfálticas, utilizando agregados de origens diferentes dos empregados neste trabalho

Realizar os ensaios de módulo de resiliência e vida de fadiga em diferentes temperaturas que a pesquisada, para observar a variação de rigidez e a fadiga sob diferentes temperaturas.

Realizar ensaios para determinar a deformação permanente das misturas estudadas, como por exemplo o creep estático e/ou dinâmico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO, 1996. Standard Method of Test for Determination of the Resilient Modulus of Bituminous Mixtures by Indirect Tension. American Association of State Highway and Transportation Officials. **AASHTO TP 31/96**.

AASHTO, 1999. Standard Method of Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage. American Association of State Highway and Transportation Officials. **AASHTO T 283**.

ABNT, 1990. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. Materiais betuminosos para pavimentação - terminologia. **NBR 7208**.

ABNT, 1993. Materiais para concreto betuminoso usinado a quente – Especificação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 12948**.

ABNT, 1998. Materiais betuminosos - Determinação da penetração. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 6576**.

ABNT, 2003. Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade Saybolt Furol. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 14950**.

ABNT, 2006. Agregado graúdo - Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro - Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 7809**.

ABNT, 2008. Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 6560**.

ABNT, 2011. Agregados – Terminologia, Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 9935**.

ABNT, 2012. Produtos betuminosos semi-sólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 6296**.

ABNT, 2015a. Derivados de petróleo - Determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland. Associação Brasileira de Normas Técnicas, **NBR 11341**.

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

ABRAMS, A. L. et al. The Aggregate Handbook. National Stone Association, Washington, 1991.

AL – ROUSAN, T; E, MASAD; L MYERS e C. SPEIGELMAN. A New Methodology for Shape Classification of Aggregates Used in Asphalt Mixes. Transportation Research Board, **84º Annual Meeting**, 2005.

AMARAL, S. C. Estudos de misturas asfálticas densas com agregados do estado do Pará, utilizando asfalto convencional (CAP-40) e asfalto modificado com polímero SBS (BETUFLEX B 65/60). Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 2000.

ANEPAC, 2015. Associação Nacional das Entidades de Produtores de Agregados para Construção. Disponível em: < <http://anepac.org.br/wp/agregados/> >. Acesso em 10 novembro 2015.

ANP, 2005. Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis. Resolução N.º 19 de 11 de julho de 2005. **Especificações dos Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAP) Classificação por Penetração.**

ANP, 2007. Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis. Resolução N.º 31 de 09 de outubro de 2007. **Especificações dos Cimentos Asfálticos de Petróleo Modificados por Polímero SBS.**

ARAÚJO, J. L. Características funcionais e mecânicas de misturas asfálticas para revestimento de pavimentos aeroportuários. Dissertação Mestrado - Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

ASTM, 1979. Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures, American Society for Testing and Materials. **ASTM E 206**, USA.

ASTM, 1982. Standard test method for indirect tension test for resilient modulus of bituminous mixtures. American Society for Testing Materials. **ASTM D 4123**, USA.

ASTM, 2001. Standard Test Method for Resistance to Plastic Flow of Bituminous Mixtures Using Marshall Apparatus (6 inch-Diameter Specimen). American Society for Testing and Materials. **ASTM D 5581**, USA.

ASTM, 2006. Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading). American Society for Testing and Materials. **ASTM C 1252**, USA.

ASTM, 2010. Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate. American Society for Testing and Materials. **ASTM D 4791**, USA.

ASTM, 2013. Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate. American Society for Testing and Materials. **ASTM D 5821**, USA.

ASTM, 2014. Plastic Fine in Graded Aggregates and Soils by Use of The Sand Equivalent Test. American Society for Testing and Materials, **ASTM D 2419**.

ASTM, 2015. Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates. American Society for Testing and Materials. **ASTM C125**, USA.

BALBO, J.T. Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração, 2007.

BELIGNI, M; D. F. VILLIBOR e J. R. CINCERRE. Misturas asfálticas do tipo SMA (Stone Mastic Asphalt): solução para Revestimentos de Pavimentos de Rodovias e Vias Urbanas de Tráfego Intenso. In. **Anais** da REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO – 32º RAPv, Brasília, Distrito Federal, v.01, p. 2000. 590 – 605.

BERNUCCI, L.B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros.** Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 504 f, 2008.

BERNUCCI, L.B.; CERATTI, J.AP.; CHAVES, J.M.; MOURA, E.; CARVALHO, A. D. Estudo da adesividade no comportamento de misturas asfálticas. **10º Congresso Ibero-Latinoamericano Del Asfalto**. Espanha. Seção B, 1999.

BERTOLLO M. S. A. Avaliação laboratorial de misturas asfálticas densas modificadas com borracha reciclada de pneus. Tese de DSc. EESC-USP, São Carlos, SP, Brasil, 2002.

BRANCO, V. C; MASAD, E; LITTLE, D.N; SOARES, J.B; MOTTA, L.M.G. Caracterização de forma, angularidade e textura de agregado graúdo convencional (BRITA GRANÍTICA) e escórias de aciaria usando o aggregate imaging system (AIMS), 2006.

CERATTI, J.A; RUWER,P.M.; OLIVEIRA, J.A . Estudo do comportamento mecânico de concreto asfáltico com ligante modificado com polímero. **13º Encontro de Asfalto**, v.1, 1996.

CNT, 2014. Pesquisa CNT de Rodovias 2014: relatório gerencial. Confederação Nacional de Transportes. Disponível em: <<http://pesquisarodovias.cnt.org.br/Paginas/relGeral.aspx>>. Acesso em 7 agosto 2015.

COELHO, V. **Um estudo sobre a dosagem pelo Método Marshall, de misturas asfálticas preparadas a quente**. São Carlos, 203 p. Dissertação Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 1992.

CORTÉ, J.F.; BROSSEAUD, Y.; SIMONCELLI, J.P.; CAROFF, G. Investigation of rutting of asphalt surface layers: influence of binder and axle loading configuration. Transportation Research Record 1436, 1994.

DER, 1960. Dosagem de misturas betuminosas pelo método da superfície específica. Departamento de Estradas de Rodagem do estado de São Paulo, São Paulo, SP, Brasil, **DER-SP-M 148/60**.

DNER, 1994a. Material betuminoso – determinação da viscosidade Saybolt-Furol a alta temperatura método da película delgada. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio **DNER-ME 004/94**.

DNER, 1994b. Material betuminoso – determinação dos pontos de fulgor e de combustão (vaso aberto Cleveland). Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio **DNER-ME 148/94**.

DNER, 1994c. Agregados - Determinação do Índice de Forma. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio **DNER-ME 086/94**.

DNER, 1994d. Agregado – Adesividade a ligante betuminoso. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio **DNER - EM 079/94**.

DNER, 1994e. Agregado graúdo – Adesividade a ligante betuminoso. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio **DNER – ME 078/94**.

DNER, 1994f. Misturas betuminosas-determinação da resistência à tração por compressão diametral. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de ensaio **DNER-ME 138/94**.

DNER, 1994g. Misturas Betuminosas - Determinação do Módulo de Resiliência. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio **DNER-ME 133/94**.

DNER, 1995. Misturas Betuminosas a Quente – Ensaio Marshall. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de ensaio **DNER ME 043/95**.

DNER, 1996. Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos - determinação da densidade e da massa específica. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio **DNER-ME 193/1996**.

DNER, 1998. **Pesquisa de asfaltos modificados por polímeros – Relatório Final**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Ministério dos Transportes. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Tomo I e II.

DNER, 1998a. Agregados - Determinação da Abrasão “*Los Angeles*”. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio **DNER-ME 035/98**.

DNER, 1998b. Agregados – Análise granulométrica. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de ensaio **DNER ME 083/98**.

DNER, 1998c. Agregados - Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de ensaio **DNER ME 081/98**.

DNER, 1998d. Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio **DNER-ME 194/98**.

DNER, 1999a. Cimento asfáltico modificado por polímero. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, IPR, Rio de Janeiro **DNER - EM 396/99**.

DNER, 1999b. Pavimentação - Concreto asfáltico com concreto polímero. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Especificação de serviço **DNER-ES 385/99**.

DNER, 1999c. Misturas Betuminosas – desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero – Ensaio Cântabro. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem **DNER - ME 383/99**.

DNIT, 2006a. Cimentos asfálticos de petróleo. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, IPR, Rio de Janeiro **DNIT - EM 095/2006**.

DNIT, 2006b. **Manual de Pavimentação**. MT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, 3ª edição, Rio de Janeiro-RJ. 274p.

DNIT, 2006c. Pavimentos Flexíveis – Concreto asfáltico. Especificação de serviço **DNIT-ME 031/2006-ES**.

DNIT, 2010a. Material asfáltico – determinação da penetração. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Método de Ensaio **DNIT- ME 155/2010**.

DNIT, 2010b. Materiais asfálticos – determinação do ponto de amolecimento – Método do anel e bola. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Método de Ensaio **DNIT-ME 131/2010**.

DNIT, 2011. Cimento asfáltico de petróleo modificado por polímero elastomérico. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, IPR, Rio de Janeiro **DNIT – EM 129/2011**.

DNPM, 2009. **Economia Mineral do Brasil**. Departamento Nacional de Produção Mineral Brasília-DF. 764 p.

FONTANA, F. A. **Análise laboratorial de misturas asfálticas abertas usinadas a quente com a utilização de diferentes ligantes**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil, Ouro Preto, MG, 2009.

FREITAS, F.J.S. Asfalto modificado com EVA. **Anais da 30ª Reunião Anual de Pavimentação**, v.1, 1996.

GOUVEIA, L. T. **Contribuições ao Estudo da Influência de Propriedades de Agregados no Comportamento de Misturas Asfálticas Densas**. Dissertação (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 2006.

GOUVEIA, L. T. **Avaliação do Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA) da Especificação SUPERPAVE**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 2002.

GRECO, J.A.S. Avaliação da influência de alguns fatores nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas densas, a luz da técnica de planejamento e análise de experimentos fatoriais fracionários assimétricos, 340p. Tese de DSc. – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 2004.

IA, 2001. Instituto do Asfalto. **Manual de asfalto**. Rio de Janeiro: IA.

IBP – Instituto Brasileiro de Petróleo. Informações básicas sobre materiais asfálticos. Comissão de asfalto, 1994.

IBP, 1996. **Informativo “O Asfalto”**. Instituto Brasileiro de Petróleo, Rio de Janeiro.

IPC global. Disponível em: <http://www.ipcglobal.com.au/products/product_range/servopac/#frbprettyphoto/1/>. Acesso em 27 março 2016.

Justytest. Disponível em: < <http://www.justytest.com/Aggregate-civil.html>>. Acesso em 3 março 2016.

LIMA, D. C.; BUENO, B. S. **Pavimentação Betuminosa – Os Materiais Betuminosos**. Imprensa Universitária UFV, Viçosa –MG, 1981.

LU, X.; ISACSSON, U.; EKBLAD, J. Rheological properties of SEBS, **EVA and EBA polymer modified bitumens**. Materials and Structures, V. 32, 1999.

MANUAL DE ASFALTO. Instituto de Asfalto. Série do Manual N° 4 (MS-4). 1989.

MARQUES, G. L. O. **Procedimentos de Avaliação e Caracterização de Agregados Minerais Usados na Pavimentação Asfáltica**. 1º Seminário de Qualificação Acadêmica ao Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2001.

MARQUES, G. L. O. Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2004.

MASAD, E.A. **Aggregate Imaging System (AIMS): Basics and applications**. Final Report TX-05/5-1707-01-1, Texas Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2005.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**, 2ª Edição. Rio de Janeiro, RJ, Brasil: UFRJ, 2005.

MENDES, L. O. **Utilização do método Bailey para a seleção de agregados em dosagem de misturas asfálticas**. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora - MG, 2011.

MONTANARI, R. M. Estudo do comportamento mecânico de misturas betuminosas a frio e a quente para fins de pavimentação de vias. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2007.

MOTTA, L. M. G. Contribuição para a estimativa do módulo resiliente de misturas asfálticas. **14º Encontro de Asfalto**, 1998.

MOTTA, L. M. G., TONIAL, I., LEITE, L. M., et al, **Princípios do Projeto e Análise SUPERPAVE de Misturas Asfálticas**. Tradução comentada, Instituto Brasileiro do Petróleo – IBP, 1996.

MOURÃO, F. A. L. **Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2003.

MOREIRA, L. S. Avaliação de mistura asfáltica utilizada na malha rodoviária paraense: estudo de caso. Trabalho de conclusão de curso – Universidade da Amazônia, 2009.

NEVES, P. B. Características de fragmentação e microestruturais de rochas e seu comportamento na britagem para a produção de agregado. Dissertação. Rio de Janeiro, 2005.

Operation Manual Aggregate Image Measurement System model AFA2A, **Pine Instrument Company**, 2011.

PEURIFOY, R.L; SCHEXNAYDER C.J; SHAPIRA, A; SCHMITT, R.L. **Planejamento, equipamentos e métodos para a construção civil**. 816p, 2015.

PINTO, S., PREUSSLER, E. S. **Módulos Resilientes de Concretos Asfálticos**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens – Instituto Pesquisas Rodoviárias DNER - IPR, Rio de Janeiro, 1980.

PINTO, Salomão, PREUSSLER, Ernesto S. **Pavimentação Rodoviária – Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis**. 2 ed. Rio de Janeiro, Copiarte, 2002.

RAMOS, C.R.; LÁO, V.L.DO E.S.T.; MARTINHO, F.G., MACEDO; M.M.D. Asfalto modificado com polímero uma opção para melhoria dos asfaltos nacionais. **Anais do 13º Encontro de Asfalto**, V.1, 1996.

REDE TEMÁTICA DE ASFALTO. **Manual de Execução de Trechos Monitorados. Procedimento Rede** 09/2010 - Ensaio de Fadiga a Tensão Controlada. 2010.

ROAD RESEARCH LABORATORY (R. R. L.) **Soil Mechanics for Road Engineers**. Her Majesty's Stationary Office, London, 1952.

ROBERTS, F. L.; P. S. KANDHAL; E. R. BROWN; D. Y. Lee e T. W. KENNEDY. **Hot mix asphalt materials, mixture design, and construction**. Ed. NAPA Education Foundation. Lanham, Maryland, 1991.

SANTOS, M. A. Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Betuminosas a Frio via Ensaio de Laboratório. Tese de Mestrado – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, 2002.

SCHWAB, K. **The global Competitiveness Report 2013-2014**. World Economic Forum. Insight Report, 2014.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação**, Volume I, Editora PINI Ltda, São Paulo-SP, 1997.

SENÇO, W. Wlastermiler de. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. 1ª ed. São Paulo: Pini, 2001.

SILVA, M. B. Caracterização de mistura de alto desempenho tipo SMA e avaliação do processo executivo em pista experimental no Estado do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2012.

SPECHT, L.P.; HIRSCH, F.; ROZEK, T.M. Estudo Laboratorial da Adesividade de Misturas Asfálticas considerando a Lamelaridade do Agregado Graúdo. In: **XXI. Congresso de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia**, Ijuí, 2006.

VALE, A.C. **Estudo Laboratorial da Viabilidade do Uso de Fibras de Coco em Misturas Asfálticas do Tipo SMA**. Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2007.

VINHA, A M. Cap-dop agente melhorador de adesividade. Produtos asfálticos aplicáveis em pavimentação rodoviária. Petrobrás Distribuidora S.A. BR Asfaltos. 8 p. 1975.

ZEGARRA, J. R. E. Avaliação de misturas produzidas com ligantes asfálticos peruanos convencional PEN 60/70 e modificados por polímero SBS TIPO I 60/60 E PG 76-22, Dissertação Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil, 2007.

ANEXO A
Ensaio de Módulo de Resiliência



Figura 1 – Equipamento utilizado nos ensaios de módulo de resiliência e vida de fadiga

Fonte: Laboratório de Pavimentação da Faculdade de Engenharia Civil -UFJF

RELATÓRIO DE ENSAIO DE MÓDULO - COMPRESSÃO DIAMETRAL

Nome do Arquivo: C:\dados\UFV\CP852.dat

DADOS DO ENSAIO

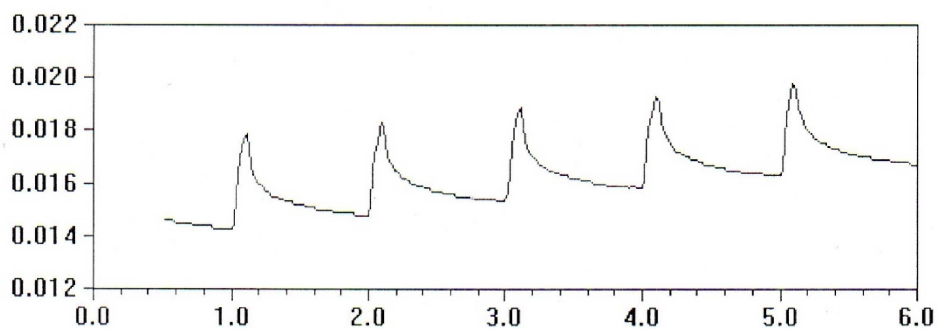
Amostra: MR 1CAP	Origem: UFV - Mestrado Eng. Civil	C.P. No.: 852
Rodovia:	Trecho:	Est/Km:
Operador: Vitor	Interess.: Reynner Paredes	Data: 27/10/2015
Diâmetro C.P.(cm): 10.171	Temperatura: 25 °C	Altura C.P.(cm): 6.116
Observações: FAIXA C - 5,4% - CAP 50/70		

TABELA DE RESULTADOS

	Força (Kgf)	Deslocamento Resiliente(mm)	Módulo Resiliente (MPa)
CICLO 1 -->	149.58	0.005020	2714
CICLO 2 -->	149.21	0.005422	2507
CICLO 3 -->	149.86	0.005534	2467

Valor Médio: 2563 MPa

Tempo(seg) x Deslocamento Médio (mm)



ANEXO B

Ensaio de Vida de Fadiga

RELATÓRIO DE ENSAIO DE FADIGA

Nome do Arquivo: C:\dados\UFV\FAD860.dat

DADOS DO ENSAIO

Amostra: F6CAP	Temperatura: 25 °C	Operador: VITOR
Módulo resiliente médio: 2656 MPa	Interess.: Reynner Paredes	Est/Km:
Tensão de tração estática Máxima: 1.11 MPa		Data: 27/10/2015
Origem: UFV - Mestrado Eng. Civil	Rodovia:	Trecho:
Observações: Faixa C - 5,4% - CAP 50/70		

TABELA DE RESULTADOS

Num. C.P.	Espessura (cm)	Diâmetro (cm)	N.T. (%)	Força (Kgf)	D.E.R.	Dif. Tensões (MPa)	Número de Aplicações
855	6.17	10.15	40	445.29	0.0001672	1.780	253
856	6.13	10.16	35	387.60	0.0001463	1.550	366
857	6.09	10.16	30	329.87	0.0001254	1.330	806
858	6.14	10.16	25	277.24	0.0001045	1.110	1136
859	6.08	10.17	20	219.81	0.0000836	0.890	2756
860	6.14	10.19	15	166.83	0.0000627	0.670	4649

RELATÓRIO DE ENSAIO DE FADIGA

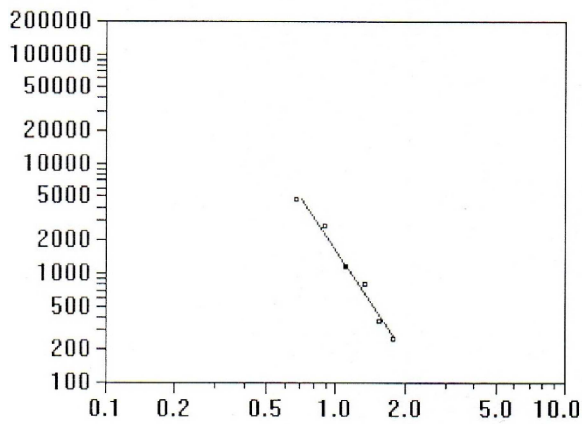
Nome do Arquivo: C:\dados\UFV\FAD860.dat

DADOS DO ENSAIO

Amostra: F6CAP	Temperatura: 25 °C	Operador: VITOR
Módulo resiliente médio: 2656 MPa	Interess.: Reynner Paredes	Est/Km:
Tensão de tração estática Máxima: 1.11 MPa		Data: 27/10/2015
Origem: UFV - Mestrado Eng. Civil	Rodovia:	Trecho:
Observações: Faixa C - 5,4% - CAP 50/70		

RESULTADOS

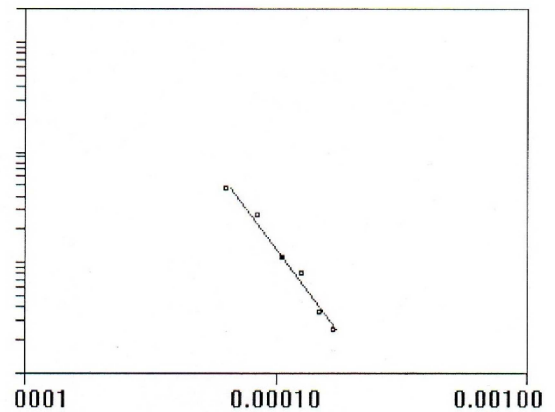
Diferença de Tensões x Vida de Fadiga



$$Y = 1597.4 X^{-3.0735}$$

$$R^2 = 0.9811$$

Def. Específica Resiliente x Vida de Fadiga



$$Y = 8.0E-010 X^{-3.0548}$$

$$R^2 = 0.9804$$

RELATÓRIO DE ENSAIO DE FADIGA

Nome do Arquivo: C:\dados\UFV\FAD866.dat

DADOS DO ENSAIO

Amostra: F3B	Temperatura: 25 °C	Operador: VITOR
Módulo resiliente médio: 2411 MPa	Interess.: Reynner Paredes	Est/Km:
Tensão de tração estática Máxima: 0.92 MPa		Data: 28/10/2015
Origem: UFV - Mestrado Eng.	Rodovia:	Trecho:
Observações: Faixa C - 5,4% - BETUFLEX		

TABELA DE RESULTADOS

Num. C.P.	Espessura (cm)	Diâmetro (cm)	N.T. (%)	Força (Kgf)	D.E.R.	Dif.Tensões (MPa)	Número de Aplicações
861	6.30	10.15	40	376.66	0.0001526	1.470	633
862	6.33	10.13	35	330.67	0.0001336	1.290	849
863	6.22	10.14	30	278.90	0.0001145	1.100	2135
864	6.28	10.14	25	234.51	0.0000954	0.920	3584
865	6.28	10.15	20	187.84	0.0000763	0.740	8840
866	6.32	10.11	15	141.37	0.0000572	0.550	32775

RELATÓRIO DE ENSAIO DE FADIGA

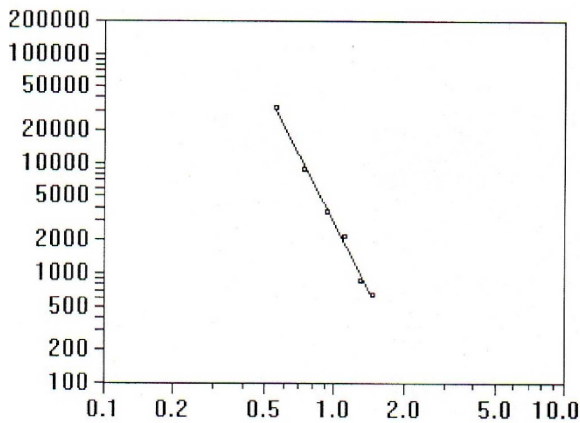
Nome do Arquivo: C:\dados\UFV\FAD866.dat

DADOS DO ENSAIO

Amostra: F3B	Temperatura: 25 °C	Operador: VITOR
Módulo resiliente médio: 2411 MPa	Interess.: Reynner Paredes	Est/Km:
Tensão de tração estática Máxima: 0.92 MPa		Data: 28/10/2015
Origem: UFV - Mestrado Eng.	Rodovia:	Trecho:
Observações: Faixa C - 5,4% - BETUFLEX		

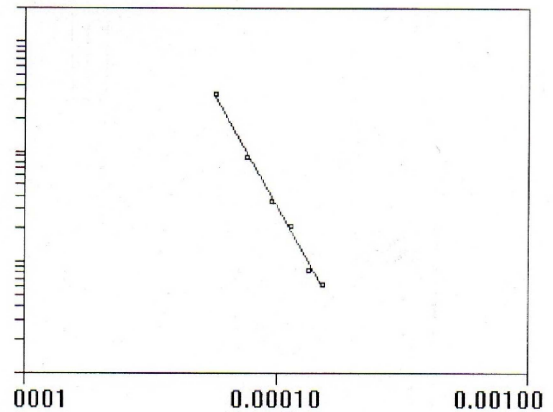
RESULTADOS

Diferença de Tensões x Vida de Fadiga



$$Y = 2755.6 X^{-4.0509}$$
$$R^2 = 0.9947$$

Def. Específica Resiliente x Vida de Fadiga



$$Y = 2.0E-013 X^{-4.0483}$$
$$R^2 = 0.9937$$