

BRENO SALGADO BARRA

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO MECÂNICO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS DENSAS UTILIZANDO MATERIAIS DO ESTADO
DO PARÁ COM O EMPREGO DE PÓ CALCÁRIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

**Florianópolis - SC
2005**

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO MECÂNICO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS DENSAS UTILIZANDO MATERIAIS DO ESTADO
DO PARÁ COM O EMPREGO DE PÓ CALCÁRIO**

BRENO SALGADO BARRA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Infra-Estrutura e Gerência Viária

Orientador: Prof. Dr. Leto Momm

**Florianópolis - SC
2005**

BARRA, Breno Salgado

Avaliação do Desempenho Mecânico de Misturas Asfálticas Densas Utilizando Materiais do Estado do Pará com o Emprego de Pó Calcário.
Florianópolis, 2005, volume único, 177 p.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil),
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC),
Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC

Orientador: Prof. Dr. Leto Momm

Defesa: 21/03/2005

Palavras-chave: desempenho mecânico; misturas asfálticas; pó calcário

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS
DENSAS UTILIZANDO MATERIAIS DO ESTADO DO PARÁ COM O
EMPREGO DE PÓ CALCÁRIO**

Esta dissertação foi julgada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, especialidade ENGENHARIA CIVIL, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Prof. Dr. Leto MOMM - Orientador
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Prof^a. Henriette Lebre La Rovere, Ph.D.
Coordenadora do Curso do PPGEC - UFSC

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Antonio Fortunato Marcon
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Prof. Dr. Glicério Trichês
Departamento de Engenharia Civil - UFSC

Prof^a. Dr^a. Liedi Legi Bariani Bernucci - Examinador Externo
Departamento de Engenharia Civil - EPUSP

Florianópolis, 21 de março de 2005.

“O sucesso é a progressão geométrica de um sonho”

Carlos Marín

Dedicatória

Aos meus pais, Sérgio e Lúcia, e a minha irmã Virna, maiores incentivadores de meus sonhos, sempre me apoiando nos momentos decisivos de minha vida, encorajando-me e reforçando minha capacidade de ir além. Pelo carinho e atenção dedicada, meu muito obrigado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus por ter sido o mentor da realização deste sonho, iluminando meus caminhos e guiando-me na direção certa nas horas mais difíceis em que as incertezas me aturdiavam.

À Nossa Senhora de Nazaré, a qual além de padroeira dos paraenses, sempre estive ao meu lado quando pedia forças ao seu espírito de luz, intensificando a cada vitória a minha fé e a força de vontade na luta contra as adversidades.

Aos meus avós Miguel Salgado e Lucinéa Barra, por ter orgulho de ser seu neto e tido a oportunidade de crescer em suas companhias, aprendendo os valores mais importantes da vida: família; saúde; educação, fé e bom caráter. Onde estiverem no plano superior tenho a certeza de que guiam meus passos.

À minha avó, Marina Salgado, pelos ensinamentos de compaixão e amor ao próximo, além do suporte necessário à realização desta conquista.

Ao meu tio Miguel Salgado, pelas conversas aconselhadoras e participação no suporte desta jornada.

Aos primos Roberto e Irary Salgado, à tia Therezinha Salgado e, respectivas famílias, pela acolhida desde os meus primeiros instantes em Florianópolis, tratando-me como a seus filhos, proporcionando principalmente um ambiente aconselhador, fraternal, alegre e salutar neste período. Serei eternamente grato a vocês por tudo o que fizeram e vêm fazendo por mim.

Ao tio Jorge Alex Nunes Athias, pelo apoio e incentivo incondicional em várias etapas importantes do processo de formação educacional e profissional ao longo da minha vida. Sua participação nesta conquista é imensa e merece todo o meu reconhecimento.

Aos amigos do FloriPará & Agregados, pela companhia neste período em Florianópolis, tendo sido responsáveis na propiciação de excelentes momentos de cumplicidade e descontração durante nossas diversões.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Leto Momm, pela oportunidade concedida de ser seu orientando, sempre incansável na explanação dos questionamentos, um grande amigo nos aconselhamentos e na geração de oportunidades necessárias à execução desta pesquisa. Faltam-me palavras para agradecê-lo à altura de sua orientação, entretanto, o meu MUITO OBRIGADO simboliza tudo o que minhas palavras não reproduzem o meu pensamento em relação não a um professor, mas a um amigo que prezo demais e aprendi a respeitar.

Aos Professores Dr. Antonio Fortunato Marcon e Dr. Glicério Trichês, os quais estiveram presentes nesta jornada, não furtando suas contribuições para o engrandecimento desta pesquisa.

À Prof^a. Dr^a. Liedi Legi Bariani Bernucci, pelo apoio incondicional à realização de parte dos ensaios no Laboratório de Tecnologia em Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP - EPUSP), dedicando-se também em elucidar dúvidas quanto aos resultados obtidos.

Ao Prof. M. Sc. Édson de Moura, pela acolhida, orientação sobre a operação dos equipamentos do Laboratório de Tecnologia em Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP - EPUSP) e principalmente pelas discussões construtivas na parte técnica e pela amizade cada vez mais consolidada.

À Empresa ESTACON Engenharia S. A., na pessoa do Presidente Lutfala Bitar e, representada através do Eng° Gílson Silveira, por ter concedido a permissão para o fornecimento dos materiais pétreos e estrutura laboratorial necessários à execução desta pesquisa.

À PETROBRÁS, através de sua refinaria Lubrificantes e Derivados de Petróleo do Nordeste (LUBNOR/CE), na pessoa do Eng° Genésio Cabral, pelo fornecimento do Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) utilizado nas misturas asfálticas estudadas.

Aos Técnicos em Estradas Éderson Cruz e Wellington (ESTACON Engenharia S. A.), pelo apoio irrestrito nos processos de amostragem.

Aos serventes Benedílson, Ubirajara (ESTACON Engenharia S. A.), Iraí Bráz (DEINFRA/SC) e Erasmo (LTP - EPUSP), pelo apoio na realização dos ensaios executados ao longo desta pesquisa.

Aos colegas do Laboratório de Tecnologia em Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP - EPUSP), Walter, Rosângela, Fabiana e Patrícia, pela companhia salutar e intercâmbio de informações.

À Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), na condição de aluno do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), pela oportunidade de fazer parte de uma Instituição de renome nacional, ainda que cada vez mais negligenciada pelo sistema.

Ao Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento (CNPq), pelo apoio financeiro concedido através da bolsa de estudos.

Enfim, a todos que de forma direta ou indireta tornaram possível o cumprimento não somente de um sonho, mas de um crescimento pessoal e profissional, agradeço e desejo que sintam em dobro a felicidade que hoje me toma.

SUMÁRIO

LISTA DE ABREVIações	v
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	xii
RESUMO	xiv
ABSTRACT	xv
CAPÍTULO 1	
INTRODUÇÃO	01
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	01
1.2. OBJETIVOS DA PESQUISA	02
1.2.1. Objetivo Geral	02
1.2.2. Objetivos Específicos	02
1.3. PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO	03
1.4. DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA	06
1.5. IMPORTÂNCIA DO TEMA: JUSTIFICATIVAS	07
1.6. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	08
CAPÍTULO 2	
O ESTADO DO PARÁ NO CONTEXTO DA PESQUISA	10
2.1. ÁREA DE ABRANGÊNCIA DA PESQUISA	11
2.2. CLIMA	13
2.3. MALHA RODOVIÁRIA DO ESTADO DO PARÁ	14
2.4. ASPECTOS GEOTÉCNICOS	16
2.4.1. Geologia	16
2.4.1.1. Brita	16
2.4.1.2. Areia	20
2.4.1.3. Calcário	21
2.4.1.4. Seixo Rolado	22
2.4.2. Pedologia	23

CAPÍTULO 3

MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS	27
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS - CONCEITUAÇÃO	27
3.2. FATORES INFLUENTES NO COMPORTAMENTO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS	28
3.2.1. Deformação Permanente	28
3.2.2. Parâmetros Influentes na Deformação Permanente	31
3.2.2.1. Seleção dos Materiais Granulares	31
3.2.2.2. Distribuição Granulométrica	33
3.2.2.3. Teor de Vazios	42
3.2.2.4. Morfologia e Textura dos Grãos	45
3.2.2.5. Temperatura Ambiente	49
3.2.2.6. Influência do Tipo e Teor de Cimento Asfáltico	50
3.2.3. Aderência Pneu-Pavimento	51
3.2.4. Módulos do Concreto Asfáltico	55
3.2.4.1. Módulo Resiliente	57
3.2.4.2. Módulo Complexo	57

CAPÍTULO 4

MATERIAIS FINOS NAS MISTURAS ASFÁLTICAS	60
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	60
4.1.1. Areia	61
4.1.2. Pó de Pedra	62
4.1.3. Pó Calcário	63
4.1.3.1. Classificação das Rochas Calcárias	64
4.1.3.2. O Pó Calcário como Melhorador de Adesividade	66
4.1.3.3. Aspectos Econômicos da Aplicação do Pó Calcário	68
4.2. INFLUÊNCIA DOS FÍLERES NA VISCOSIDADE DO CAP	69
4.3. PROPORÇÃO DE MATERIAIS FINOS NAS MISTURAS ASFÁLTICAS	74

CAPÍTULO 5

MATERIAIS ESTUDADOS E CURVAS GRANULOMÉTRICAS

SELECIONADAS	79
5.1. MATERIAIS ESTUDADOS	79
5.1.1. Agregados Minerais	79
5.1.2. Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)	87
5.1.2.1. Considerações sobre a Viscosidade do CAP Selecionado	92
5.2. CURVAS GRANULOMÉTRICAS SELECIONADAS	94

CAPÍTULO 6

ENSAIOS LABORATORIAIS

	109
6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	109
6.2. ENSAIO MARSHALL	109
6.3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA	112
6.4. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA	113
6.5. ENSAIO CÂNTABRO	115
6.6. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR UMIDADE INDUZIDA (ENSAIO <i>LOTTMAN</i> MODIFICADO)	116
6.7. COMPACTAÇÃO DE PLACAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS	118
6.8. DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE PLACAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS	120
6.9. MANCHA DE AREIA	124
6.10. DRENABILIDADE	127

CAPÍTULO 7

RESULTADOS E ANÁLISES DOS DADOS OBTIDOS

	129
7.1. ENSAIO MARSHALL	129
7.2. MÓDULO DE RESILIÊNCIA	136
7.3. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA	139
7.4. ENSAIO CÂNTABRO	142

7.5. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR UMIDADE INDUZIDA (ENSAIO <i>LOTTMAN</i> MODIFICADO)	145
7.6. ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE PLACAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS	151
7.7. MANCHA DE AREIA	156
7.8. DRENABILIDADE	158
CAPÍTULO 8	
8.1. CONCLUSÕES	160
8.2. RECOMENDAÇÕES	163
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	165

LISTA DE ABREVIações

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
AFNOR - Association Française de Normalisation
ANTT - Agência Nacional de Transporte Terrestre
ASTM - American Society for Testing and Materials
ATASC - Atividade de Asfalto e Concreto
ATHD - Arkansas Transport and Highway Department
BBSG - Béton Bitumineux Semi Grenus
CAP - Cimento Asfáltico de Petróleo
CAUQ - Concreto Asfáltico Usinado a Quente
CEDEX - Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas
CIBRASA - Cimento do Brasil Sociedade Anônima
CP - Curva Prática
CPRM - Companhia de Pesquisa em Recursos Minerais
CT - Curva Teórica
DERT - Departamento de Estradas de Rodagem e Transportes
DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
EAC - Emulsão Asfáltica Catiônica
ECS - Environmental Conditioning System
EPUSP - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
ES - Especificação de Serviço
EUA - Estados Unidos da América
F-SHRP - Future Strategic Highway Research Program
FHWA - Federal Highway Administration
GEIPOT - Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes
IRI - Índice de Irregularidade Internacional
IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IP - Índice de Pfeiffer e Van Doormaal (Suscetibilidade Térmica)
ISETH - Institute for Highways, Railroads and Rock Engineering
LCM - Laboratório de Caracterização de Micropartículas
LCPC - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LEM - Laboratório de Engenharia de Minas
LPC - Laboratoire des Ponts et Chaussées
LUBNOR - Lubrificantes e Derivados de Petróleo do Nordeste
LVDT - Linear Variable Differential Transducer
LTP - Laboratório de Tecnologia em Pavimentação
MB - Método Brasileiro
ME - Método de Ensaio
MEA - Massa Específica Aparente
MEV - Microscópio Eletrônico de Varredura
MR - Módulo de Resiliência
NBR - Norma Brasileira
NF - Norme Française
NHM - Nível Hidro-Meteorológico
PCG - Prensa de Compactação Giratória
PIB - Produto Interno Bruto
R - Rocha
RA - Rocha Alterada
RBV - Relação Betume/Vazios
RMB - Região Metropolitana de Belém
RPM - Rotações por Minuto
RRT - Resistência Residual à Tração
RT - Resistência à Tração
SECTAM - Secretaria Executiva de Ciência, Tecnologia e Meio Ambiente
SETRAN - Secretaria Executiva de Transporte
SDHPT - State Department of Highways and Public Transportation
SHRP - Strategic Highway Research Program

TRB - Transportation Research Board

TRR - Transportation Research Report

TSA - Transport South Austrália

UNAMA - Universidade da Amazônia

UFSC - Universidade Federal de Santa Catarina

USA - United States of America

USACE - United States Army Corps of Engineers

USP - Universidade de São Paulo

%V - Percentual de Vazios

VAM - Volume de Vazios do Agregado Mineral

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 -	Esquema dos ensaios da pesquisa	05
Figura 2.1 -	O Estado do Pará (ANTT, 2005)	10
Figura 2.2 -	Área de abrangência da pesquisa (porção hachurada) (CPRM, 2005)	11
Figura 2.3 -	Área de abrangência da pesquisa (Região Nordeste do Estado do Pará) (SETRAN, 2005)	12
Figura 2.4 -	Precipitação pluviométrica em Belém-PA no ano de 2004 (SECTAM, 2005)	14
Figura 2.5 -	Seção típica de um pavimento em rodovia paraense	16
Figura 2.6 -	Localização das jazidas dos agregados na área de abrangência da pesquisa (SETRAN)	17
Figura 2.7 -	Brita do município de Tracuateua	18
Figura 2.8 -	Areia do município de Santa Maria do Pará (km 21 da rodovia BR-316)	20
Figura 2.9 -	Pó calcário antes (direita) e depois (esquerda) de destorroado	22
Figura 3.1 -	Carga elétrica inerente ao tipo da rocha matriz (SANTANA, 1992)	32
Figura 3.2 -	Variações de $\%p_{0,075}$ na Faixa C do DNER, com tamanho máximo constante (MOMM, 1998)	35
Figura 3.3 -	Variações de tamanho máximo do granular na Faixa C do DNIT, com $\%p_{0,075}$ constante (MOMM, 1998)	35
Figura 3.4 -	Exemplo gráfico da especificação de tamanhos máximo e mínimo dos agregados nas distribuições granulométricas (DNER, 1996)	38
Figura 3.5 -	Zona de restrição utilizada pelo programa SHRP e seus respectivos pontos de controle junto à curva $n = 0,45$	41
Figura 3.6 -	Gráfico de verificação da conformidade da compactidade das misturas asfálticas (MOUTIER, 1997)	43

Figura 3.7 -	Intervalo de “vazios prejudiciais” em função da perda de resistência pela indução de umidade (TERREL et al, 1993)	44
Figura 3.8 -	Britador de mandíbula (MÁQUINAS FURLAN Ltda.)	47
Figura 3.9 -	Britador “rocha contra rocha”: (a) vista geral do equipamento e (b) detalhe da câmara de britagem (METSO MINERALS)	48
Figura 3.10 -	Características de desempenho de pavimentos rodoviários em função dos intervalos de onda da textura superficial (FERNANDES <i>apud</i> MOURA et al, 2004)	52
Figura 3.11 -	Sinal de deformação longitudinal na face inferior da camada de concreto asfáltico sob o efeito da passagem de um eixo na pista de testes do LCPC (De La ROCHE, 1996)	56
Figura 5.1 -	Partículas de rocha granítica com intrusões de solos transportados e minerais nas amostras de brita	82
Figura 5.2 -	Imagem microscópica dos grãos de areia com ampliação em (a) 30 e (b) 61 vezes	83
Figura 5.3 -	Imagem microscópica dos grãos de pó calcário com ampliação em (a) 63 e (b) 60 vezes	83
Figura 5.4 -	Imagem capturada de alta resolução dos grãos de areia, evidenciando sua morfologia heterogênea	84
Figura 5.5 -	Distribuição granulométrica do pó calcário calcítico, através do método da determinação do tamanho de partículas por espalhamento de laser de baixo ângulo	85
Figura 5.6 -	Amostras pós-ensaio de adesividade: (a) CAP puro; (b) com adição de pó calcário; e (c) com adição de pó calcário e <i>dope</i>	90
Figura 5.7 -	Curva de Viscosidade Saybolt-Furol do CAP 50/60 puro	93
Figura 5.8 -	Curva de Viscosidade Saybolt-Furol do CAP 50/60 com 1% de <i>dope</i>	94
Figura 5.9 -	Distribuição granulométrica dos agregados da curva prática	97
Figura 5.10 -	Distribuição granulométrica dos agregados da curva teórica	98

Figura 5.11 -	Curva prática enquadrada nos limites percentuais normativos da Faixa C do DNIT	99
Figura 5.12 -	Curvas teóricas comparadas à curva prática mediante os limites da Faixa C do DNIT	105
Figura 5.13 -	Curvas teóricas comparadas à curva de máxima densificação do programa SHRP mediante os limites da faixa da ASTM para um diâmetro nominal máximo de 12,7 mm	107
Figura 5.14 -	Curvas teóricas comparadas à curva de máxima densificação do programa SHRP mediante os limites da faixa da ASTM para um diâmetro nominal máximo de 19,1 mm	108
Figura 6.1 -	Compactador manual do Ensaio Marshall	110
Figura 6.2 -	Equipamento para determinação do Módulo Resiliente das misturas asfálticas	112
Figura 6.3 -	Prensa Marshall utilizada no ensaio de Resistência à Tração Indireta por compressão diametral das misturas asfálticas	114
Figura 6.4 -	Molde metálico de compactação das placas	119
Figura 6.5 -	Mesa compactadora das placas das misturas asfálticas	120
Figura 6.6 -	Câmara termo-regulada da máquina de deformação permanente	121
Figura 6.7 -	Extensômetros utilizados para leitura das profundidades das deformações	121
Figura 6.8 -	Desenho esquemático da zona de transiência da carga solicitante da máquina de deformação permanente e os respectivos pontos de leitura das deformações na placa	122
Figura 6.9 -	Medição da macrotextura da mistura asfáltica em placas através do ensaio da Mancha de Areia	124
Figura 6.10 -	Drenômetro	128

Figura 7.1 -	Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da CT1: (a) Massa Específica Aparente; (b) Estabilidade; (c) Percentagem de Vazios; (d) Relação Betume/Vazios (RBV); (e) Fluência e; (f) Vazios do Agregado Mineral (VAM)	130
Figura 7.2 -	Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da CT2: (a) Massa Específica Aparente; (b) Estabilidade; (c) Percentagem de Vazios; (d) Relação Betume/Vazios (RBV); (e) Fluência e; (f) Vazios do Agregado Mineral (VAM)	131
Figura 7.3 -	Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da CP: (a) Massa Específica Aparente; (b) Estabilidade; (c) Percentagem de Vazios; (d) Relação Betume/Vazios (RBV); (e) Fluência e; (f) Vazios do Agregado Mineral (VAM)	132
Figura 7.4 -	Ábaco para determinação da percentagem mínima de VAM nas misturas asfálticas	135
Figura 7.5 -	Representação gráfica dos resultados do módulo de resiliência das misturas asfálticas: (a) CT1; (b) CT2 e; (c) CP	137
Figura 7.6 -	Representação gráfica dos resultados da resistência à tração indireta das misturas asfálticas: (a) CT1; (b) CT2 e; (c) CP	140
Figura 7.7 -	Representação gráfica do desgaste por abrasão das misturas asfálticas: (a) CT1; (b) CT2 e; (c) CP	143
Figura 7.8 -	Comparação do desgaste de uma mistura asfáltica antes e depois da execução do ensaio: (a) com 4,5% de CAP e (b) com 6,5% de CAP	144
Figura 7.9 -	Representação gráfica dos resultados da resistência à tração por compressão diametral das misturas asfálticas não condicionadas e condicionadas do ensaio Lottman Modificado	146
Figura 7.10 -	Amostras submetidas ao ensaio Lottman Modificado: (a) não condicionadas e (b) condicionadas	149
Figura 7.11 -	Percentual do afundamento nas trilhas de roda das misturas asfálticas	152

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 -	Precipitação pluviométrica em Belém-PA no ano de 2004 (SECTAM, 2005)	13
Tabela 2.2 -	Rede rodoviária do Estado do Pará (GEIPOT, 2000)	14
Tabela 2.3 -	Rede rodoviária da Região Nordeste Estado do Pará (SETRAN, 2005)	15
Tabela 2.4 -	Formação geológica da Região Nordeste do Estado do Pará (CPRM, 2005)	19
Tabela 3.1 -	Limites superiores e inferiores da amplitude da Faixa C do DNIT	34
Tabela 4.1 -	Distribuição granulométrica para o fíler, segundo DNER-ES 313/97 (1997) e a ASTM-D 242-95 (2000)	61
Tabela 4.2 -	Classificação das rochas calcárias proposta por GUIMARÃES (1952)	65
Tabela 4.3 -	Valores de “k” dos fíleres mais utilizados nas misturas asfálticas (RUIZ, 1943)	74
Tabela 5.1 -	Algumas propriedades dos agregados pesquisados	81
Tabela 5.2 -	Dados da análise química do pó calcário	86
Tabela 5.3 -	Propriedades do Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) pesquisado	87
Tabela 5.4 -	Dados da alteração da resistência mecânica do CAP 50/60 com a adição do pó calcário	89
Tabela 5.5 -	Série de peneiras das curvas teóricas utilizada na pesquisa	96
Tabela 5.6 -	Distribuição granulométrica dos agregados utilizados na curva prática	96
Tabela 5.7 -	Distribuição granulométrica dos agregados utilizados na curva teórica	97
Tabela 5.8 -	Composição do arranjo dos grãos da curva prática	98

Tabela 5.9 -	Concentração volumétrica (C), concentração crítica (Cs) para as curvas teóricas com 6% de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e limites propostos para a concentração volumétrica do fíler (pó calcário)	101
Tabela 5.10 -	Concentração volumétrica (C), concentração crítica (Cs) para a curva prática com 6% de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e limites propostos para a concentração volumétrica do fíler (pó calcário)	102
Tabela 5.11 -	Distribuição granulométrica das curvas teóricas	103
Tabela 5.12 -	Percentual das frações dos grãos nas curvas teóricas	104
Tabela 6.1 -	Classes de textura superficial em função da altura da mancha de areia (PASQUET, 1968)	126
Tabela 7.1 -	Parâmetros de análise do Ensaio Marshall	129
Tabela 7.2 -	Módulo de Resiliência das misturas asfálticas, em MPa	136
Tabela 7.3 -	Resistência à tração indireta das misturas asfálticas, em MPa	139
Tabela 7.4 -	Desgaste por abrasão das misturas asfálticas	142
Tabela 7.5 -	Resistência à tração por compressão diametral das misturas asfálticas não condicionadas e condicionadas do ensaio <i>Lottman</i> Modificado	145
Tabela 7.6 -	Resistência à Tração Residual (RRT) entre as RT dos corpos de prova com e sem condicionamento, em MPa	145
Tabela 7.7 -	Altura da mancha de areia nas placas das misturas asfálticas	156
Tabela 7.8 -	Drenabilidade das placas das misturas asfálticas	158

RESUMO

O trabalho tem como foco principal avaliar o desempenho mecânico de misturas asfálticas densas, utilizando materiais empregados correntemente nas obras de pavimentação do Estado do Pará (mais especificamente oriundos da Região Nordeste deste Estado). Analisam-se comparativamente as misturas asfálticas produzidas através da formulação de curvas granulométricas e dos parâmetros utilizados no Brasil, como as faixas granulométricas do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT), mais especificamente a Faixa C. Os aspectos técnicos tangentes à avaliação das misturas asfálticas selecionadas para teste a partir dos procedimentos de dosagem do ensaio Marshall abrangem: análise da morfologia dos grãos (granulometria por emissão de laser de baixo ângulo, microscopia eletrônica de varredura e captação de imagens de alta resolução); resistência (perda de massa por impacto - Cântabro e ruptura por tração indireta - compressão diametral); rigidez (módulo de resiliência); desempenho mecânico (deformação permanente) e aderência pneu-pavimento (altura da mancha de areia e drenabilidade). O estudo sobre a inserção do pó calcário regional como material fino (fíler) nas misturas asfálticas complementa o foco desta pesquisa, com o intuito de verificar o grau de atividade deste material nas situações de rigidificação dos cimentos asfálticos de petróleo - CAP (ponto de amolecimento anel e bola, e penetração) e de adesividade na interface CAP/agregado (comparações entre os resultados dos ensaios de adesividade do DNIT e *Lottman Modificado*, homologado pela *American Association of State and Highway Transportation Officials - AASHTO*).

Palavras-chave: desempenho mecânico; misturas asfálticas; pó calcário.

ABSTRACT

This research has as its aim focus the role of evaluating the mechanical performance of dense hot asphalt mix, using materials currently employed in roadway works in the State of Pará, provided from its Northeastern Region. There are analyzed comparatively the mixes produced through the formulation of aggregate curves and parameters used in Brazil, as the aggregate curves from Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT), more specifically the C Gradation. The technical aspects related to the evaluation of the asphalt mixes selected for testing through the dosage procedures of Marshall rehearsal involve: grains morphology analysis (granulometry obtained by laser emissions of low angle, microscopic analysis by electronic sweep and capturing of high resolution images); resistance (loss of mass by impact - Cántabro, resilient modulus and indirect tensile strength); mechanical performance (rutting) and skid resistance (sand patch texture depth and drainability). The study about the insertion of regional limestone powder as a fine material (Filler) in the hot asphalt mixes compliments the focus of this research, viewing to verify the activity degree of this material on the situations of asphalt cement hardening (ring and ball rehearsal and penetration) and the adhesion in the interface asphalt cement/aggregate (establishing comparisons between the results of adhesion rehearsals from DNIT and resistance of compacted hot asphalt mix to moisture induced damage - Lottman Test, incorporated by American Association of State and Highway Transportation Officials - AASHTO).

Key-words: mechanical performance; asphalt mixes; limestone powder.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O projeto e a execução de pavimentos que atendam satisfatoriamente a trilogia conforto, segurança e economia, resultam da busca constante de conhecimentos, que visam garantir o melhor desempenho das estruturas concebidas, para que suportem as cargas solicitantes durante o período de projeto, com necessidade mínima de manutenção.

Dadas as proporções continentais do Brasil, verifica-se que a concepção das estruturas dos pavimentos formados pelos arranjos granulares das misturas asfálticas deve levar em conta a caracterização quanto à formação geológica e pedológica das unidades de ocorrência dos materiais, bem como o tipo de cimento asfáltico de petróleo (CAP) produzido nas refinarias, peculiar a cada ambiente, e determinante na definição da melhor alternativa relacionada ao desempenho mecânico.

Neste contexto, a presente pesquisa foca-se na avaliação do desempenho mecânico de misturas asfálticas densas, concebidas a partir de formulações granulométricas, utilizando materiais granulares provenientes do Estado do Pará (mais especificamente oriundos da Região Nordeste deste Estado), onde se encontram as jazidas que servem à capital, Belém.

Algumas dificuldades permeiam o cenário produtivo e comercial dos insumos na área de abrangência da pesquisa: a importação de fileres de outros Estados; a disponibilidade de areias de cava portadoras de frações geralmente finas e de grãos esféricos; o beneficiamento deficiente dos granulares quanto à constância dos tamanhos das frações correspondentes a um determinado diâmetro e da forma dos

grãos obtidos nas pedreiras; além da utilização de um cimento asfáltico mais suscetível a elevadas temperaturas (CAP 50/60), em relação ao clima da Região Norte do Brasil.

O trabalho investiga o emprego do pó calcário regional como material de enchimento na composição das misturas asfálticas, motivado pelo interesse em difundir a produção deste material no âmbito estadual, em substituição aos insumos importados atualmente do Estado do Ceará (cal hidratada e o gesso).

Os aspectos de caracterização de cada material a ser empregado nas misturas asfálticas selecionadas para testes são analisados, submetendo as misturas asfálticas a ensaios laboratoriais baseados nas tecnologias disponíveis no Brasil, de modo a agregar conhecimentos, estabelecer conclusões e sugestões sobre aplicações práticas adequadas dos materiais pesquisados.

1.2. OBJETIVOS DA PESQUISA

1.2.1. Objetivo Geral

Avaliar, através de ensaios laboratoriais, o desempenho mecânico de misturas asfálticas densas utilizando materiais disponíveis no Estado do Pará com o emprego do pó calcário, verificando as suas propriedades mecânicas com vista à aplicabilidade em camadas de rolamento para a área de abrangência da pesquisa.

1.2.2. Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos são:

- Conceber, testar e avaliar comparativamente misturas asfálticas mediante os procedimentos de formulações granulométricas dos agregados;

- Levantar as jazidas com maior potencial de exploração para o atendimento da demanda produtiva de misturas asfálticas na Região;
- Caracterizar, em diversas vertentes (geológica, pedológica e física), os materiais componentes das jazidas selecionadas para estudo pertencentes à área de abrangência da pesquisa;
- Analisar a influência dos arranjos dos grãos obtidos no cálculo das curvas e faixas granulométricas quanto ao desempenho mecânico das misturas asfálticas formuladas;
- Verificar o comportamento do pó calcário regional como material de enchimento (fíler) nas misturas asfálticas ensaiadas, principalmente no que concerne aos parâmetros de rigidificação dos mástiques e de adesividade;
- Avaliar o desempenho mecânico das misturas asfálticas densas selecionadas a partir dos procedimentos de dosagem do ensaio Marshall, com os parâmetros: deformação permanente; perda de massa por impacto no ensaio Cântabro; módulo de resiliência; ruptura por tração indireta (compressão diametral); adesividade mediante a ação deletérea da umidade induzida (*Lottman* Modificado) e; de aderência pneu-pavimento (altura da mancha de areia e drenabilidade);
- Inferir, de acordo com o universo de misturas asfálticas estudadas, quais são mais apropriadas para aplicação, como camada de rolamento às condições ambientais e de tráfego na área de abrangência da pesquisa.

1.3. PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO

Para o desenvolvimento dos estudos laboratoriais das misturas asfálticas, procedeu-se à seleção das jazidas para a coleta das amostras dos materiais granulares (brita, areia de cava e pó calcário), com a realização dos ensaios de caracterização e a respectiva classificação geológica e pedológica das suas ocorrências.

Conhecidas algumas propriedades dos materiais granulares selecionados, pesquisou-se tanto em bibliografias técnicas quanto em informações obtidas no campo, parâmetros que pudessem balizar a formulação das curvas granulométricas testadas em laboratório, optando-se por construir curvas baseadas no cálculo da equação de *Fuller* ou *Talbot* (denominadas curvas teóricas - CT) e considerando a Faixa C do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT) como a representativa da Região para a compor o arranjo dos granulares referente à curva prática (CP).

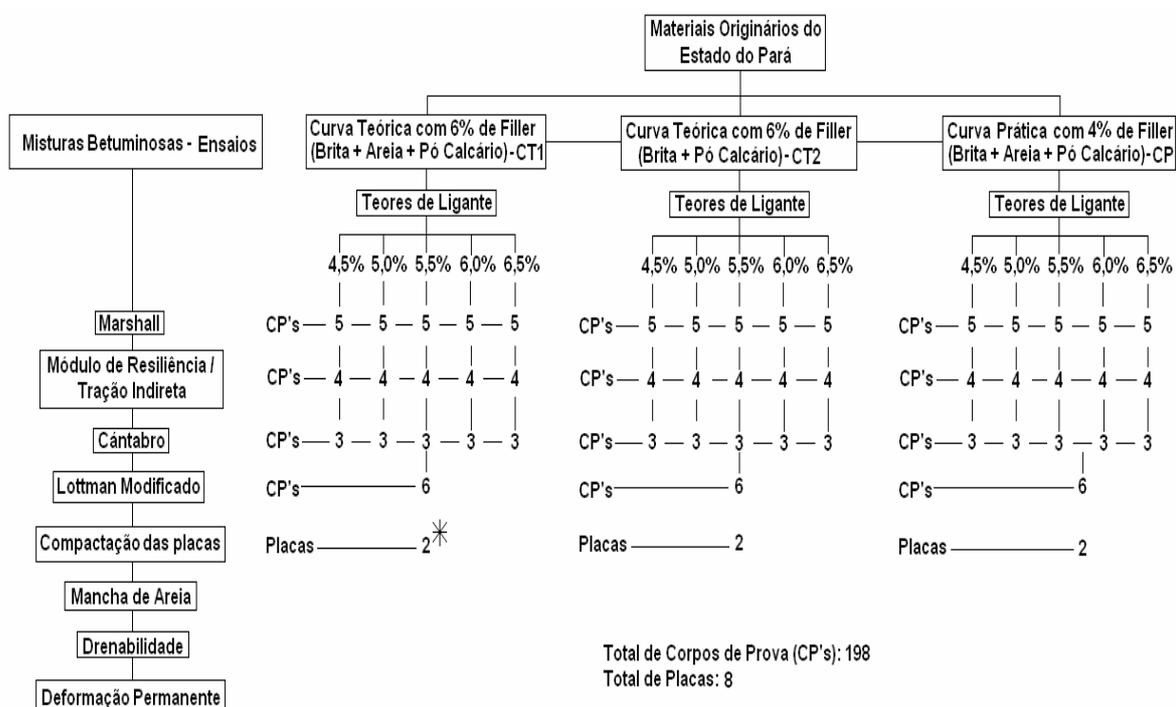
Os ensaios escolhidos para avaliar o comportamento das misturas asfálticas foram: a dosagem do cimento asfáltico de petróleo pelo ensaio Marshall; desempenho mecânico pela deformação permanente; perda de massa por impacto no ensaio Cântabro; a ruptura por tração indireta (compressão diametral); módulo de resiliência; aderência pneu-pavimento com a determinação da altura da mancha de areia e drenabilidade e; a adesividade através da ação deletérea da umidade induzida com o ensaio *Lottman* Modificado, levando em conta a disponibilidade de equipamentos nas instituições de ensino e nas empresas que se propuseram a colaborar na execução dos trabalhos.

Foram moldados, durante esta pesquisa, um total de 198 corpos de prova cilíndricos obtidos com o ensaio Marshall, os quais foram utilizados na análise dos parâmetros de dosagem, resistência, rigidez e adesividade citados. Verificada a dosagem ótima do cimento asfáltico a ser empregada nas misturas asfálticas, oito placas foram compactadas de acordo com a norma francesa AFNOR NF P 98-250-2 (1993), com a finalidade de avaliação do desempenho mecânico das misturas.

Para a execução destes ensaios foram usados aproximadamente 360 kg de agregados trazidos do Estado do Pará (entre graúdos, miúdos e fíler) e cerca de 20 litros de cimento asfáltico de petróleo - CAP 50/60, originários da Refinaria da PETROBRÁS S.A. (2004), denominada Lubrificantes e Derivados de Petróleo do Nordeste (LUBNOR), localizada na cidade de Fortaleza (Ceará);

De posse dos resultados obtidos em laboratório, efetuaram-se as análises, as discussões e estabeleceram-se as conclusões que verteram da pesquisa.

Para alcançar os objetivos foi definido um conjunto de ensaios, de acordo com o esquema da Figura 1.1.



*Foram executados ajustes na dosagem de cimento asfáltico na curva teórica com 6% de Filler (brita + areia + pó calcário), após os primeiros ensaios de deformação permanente, por isso a alteração do número total de placas originalmente previstas para moldagem de 6 para 8.

Figura 1.1 - Esquema dos ensaios da pesquisa.

Para simplificar o entendimento, a nomenclatura das curvas granulométricas estudadas foi estabelecida da seguinte maneira: CT1 (curva teórica com brita + areia + pó calcário); CT2 (curva teórica com brita + pó calcário); e CP (curva prática com brita + areia + pó calcário).

1.4. DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA

Os materiais granulares estudados são todos provenientes de jazidas localizadas na Região Nordeste do Estado do Pará: brita, denominada Santa Mônica; areia de cava do km 21 da Rodovia BR-316; e fíler de pó calcário da Fábrica de Cimento CIBRASA.

O cimento asfáltico de petróleo (CAP), foi obtido da refinaria da PETROBRÁS S.A. (2004), LUBNOR, por ser a única fornecedora deste insumo para a Região Nordeste do Estado do Pará.

Os trabalhos desenvolveram-se, primeiramente, no Estado do Pará, no Laboratório de Atividades de Asfalto e Concreto (ATASC), da Empresa ESTACON Engenharia S.A., onde foram executados os ensaios de caracterização dos agregados (brita e areia de cava) e na Fábrica de cimento CIBRASA, onde foi procedida a caracterização do pó calcário utilizado como material de enchimento (fíler) nas misturas asfálticas estudadas.

Em uma segunda etapa, as atividades foram executadas na Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), nos Laboratórios de Análises Químicas (estudo comparativo dos dados obtidos na CIBRASA quanto às propriedades químicas do pó calcário), de Caracterização de Micropartículas (análise da morfologia dos grãos da areia de cava e do pó calcário através de microscopia eletrônica de varredura) e de Pavimentação (execução dos ensaios de caracterização do cimento asfáltico de petróleo, dosagem, perda de massa por impacto - ensaio Cântabro - das misturas asfálticas e adesividade na interface cimento asfáltico/agregado).

A terceira e última etapa dos estudos experimentais foi realizada na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), entre os Laboratórios de Engenharia de Minas (LEM), para a análise granulométrica do pó calcário por emissão de laser de baixo ângulo e de Tecnologia em Pavimentação (LTP), para

avaliação das misturas quanto aos parâmetros de resistência (ruptura por tração indireta - compressão diametral), rigidez (módulo de resiliência), desempenho mecânico (deformação permanente) e adesividade através da ação deletérea da umidade induzida (*Lottman Modificado*).

1.5. IMPORTÂNCIA DO TEMA: JUSTIFICATIVAS

As misturas de concreto asfáltico no Estado do Pará vêm sendo concebidas a partir de parâmetros tradicionais, com a adoção de faixas granulométricas homologadas pelas especificações técnicas do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT), mais especificamente a Faixa C, dotada de uma amplitude exacerbada em seus limites percentuais correspondentes às zonas de abrangência dos materiais a serem utilizados para composição das misturas.

Isto permite variações discrepantes tanto nas concepções quanto no desempenho final das misturas dentro de uma mesma faixa considerada, comportando diferentes composições dentro de um mesmo universo (nas amplitudes das faixas), gerando, não raramente, a produção de misturas com baixos padrões de qualidade, refletindo em um desempenho mecânico precário no campo (MOMM, 1998).

Com o intuito de contribuir com soluções para as problemáticas do Estado, a presente pesquisa avalia o comportamento de misturas asfálticas para a área de abrangência da pesquisa, onde são propostos arranjos dos grãos formulados a partir de curvas granulométricas teóricas (CT), analisando-os, comparativamente, em relação a uma mistura representativa empregada em serviços de pavimentação da Região pautada nos parâmetros da Faixa C do DNIT (CP).

No cenário atual, devido à escassez de materiais adequados na Região Nordeste do Estado do Pará, capazes de gerar frações granulométricas que possam ser consideradas como materiais de enchimento (fileres), as empresas atuantes no mercado da pavimentação tornam-se obrigadas a importar este material de outro

Estado (no caso, o Ceará), aumentando com isso suas despesas com fretes, onerando o custo unitário do produto final (mistura asfáltica).

Neste contexto, destaca-se o enfoque da pesquisa em relação à utilização do pó calcário regional como fíler na composição de misturas asfálticas, tendo em vista o excelente potencial de exploração das jazidas deste material, que vem sendo empregado atualmente apenas como matéria-prima na fabricação de cimento Portland. Intenta-se com isto, reduzir os custos com fretes e verificar o grau de influência deste material no desempenho das misturas no campo, principalmente no que concerne ao aumento à rigidificação dos mástiques e à adesividade na interface cimento asfáltico/agregado.

1.6. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A apresentação do trabalho está assim organizada:

Capítulo 1: Introdução do tema objeto de pesquisa, deixando o leitor integrado ao problema, aos objetivos do autor e ao panorama do trabalho.

Capítulo 2: Apresentação de uma visão geral das características do Estado do Pará, enfocando principalmente a Região Nordeste, com a apresentação de alguns aspectos geotécnicos gerais da Região, realçando a pedologia e a geologia da área de abrangência da pesquisa.

Capítulo 3: Dispõe uma revisão dos aspectos ligados às misturas asfálticas densas, abrangendo desde a conceituação até a abordagem de alguns parâmetros influentes no seu comportamento.

Capítulo 4: Exposição de uma revisão sobre os efeitos dos materiais denominados de finos nas misturas asfálticas, tendo como enfoque principal as características do pó calcário empregado como fíler nas misturas estudadas nesta pesquisa.

Capítulo 5: Discorre sobre os materiais utilizados na concepção das misturas asfálticas pesquisadas - brita; areia; pó de pedra; pó calcário e o cimento asfáltico de petróleo (CAP) - através de estudos de caracterização das amostras pertinentes às jazidas selecionadas. Expõe, ainda, as curvas granulométricas teóricas (CT) e prática (CP) selecionadas para submissão aos ensaios previstos, a partir da escolha dos critérios metodológicos de formulação mencionados no capítulo 3.

Capítulo 6: Aborda os procedimentos laboratoriais empregados para a realização dos ensaios junto às misturas de concreto asfáltico.

- **Capítulo 7:** Expõe os resultados dos ensaios executados, seguido de uma análise das variáveis de influência tangentes aos parâmetros estudados.

- **Capítulo 8:** Apresenta as conclusões e recomendações deste trabalho.

As potencialidades do Estado, quando avaliados seus indicadores econômicos, produzem o Produto Interno Bruto (PIB) de aproximadamente R\$ 25,5 bilhões, conferindo um PIB *per capita* de R\$ 3.887,00. Contudo, essa potencialidade é dissipada avassaladoramente em função do fator concentração de renda, representado por focos de elevado poder aquisitivo da população e, grande parte com minguada renda.

2.1. ÁREA DE ABRANGÊNCIA DA PESQUISA

A área de abrangência da pesquisa é a Região Nordeste do Estado do Pará, onde estão localizadas as jazidas dos materiais selecionados para estudo, compreendendo a porção hachurada embutida na área de atuação do Programa Grande Carajás (Figura 2.2).



Figura 2.2 - Área de abrangência da pesquisa (porção hachurada) (CPRM, 2005)

Na Região supracitada, desenvolvem-se pesquisas minerais desde 1984, realizada pela Companhia de Pesquisas em Recursos Minerais (CPRM, 2005), via Governo

Federal, sendo limitada pelos paralelos 01°00' e 02°00' S (latitude) e pelos meridianos 46°30' e 48°00' WGr (longitude), abrangendo uma área de 18.480 km², pertinente à carta geológica SA.23-V-C projetada pela CPRM (2005), denominada “Folha Castanha”, a qual não será exibida neste estudo, em virtude de conter uma gama de informações além das necessidades da presente pesquisa, tendo sido extraídos apenas os dados mais inerentes ao enfoque classificatório quanto à geologia das ocorrências.

No contexto territorial, a área de abrangência da pesquisa é representada pelos municípios que compõem o mapa da malha rodoviária da Região mencionada, de acordo com a Secretaria Executiva de Transportes do Estado do Pará (SETRAN, 2005), onde o acesso pode ser efetuado, predominantemente, por via terrestre, através de rodovias federais e estaduais, além de numerosas estradas vicinais (Figura 2.3).

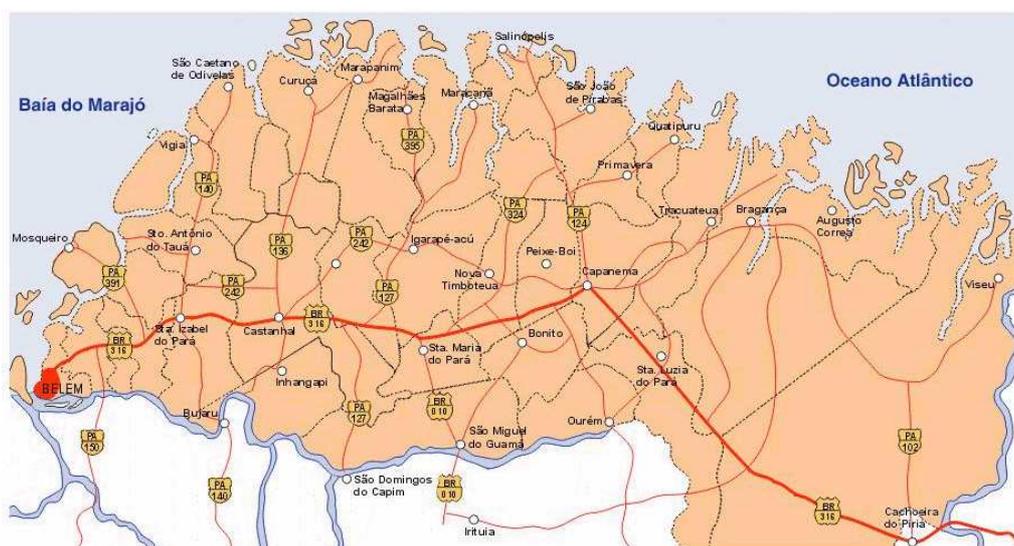


Figura 2.3 - Área de abrangência da pesquisa (Região Nordeste do Estado do Pará) (SETRAN, 2005).

2.2. CLIMA

O aspecto climático da Região Nordeste do Estado do Pará é, predominantemente, do tipo *Am* (Tropical Úmido e Monções), segundo a classificação de KÖPPEN (1928), mais precisamente do subtipo *Amw* (Tropical Úmido e Monções, com elevados índices de precipitação pluviométrica).

É caracterizado por ser quente e úmido, com período seco marcante, nos meses de julho a novembro e uma estação chuvosa, bem acentuada, nos demais meses do ano, com fortes precipitações que atingem a média de 2.500 mm/ano (COSTA¹ *apud* CPRM, 2005). A variação média anual da temperatura situa-se entre 25°C e 32°C. Os valores mais elevados são registrados nos meses de julho a outubro, chegando até 37°C. A umidade relativa do ar está situada entre 85% e 95%.

De acordo com dados da Secretaria Executiva de Ciência e Tecnologia do Estado do Pará (SECTAM, 2005), a Região atingiu 3147,3 mm/ano em 2004. A SECTAM (2005), também construiu uma série histórica para a precipitação pluviométrica da Região Metropolitana de Belém (situada na parte Nordeste do Estado do Pará), entre os anos de 1961 a 1991, a qual é utilizada como parâmetro comparativo junto às médias pluviométricas anuais, tendo obtido o resultado médio de 2893,1 mm/ano, conforme pode ser visto na Tabela 2.1 e Figura 2.4.

Tabela 2.1 - Precipitação pluviométrica em Belém-PA no ano de 2004 (SECTAM, 2005).

DADOS MENSAIS DA PRECIPITAÇÃO PLUVIOMÉTRICA (mm)													
MESES	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	TOTAL ANUAL
NHM/ SECTAM	345,4	494,3	556,5	461,0	130,2	189,4	168,4	120,3	165,6	145,2	109,2	262,1	3147,3 mm/ano (8,08% acima da média anual)
Normal Climática (1961-1991)	366,5	417,5	436,2	360,0	304,4	140,2	152,1	131,1	140,8	116,1	111,8	216,4	2893,1 mm/ano

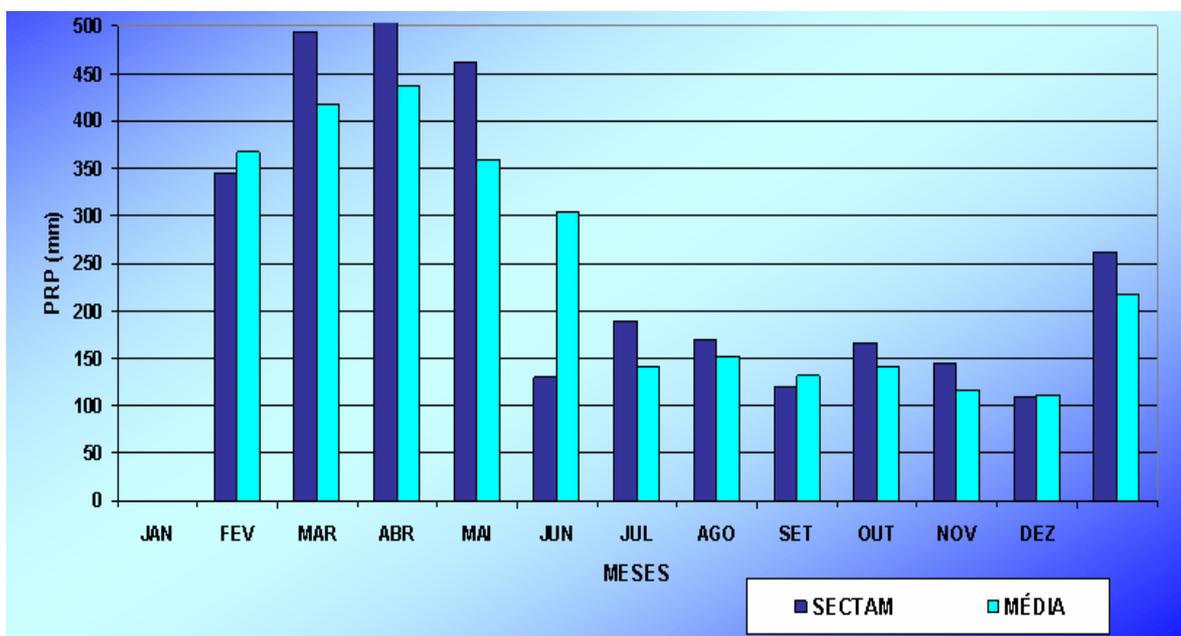


Figura 2.4 - Precipitação pluviométrica em Belém-PA no ano de 2004 (SECTAM, 2005).

2.3. MALHA RODOVIÁRIA DO ESTADO DO PARÁ

A malha rodoviária que compõe o Estado do Pará totaliza, aproximadamente 34.259 km de rodovias, entre pavimentadas e não pavimentadas (GEIPOT, 2000), estando delineado o perfil da malha viária paraense, conforme expõe a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Rede rodoviária do Estado do Pará (GEIPOT, 2000).

Rodovias	Pavimentadas (km)	Não Pavimentadas (km)	Total
Federais	1.189	3.197	4.386
Estaduais	2.428	3.769	6.197
Municipais	113	23.563	23.676
Total	3.730	30.529	34.259

Observando a tabulação dos dados pode-se notar a necessidade que o Estado do Pará possui em estabelecer plataformas políticas, que visem tornar a extensão da malha viária compatível com as suas dimensões territoriais.

Esta situação é notória quando são avaliados os números expostos mais acuradamente, em que, dos pouco mais de 34.000 km de rodovias existentes dentro de seus limites territoriais, apenas 10,89% (3.730 km) estão pavimentadas e na maioria das vezes encontrando-se em condições insatisfatórias de trafegabilidade dentro dos padrões recomendados que regem a trilogia conforto, segurança e economia ao usuário.

Entretanto, mesmo sendo um índice pequeno, ainda é proporcionalmente superior ao percentual médio nacional referente à extensão de rodovias pavimentadas englobando todas as Regiões do país, que corresponde a 9,94%, abrangendo cerca de apenas 164.988 km dos aproximadamente 1.724.929 km concernentes à totalidade da malha viária pertencente a todas as esferas jurisprudentes públicas brasileiras (GEIPOT, 2000).

A área de abrangência da pesquisa, particularmente, tange a um percentual aproximado de 4,10% (1.245 km) do total de 10,89% (3.730 km) de rodovias pavimentadas no Estado do Pará (SETRAN, 2005). Contudo, este percentual contempla somente a extensão das rodovias federais e estaduais, pois não foram encontrados para a referida área na bibliografia consultada, bancos de dados que divulgassem informações em escala municipal, seja por mesorregiões ou municípios isoladamente, tendo sido possível a obtenção apenas de valores totalitários para a unidade da federação (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 - Rede rodoviária da Região Nordeste do Estado do Pará (SETRAN, 2005).

Rodovias	Pavimentadas (km)	Não Pavimentadas (km)	Total
Federais	393	-	393
Estaduais	852	159	1.011
Municipais	-	-	-
Total	1.245	159	1.404

Neste universo de rodovias pavimentadas, os pavimentos com revestimento em concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ) são preponderantes, sendo acompanhado regularmente por camadas subjacentes de base e sub-base de solo laterítico, também denominado de cascalho laterítico (Figura 2.5).

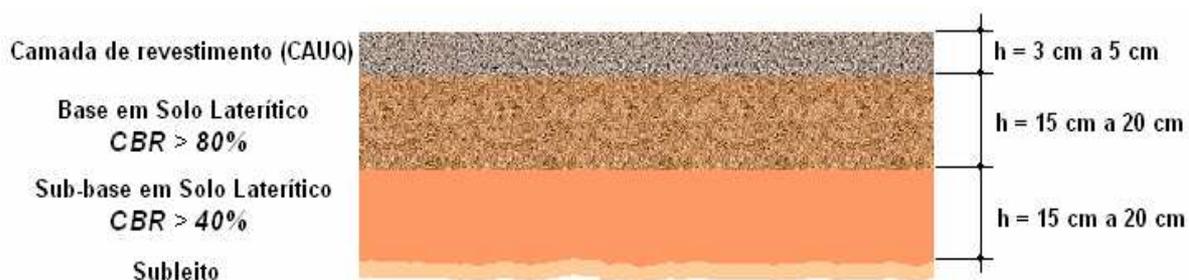


Figura 2.5 - Seção típica de um pavimento em rodovia paraense.

2.4. ASPECTOS GEOTÉCNICOS

O levantamento das características geológicas e pedológicas das ocorrências dos materiais pertinentes à área de abrangência da pesquisa é o objetivo deste trabalho.

2.4.1. Geologia

Para classificação geológica das ocorrências dos materiais empregados neste trabalho, a carta geológica “Folha Castanhal (SA.23-V-C)”, produzida pela Companhia de Pesquisas em Recursos Minerais (CPRM, 2005), por ocasião do Programa Grande Carajás, foi a base de aquisição dos dados.

2.4.1.1. Brita

A partir de meados da década de 80, a indústria de transformação mineral e da construção civil foram bastante afetadas, refletindo na paralisação de algumas das atividades de mineração.



Figura 2.7 - Brita do município de Tracuateua.

Os afloramentos de rocha da pedreira Santa Mônica são de composição sienogranítica, com coloração cinza (raramente rosada) e granulares de diâmetro médio pertencente à Suíte Intrusiva Tracuateua, oriundos da Era Proterozóica ou Pré-Cambriana, mais especificamente da época Paleoproterozóica ou Paleocâmbrica - 570 a 505 milhões de anos. É referenciada na carta geológica SA.23-V-C pela sigla **Pitc** (CPRM, 2005) (Tabela 2.4).

Tabela 2.4 - Formação geológica da Região Nordeste do Estado do Pará (CPRM, 2005).

QUATERNÁRIO	HOLOCENO	Sedimentos Recentes	QHa	Sedimentos inconsolidados constituídos por areias quartzosas de granulação fina, cascalho fluvial, argilas e siltes.
	PLEISTOCENO	Sedimentos Pós-Barreiras	QPp	Sedimentos inconsolidados areno-argilosos a argilo-arenosos, amarelos a avermelhados, com grânulos de quartzo e blocos de arenito ferruginoso.
TERCIÁRIO	INFERIOR	Grupo Barreiras	Tlb	Sedimentos siliciclásticos constituídos por argilito, siltito, arenito e conglomerado.
		Formação Pirabas	Tlp	Calcário fossilífero, às vezes com folhelho e margas associados.
CRETÁCEO		Formação Itapecuru	Ki	Arenito grosseiro a conglomerático, arenito médio-grosseiro e níveis de pelito associado.
EO-PALEOZOICO		Arenito Guamá	EPg	Arenito de cor branca, fossilífero, granulação fina a média.
		Formação Pirá	EPp	Grauvacas, arenito arciano com leitos conglomeráticos e pelito associado a margas.
PROTEROZOICO	NEOPROTEROZOICO	SUITE INTRUSIVA BRASILEIRA	PSc	Granito Cantão: biotita monzogranito intrusivo, leucocrático, cinza esbranquiçado. Granulação variando de média a grossa.
			PSjp	Granito Japim: biotita granodiorito porfirítico, biotita-muscovita sieno a monzogranito, muscovita leucosienogranito, apilitos e pegmatitos na forma de enxames de diques.
			PSj	Granito Jonasa: biotita-muscovita sienogranito associado a diques sinplutônicos, pegmatitos e apilitos portadores de berilo, granada, turmalina e sulfetos.
			PSo	Granito Ourém: biotita-muscovita sienogranito associado a diques sinplutônicos, pegmatitos e apilitos.
			PSr	Granito Ney Peixoto: rochas sienograníticas a duas micas, cor cinza, granulometria média a grossa.
	INDIFERENCIADO (PALEO A NEOPROTEROZOICO) RETRABALHADO NO BRASILEIRO	SUITE ALCALINA BOCA NOVA GRUPO GURUPI	Pbn	Nefelina Sienito Gnaiss: biotita litchfieldito gnaissóide, cor cinza a levemente caramelado, granulação média a grossa.
			Pgp	Formação Rio Piritoró: seqüência metassedimentar composta de sericita filito, filito carbonoso, sericita quartzito, metagrauvacas e metassiltos, em muito baixo grau metamórfico.
			Pgjr	Formação Jaritequara: seqüência metassedimentar de baixo grau metamórfico, composta de biotita-muscovita xisto, granada-cloritóide-muscovita-biotita xisto, xisto granatífero e filonito.
			Pgvc	Formação Vila Cristal: seqüência metassedimentar de médio grau metamórfico, composta de xistos gnaissóides, epidoto-biotita xisto microclinizado, xisto estaurolítico e biotita quartzito.
	PALEO PROTEROZOICO	Suite Intrusiva Tracuateua	Pitc	Granito Tauari / Granito Mirasselvas / Granito Tracuateua São biotita-muscovita sienogranitos associados a diques sinplutônicos, pegmatitos e apilitos. Cor cinza, raramente rosada, granulação média a grossa. Em geral a proporção de muscovita é maior que a de biotita.

2.4.1.2. Areia

As concentrações de areia predominam nos municípios de: Santa Maria (km-21 da rodovia BR-316) - 01°20' S (latitude) e 47°34' WGr (longitude); Nova Timboteua - 01°12' S (latitude) e 47°22' WGr (longitude); Capanema - 01°11' S (latitude) e 47°10' WGr (longitude); e também em Bragança - 01°02' S (latitude) e 46°46' WGr (longitude), distantes da capital Belém em 115 km, 144 km, 160 km e 168 km, respectivamente (Figura 2.6).

Em vários destes depósitos, também chamados de “cavas”, foram efetuados trabalhos visando a determinação da espessura, classificação granulométrica e estudos de qualidade das areias para indústria de vidros (DAMASCENO² et al *apud* CPRM, 2005).

De modo geral, os horizontes mostram espessuras que podem variar entre 2 m a 4 m (excepcionalmente maiores que 7 m), nos quais as areias apresentam variações granulométricas entre fina a média ou média a grossa, em que a primeira variação mostra-se mais presente (CPRM, 2005) (Figura 2.8).



Figura 2.8 - Areia do município de Santa Maria do Pará (km 21 da rodovia BR-316).

As ocorrências deste material são provenientes de uma Era recente, denominada Quaternária - 1,7 milhões de anos até os dias atuais - caracterizadas por sedimentos inconsolidados constituídos essencialmente por areias quartzosas de granulação fina, e são classificados na carta geológica SA.23-V-C pela sigla **QHa** (CPRM, 2005) (Tabela 2.4).

2.4.1.3. Calcário

Os depósitos mais representativos de calcário na área de abrangência da pesquisa localizam-se nos municípios de: Capanema - 01°11' S (latitude) e 47°10' WGr (longitude); e Peixe-Boi - 01°11' S (latitude) e 47°18' WGr (longitude), a 160 km e 151 km de Belém, respectivamente (Figura 2.6).

As rochas carbonatadas que originam os pós calcários encontram-se “encaixadas” não somente nas formações mais antigas (Aloqueanas e Arqueanas - 4600 a 570 milhões de anos), como nas mais recentes, no caso das Cenozóicas, sendo em geral, sedimentos, metamorfisados ou não, e mais raramente são rochas intrusivas relacionadas à atividade vulcânica alcalina (GUIMARÃES, 2002).

O pó calcário estudado neste trabalho provém de uma rocha carbonatada, geologicamente da época Miocênica (23 a 6 milhões de anos), pertencente ao Período Terciário (65 a 1,7 milhões de anos), o qual faz parte do conjunto da Era Cenozóica, portanto, proveniente de um período mais recente. Mais especificamente, encaixa-se no Período Terciário Inferior, inerente à uma Formação denominada Pirabas, imediatamente subjacente ao Grupo Barreiras, sendo descrito como um calcário fossilífero, às vezes, com folhelho e marga associados (CPRM, 2005).

O pó calcário apresenta-se freqüentemente com cor creme à amarelada, recebendo a denominação local de calcário “creme alto”, por ter seus horizontes mais próximos à superfície da mina de onde é extraído em relação a outras tipologias de calcários

encontradas nos horizontes mais profundos, podendo atingir cotas de até 2 m junto ao nível do terreno natural (Figura 2.9).



Figura 2.9 - Pó calcário antes (direita) e depois (esquerda) de destorroad.

Na Região Nordeste do Estado do Pará, o calcário ocorre apenas em vales, cortes de rodovias e em frentes de lavra, como as da fábrica de cimento que o explora atualmente, localizada no Município de Capanema, sendo classificado na carta geológica SA.23-V-C pela sigla **Tlp** (CPRM, 2005) (Tabela 2.4).

2.4.1.4. Seixo Rolado

O seixo rolado é um material mais abundante na Região pesquisada em relação à brita. Entretanto, apresenta invariavelmente uma forma arredondada, com textura lisa e não sofre nenhum processo de britagem em todas as localidades de lavra do produto.

Mesmo a jazida do município de São Miguel do Guamá (Figura 2.6) - 01°36' S (latitude) e 47°28' WGr (longitude) - tendo apresentado os resultados mais satisfatórios - ainda que não recomendáveis - quanto às qualidades da rocha de origem (arenito), principalmente em relação à resistência ao desgaste, friabilidade e teor de material pulverulento, não foi suficiente para considerá-lo um material adequado para a aplicação em obras de pavimentação.

Esta constatação é confirmada por estudos realizados (CARVALHO, 1999), a partir de misturas asfálticas produzidas com materiais da Região Nordeste do Estado do Pará, quando os resultados de arranjos granulométricos compostos com seixo rolado são comparados aos formados apenas por pedras britadas, ou com a adição de fíleres como a cal hidratada, quanto ao desempenho mecânico (deformação permanente), resistência (ruptura por tração indireta - compressão diametral), rigidez (módulo de resiliência) e de adesividade através da ação deletérea da umidade induzida (*Lottman Modificado*), em que as misturas com seixo rolado mostraram sempre os resultados mais insatisfatórios.

As ocorrências de seixo rolado são designadas na carta geológica SA.23-V-C, pela sigla **EPg** (CPRM, 2005) (Tabela 2.4).

2.6.2. Pedologia

As observações de campo, efetuadas durante os estudos referentes ao Programa Grande Carajás permitiram individualizar, na área de abrangência da pesquisa (Figura 2.6), os seguintes tipos pedológicos:

- **Latossolo Amarelo:** são solos de textura média a muito argilosa, profundos, envelhecidos, com ou sem saturação elevada de alumínio, sob cobertura de floresta densa. A coloração varia de branco-acinzentado a muito escura no horizonte "A" e amarela nos horizontes inferiores. É formado, predominantemente, a partir dos sedimentos do Grupo Barreiras e dos sedimentos Pós-Barreiras, em relevo plano a suavemente ondulado.

- **Concrecionário Laterítico:** são solos constituídos por uma mistura de grãos finos e concreções formadas por arenitos ferruginosos (devido à presença de Óxido de Ferro), ocupando, na maioria dos casos, o horizonte "B" e estão associados ao podzólico (solo de seqüência de horizontes A, B, C, RA e R, onde o horizonte "B"

possui gradiente textural) vermelho-amarelo sob terreno suave a ondulado do período Terciário.

- **Podzólico Vermelho-Amarelo:** são solos ácidos, com baixo teor de matéria orgânica, bem drenados. Possuem diferenças texturais entre os horizontes “A” e “B”. São formados a partir da sedimentação terciária (Grupo Barreiras), em relevo suave, ondulado e sob cobertura de floresta densa.

- **Plintossolo:** são solos fortemente ácidos, bastante desgastados, pouco permeáveis e com drenagem moderada a baixa. São encontrados sob uma cobertura de solo orgânico (vegetal-fossilífero), savana ou campo, em relevo plano. Ocorre intenso intemperismo com alternância de processo de laterização (processo de argilização/oxidação do solo, com a transformação dos minerais primários em Óxido de Ferro e Alumínio) e podzolização (solos que se enquadram na definição de podzólicos); alta concentração de Ferro no *Pedon* (solo).

- **Areias Quartzosas:** são solos de textura arenosa, com teor de argila menor que 15%, essencialmente quartzosas, bastante drenadas. São formadas a partir de sedimentos quaternários, em relevo plano, sob vegetação de floresta densa, savana e capinarana, podendo ser encontradas suas ocorrências nos horizontes “A” e “B”.

- **Solos de Mangue:** são constituídos por sedimentos não consolidados, recentes, formados por material fino misturado com matéria orgânica proveniente da deposição de detritos e atividades biológicas. Ocorrem em relevo plano, com pouca drenagem.

- **Solos Hidromórficos Gleizados:** são bastante arenosos, com horizontes diferenciados, profundos, fortemente ácidos e apresentam alta saturação de alumínio. Formam-se às expensas de sedimentos quartzosos quaternários, em relevo plano, desenvolvidos a partir de sedimentos aluviais, depósitos de baixadas e acumulações residuais que constituem formações do lençol freático, próximo à superfície, em certas épocas do ano.

- **Planície Alúvio-Coluvionar:** é constituída por uma superfície plana, de baixa altitude, composta por sedimentos inconsolidados que representam os aluviões e coluviões, observados, predominantemente, na porção leste da Região Nordeste do Estado do Pará. Nessa porção, a Planície Alúvio-Coluvionar desenvolve, ao longo de alguns cursos d'água, zonas de mangue, representadas por uma área baixa e pantanosa, sujeita à ação das marés, devido às proximidades do litoral. No interior do continente, as formas aluvionares estão representadas nos terraços que se desenvolvem ao longo dos *flats* (calhas de fundo plano) dos principais cursos d'água. As áreas coluvionares formam, superfícies planas, levemente acidentadas em relação aos aluviões adjacentes, podendo ser observadas no baixo curso dos rios Piriá, Piritoró, entre outros.

- **Zonas de Platôs:** estão representadas por pequenas formas reliquias (guardam a estrutura da rocha matriz, mantendo propriedades estruturais e minerais), com altitudes ao redor de 50 m. São formas tabulares, desenvolvidas sobre terrenos terciários. São consideradas como testemunhos de uma antiga superfície de erosão, da qual restam alguns morros de forma alongada com bordos abruptos e fortemente ravinados (com erosões profundas), que se destacam na paisagem monótona do pediplano regional. Foi atribuída a estas zonas, a denominação de Superfície Barreiras (COSTA³ *apud* CPRM, 2005), relacionando-a aos aplainamentos do Ciclo Velhas (KING⁴ *apud* CPRM, 2005), que teria atuado a partir do período Terciário Superior.

- **Pediplano:** é a unidade de maior distribuição na área de abrangência da pesquisa, formada por uma superfície plana a suavemente ondulada, esculpida, indiscriminadamente, tanto em litologias pré-cambrianas como nas formações do Fanerozóico. As cotas estão entre 50 m e 100 m, decrescendo à medida que se desloca no sentido oeste para norte. É representada por uma sucessão de morros convexos, em forma de meia-laranja; morfogênese monótona, com colinas de topo suavemente arredondado, distribuídas aleatoriamente, sugerindo a presença do embasamento a pouca profundidade. A rede de drenagem é espaçada, padrão

predominantemente retangular, passando a sub-retangular, com vales bem encaixados. São morros de encostas suaves e fundo chato, com perfil em “U”, indicativo de um avançado estágio erosivo, que busca atingir o seu nível de base. Por vezes, são retilíneos e controlados por alinhamentos estruturais do embasamento, refletidos na delgada cobertura sedimentar.

- Relevo Residual: é representado pelas maiores elevações topográficas existentes, geralmente constituindo morros estreitos e alongados, orientados segundo as direções Noroeste/Nordeste (NW/NE). Essa morfologia está diretamente associada às rochas supracrustais do Grupo Gurupi e, mais raramente, às intrusões do tipo Tracuateua, Mirasselas, Ney Peixoto, etc... No âmbito da área de abrangência da pesquisa, esse tipo de relevo pode ser melhor observado na Região que se estende da rodovia BR-316, até o limite sul da Região Nordeste do Estado do Pará, no quadrante Sudeste (SE). Este relevo residual representa o testemunho de uma antiga superfície de erosão, horizontal a suavemente inclinada para norte, formada, possivelmente, a partir do final do Período Cretáceo ou início do Terciário (COSTA⁵ *apud* CPRM, 2005). O estabelecimento dessa superfície está relacionado a um intenso processo de lixiviação, responsável pela formação de espessos perfis lateríticos, notadamente nas rochas supracrustais do Grupo Gurupi, a exemplo das serras do Pirocaua, Trauíra, Itacupim e Piriá e a Serra do Cansa Perna (no seu limite leste).

CAPÍTULO 3

MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS - CONCEITUAÇÃO

Basicamente, as misturas asfálticas densas são misturas de granulares compostos de frações de diversos tamanhos e formas, com cimentos asfálticos de petróleo (CAP), aditivos ou adições (eventualmente), em proporções adequadas.

Denominados pelos franceses de *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), ou concreto betuminoso semi-graduado, são definidos também como composições de ligantes hidrocarbonetos, materiais granulares e aditivos eventuais, com espessuras compreendidas entre 5 cm a 9 cm, destinadas à execução de camadas de rolamento e de ligação (*binders*), de acordo com os interesses de construção, reforço ou da função que a via ou rodovia terá no campo (AFNOR NF P 98-130, 1999).

Estas misturas asfálticas, na escola americana possuem a terminologia *dense graded mix* ou mistura de graduação densa, em que primariamente desenvolvem resistência a partir do intertravamento dos agregados somado à viscosidade do cimento asfáltico de petróleo que os envolve. São caracterizadas por possuírem elevada estabilidade e volume de vazios situados tipicamente entre 4% e 8%, além de serem projetadas dentro de faixas granulométricas (como as da ASTM D 3515) com diâmetros máximos de até 50 mm (BUTTON et al, 1990).

No Brasil, definem-se como sendo misturas executadas a quente em usina apropriada, com características específicas, apresentando materiais com granulometria bem graduada e contínua, com suficiência de material fino para preencher os vazios entre as partículas maiores, envolvidas por uma película de ligante betuminoso. Podem desempenhar as funções de: revestimento, camada de

ligação e camada de regularização ou reforço do pavimento (DNER-ES 313/97, 1997).

No papel de revestimento das camadas subjacentes dos pavimentos, destinam-se a resistir diretamente às ações do tráfego, a impermeabilizar os substratos, a melhorar as condições de rolamento no que se refere ao conforto e à segurança, e a transmitir, de forma atenuada, as ações do tráfego às camadas inferiores (DNER, 1996).

As especificações de misturas de concreto asfáltico têm privilegiado os critérios de percentagens dos componentes nas misturas, a rigidez das partículas, as propriedades de suas formas, conforto e segurança (deformação permanente), economia (menor custo de operação dos veículos), fadiga e, rigidez da mistura (módulo), através da definição de um método de dimensionamento.

3.2. FATORES INFLUENTES NO COMPORTAMENTO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS

3.2.1. Deformação Permanente

A degradação da qualidade do pavimento flexível, que se traduz por irregularidades nos perfis longitudinais e transversais do pavimento, ocorre pelos mecanismos que produzem deformação permanente nos pavimentos.

Dentre os mecanismos que se traduzem em irregularidades da superfície estão a deformação permanente estrutural, a deformação permanente por fluência e a deformação permanente por uso (VERSTRAETEN¹ *apud* MOMM, 1998):

Estes mecanismos podem agir independentemente uns dos outros ou simultaneamente.

Geralmente a deformação permanente estrutural resulta do sub-dimensionamento das camadas do pavimento ou de falhas no momento da execução: falta de compactação; insuficiência de drenagem e suporte do solo de fundação.

As providências para proteger o pavimento das deformações permanentes estruturais são bem conhecidas: métodos de dimensionamentos às cargas solicitantes; recomendações (especificações) para empregos de materiais adequados; drenagem; controle de compactação; entre outros.

A deformação permanente por fluência distingue-se por ser um problema inerente à formulação da mistura do concreto asfáltico, características dos diversos constituintes e da execução da mistura.

A correção da deformação permanente por fluência faz-se, em geral, pela retirada do concreto asfáltico e pela reposição de um novo ou pela reciclagem com correção dos materiais.

A deformação permanente por uso resulta do desgaste provocado pelos pneus, especialmente por pneus providos de correntes para a situação de pista com gelo. É um defeito que ocorre primordialmente em regiões frias.

A deformação permanente por fluência, ou simplesmente deformação permanente, em inglês *rutting* e em francês *orniérage*, também denominada afundamento de trilha de roda, pode ser descrita como uma depressão nas trilhas das rodas com possível ocorrência de uma elevação ao longo das bordas dessa depressão (DOMINGUES, 1993).

A deformação permanente pode ser originada pela instabilidade do concreto asfáltico ocasionada pela fluência excessiva da mistura, agravada por temperaturas elevadas (BALBO, 1997).

Portanto, a deformação permanente nas camadas asfálticas não deve ser confundida por danos causados por fadiga, que correspondem a um decréscimo do módulo de rigidez das misturas asfálticas, gerando a ruptura dos concretos asfálticos através da aplicação de esforços de tração na fibra inferior das camadas de revestimento dos pavimentos, em função da passagem de cargas solicitantes abaixo da tensão limite de ruptura das plataformas de rolamento ao longo do tempo. Quando apenas tração (ou compressão) é aplicada, a deformação irreversivelmente acumulada pode tornar-se muito ampla.

O risco de afundamento nas trilhas de roda nas rodovias é mais acentuado em locais de baixas velocidades. Nos trechos urbanos, onde as velocidades são menores, o defeito ocorre nas faixas de tráfego canalizado, proximidades das paradas de ônibus e curvas acentuadas (SANT'ANA, 2002).

Observa-se nas regiões de clima quente, como é o caso da área de abrangência da pesquisa, a suscetibilidade das misturas asfálticas densas à deformação permanente, principalmente nas rodovias de tráfego intenso e pesado. Contudo, a má distribuição granulométrica das curvas que vêm sendo utilizadas, o fornecimento de um CAP bastante mole (50/60) para as condições climáticas da área de abrangência da pesquisa e camadas subjacentes com baixa capacidade de suporte ou mal compactadas, contribuem para o aparecimento das trilhas de roda.

A formulação de um concreto asfáltico visando evitar a deformação permanente por fluência, no caso de misturas densas, acarreta um esqueleto mineral estável e eficaz na transmissão dos esforços, com maior número de pontos de contato entre as partículas granulares, o que resulta em um ângulo de atrito interno elevado e duradouro entre as referidas partículas, portanto, empregando materiais de qualidade.

3.2.2. Parâmetros Influentes na Deformação Permanente

Tem sido difícil estabelecer correlações estreitas entre os parâmetros de formulação e a deformação permanente. Contudo, muitos podem ter sua sensibilidade avaliada por testes de laboratório. Diversos fatores influenciam a deformação permanente, a saber:

3.2.2.1. Seleção dos Materiais Granulares

A seleção dos materiais granulares para a produção de misturas asfálticas é determinada pela identificação da graduação, do tamanho, da dureza, da aspereza da superfície, da sanidade, da afinidade ao CAP (adesividade) e da absorção de água pelas partículas.

Os granulares dos concretos asfálticos podem ser definidos segundo o tamanho de suas partículas em famílias: areias fina, média e grossa; materiais britados e fíleres, que podem ser de diversas origens.

O tamanho das partículas é, comumente, determinado pelo peneiramento nas séries de peneiras de aberturas padrão e com tamanho de abertura progressivamente decrescente.

A dureza dos grãos, qualidade essencial para garantir longevidade para a microtextura e a macrotextura (à medida que se não houver quebra das partículas, não ocorrerá alteração da granulometria) do pavimento, pode ser verificada por ensaios de abrasão Los Angeles, e a sanidade pela degradação por imersão (Sulfato de Sódio ou Magnésio).

Os granulares originários de rochas britadas são portadores de arestas vivas e faces ásperas que permitem um melhor intertravamento das partículas componentes das misturas de concreto asfáltico. Desta maneira, o atrito interno é acentuado,

melhorando a resistência ao cisalhamento do material, bem como a resistência à deformação permanente.

A afinidade ao cimento asfáltico de petróleo (CAP), também chamada de adesividade, é a qualidade do granular deixar-se aderir pelo CAP e pode ser verificada tanto pelo ensaio de adesividade (DNER-ME 78/94, 1994), quanto pelo de resistência das misturas asfálticas à ação deletérea da umidade induzida (AASHTO T-283/89, 1989), denominado também de *Lottman Test* ou ainda *Lottman Modificado*.

Outro fator que afeta a afinidade (adesividade) do ligante ao agregado é a carga elétrica, inerente ao tipo da rocha matriz que dá origem aos granulares (SANTANA, 1992) (Figura 3.1).

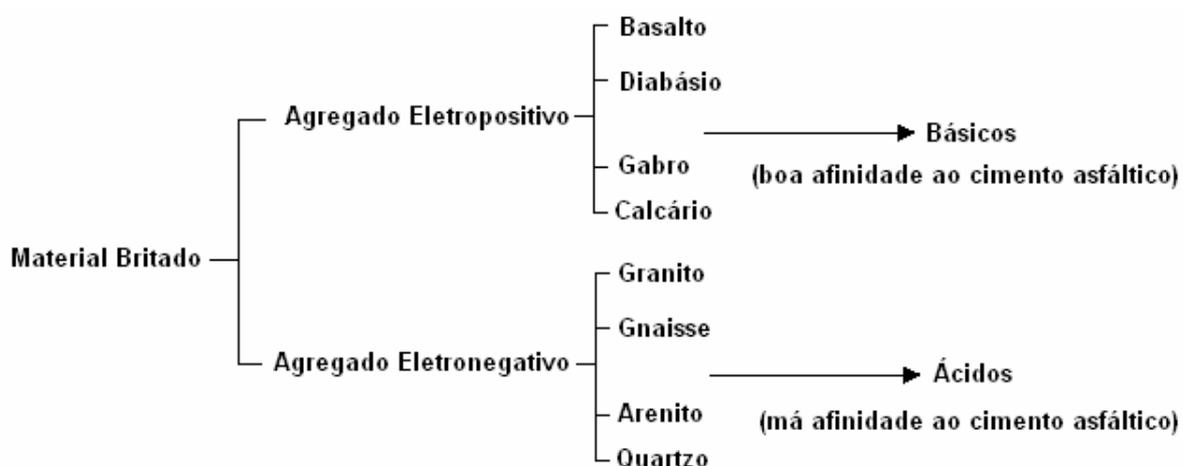


Figura 3.1 - Carga elétrica inerente ao tipo da rocha matriz (SANTANA, 1992).

A partir da classificação apresentada é possível constatar que dos materiais disponíveis na área de abrangência da pesquisa e analisados geologicamente (tópico 2.4.1), apenas o pó calcário possui boa adesividade ao CAP.

Esta escassez de materiais eletropositivos na Região, torna as misturas asfálticas mais suscetíveis aos fenômenos de desagregação (*stripping*) e conseqüentemente

reduzindo a vida útil dos revestimentos. Por esta razão, invariavelmente são utilizados melhoradores de adesividade nas misturas asfálticas (*dopes*), em proporções de 0,5% a 1,0% em relação ao peso do CAP dosado na mistura, com a finalidade de contornar este problema.

3.2.2.2. Distribuição Granulométrica

A distribuição granulométrica das misturas asfálticas densas é a principal responsável pelo arranjo interno dos grãos, de modo a produzir um contato direto entre as frações de diâmetros maiores enquanto as de menores tamanhos preenchem os vazios deixados entre os grãos maiores.

Com o objetivo de otimizar os concretos asfálticos pela densidade máxima da mistura, pela percentagem de vazios do agregado mineral (VAM) e percentagem de vazios (%V) da mistura, buscou-se o estabelecimento de uma lei de formação da graduação a partir da qual pudessem ser concebidos os arranjos granulométricos mais estáveis possíveis das misturas asfálticas.

Imaginava-se que, com o máximo de entrosamento das partículas, haveria o mínimo de vazios entre os granulares e, como conseqüência, o máximo de densidade da mistura, para um teor de betume otimizado. Com isto, a mistura seria mais duradoura.

Muitos métodos foram desenvolvidos ao longo dos anos para medir a estabilidade das misturas, tais como os de: Marshall; Hveem; Hubbard-Field; compressão não confinada, etc. Os resultados dos testes de estabilidade Marshall e Hveem têm sido usados rotineiramente para definir as misturas asfálticas (MOMM, 1998).

As especificações de projeto de misturas de concretos asfálticos sempre se valeram de faixas granulométricas para balizar a construção dos arranjos dos grãos. Assim, por exemplo, o DNIT fixou as faixas denominadas de A, B e C (DNIT, 2002).

Contudo, concretos asfálticos de comportamentos diferentes podem ser obtidos utilizando uma mistura que se enquadre em uma determinada faixa granulométrica. Para se ter uma idéia, na Faixa C do DNIT, bastante empregada nos concretos asfálticos densos, o intervalo da percentagem passante de materiais granulares na peneira de abertura de 2,20 mm (nº 10) varia de 30% a 75%, e a da peneira de abertura 0,075 mm (nº 200) tem tolerância de 5% a 10% (DNIT, 2002) (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 - Limites superiores e inferiores da amplitude da Faixa C do DNIT.

Peneiras	Abertura (mm)	Amplitude da Faixa C do DNIT	
		Limites Superiores (%)	Limites Inferiores (%)
3/4"	19,10	100	100
1/2"	12,75	100	85
3/8"	9,50	100	75
Nº 04	4,76	85	50
Nº 10	2,20	75	30
Nº 40	0,40	40	15
Nº 80	0,20	30	8
Nº 200	0,075	10	5

Diferentes curvas granulométricas podem ser enquadradas dentro de uma mesma faixa. Por exemplo, variações de tamanho máximo de 9,5 mm a 19,1 mm e variações de percentagens passantes na peneira de abertura 0,075 mm de 5% a 10% na Faixa C do DNIT.

MOMM (1998), em sua tese de doutorado, representou o efeito destas considerações, ao ilustrar dois gráficos que expunham a variabilidade de curvas que poderiam ser encaixadas dentro dos limites da Faixa C do DNIT, tanto com a constância do tamanho máximo dos granulares quanto da percentagem de fíler ($\%p_{0,075}$) nas distribuições granulométricas (Figuras 3.2 e 3.3).

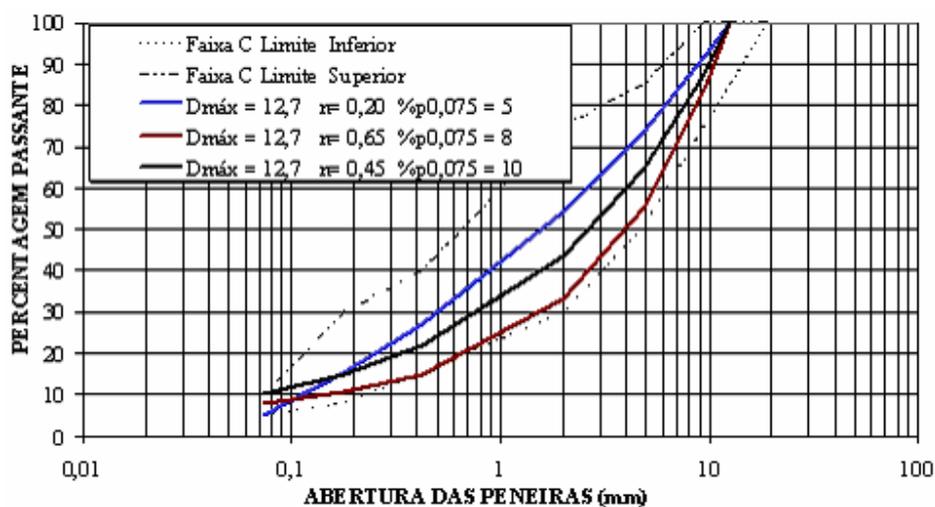


Figura 3.2 - Variações de $\%p_{0,075}$ na Faixa C do DNIT, com tamanho máximo constante (MOMM, 1998).

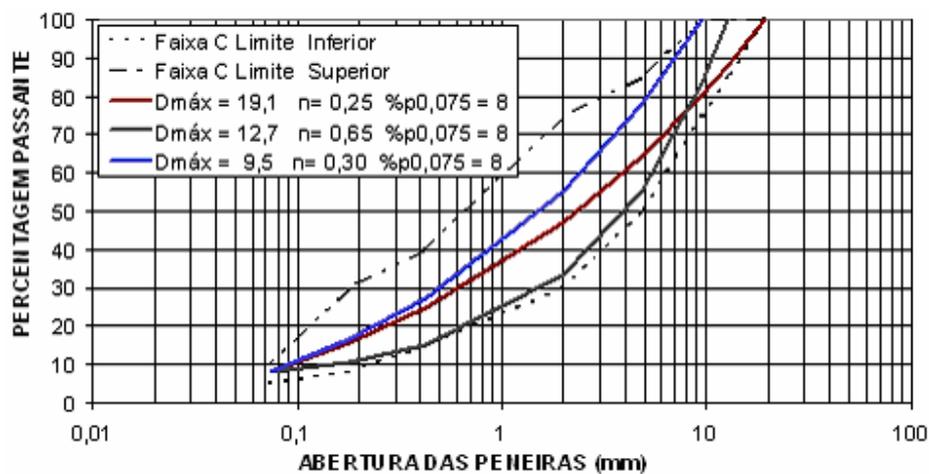


Figura 3.3 - Variações de tamanho máximo do granular na Faixa C do DNIT, com $\%p_{0,075}$ constante (MOMM, 1998).

Logo, percebe-se que as amplitudes de percentagens passantes em todas as peneiras tornam evidente que as propriedades das misturas asfálticas obtidas serão muito diferentes.

A distribuição granulométrica de misturas asfálticas através de faixas, como recomenda o DNIT, constitui uma metodologia de ajuste dos arranjos dos grãos por tentativa, à medida que de posse da granulometria dos materiais procura-se enquadrá-los nos limites percentuais das faixas normatizadas, como os da Faixa C expostos na Tabela 3.1.

Contudo, não é aceitável o emprego de curvas granulométricas para aplicação em misturas asfálticas, oriundas de arranjos dos grãos que possibilitem aproximações alternadas ou contínuas dos limites superiores e inferiores da faixa granulométrica especificada, o que representaria um material mal distribuído, embora estivesse enquadrado na área de abrangência da faixa especificada (SENÇO, 1979).

A condição exposta no parágrafo anterior é bastante dependente da qualidade do agregado distribuído pelas centrais de britagem e peneiramento aos Órgãos Públicos ou empresas em geral, pois geralmente são produzidas frações mal definidas em seus diâmetros e isto prejudica a produção de arranjos granulométricos formadores de curvas contínuas, e as descontinuidades resultantes de um agregado mal distribuído é que acarretam as aproximações da trajetória das curvas junto aos limites superiores e inferiores das faixas normatizadas.

Desta forma, mesmo não sendo adequado empregar misturas asfálticas resultantes de arranjos granulométricos mal distribuídos, onde em muitos casos o provimento dos materiais granulares é escasso ou controlado por apenas um fornecedor, a exacerbada amplitude dos percentuais limítrofes das faixas normatizadas pelo DNIT, as quais não raramente viabilizam o enquadramento de curvas descontínuas, amparam legalmente a produção de misturas asfálticas dotadas de uma distribuição indesejável dos grãos.

O arranjo estrutural dos granulares de um concreto asfáltico, também pode ser definido pela equação de *Fuller* ou *Talbot*, que permite calcular curvas granulométricas bem definidas, a partir da escolha do percentual de material

passante na peneira de menor diâmetro e do diâmetro máximo do grão que fará parte da série de peneiras selecionada a partir de:

$$\%p = a \cdot (d/D)^n \quad (3.1)$$

onde:

%p = percentagem em peso que passa na peneira de abertura *d* (menor diâmetro);

a = constante, tomada igual a 100;

d = abertura de uma dada peneira (mm);

D = tamanho máximo, abertura da peneira que passa 100% (mm); e,

n = expoente.

A construção de um arranjo estrutural dos grãos para o qual se deseja fixar um determinado valor da percentagem de material passante na peneira 0,075 mm, pode ser alcançado com a alteração da fórmula de *Fuller* ou *Talbot*, também, designada de fórmula de *Nottingham* (VAIL² *apud* MOMM, 1998):

$$\%p = ((100 - p_{75}) \cdot (d^n - 0,075^n)) / (D^n - 0,075^n) + p_{75} \quad (3.2)$$

onde:

%p = percentagem passante na peneira de abertura *d* (%);

p₇₅ = percentagem passante na peneira 0,075 mm (%);

d = abertura de uma dada peneira (mm);

D = diâmetro máximo (mm); e,

n = expoente.

Com este artifício, é possível obter-se curvas granulométricas contínuas passando por dois pontos pré-estabelecidos, a percentagem passante na peneira 0,075 mm e a peneira de tamanho máximo do granular.

Duas designações podem identificar o granular de maior dimensão do concreto asfáltico (ASPHALT INSTITUTE, 1989):

- **Tamanho máximo:** que designa a menor abertura de peneira na qual passa 100% do material;

- **Tamanho nominal máximo:** que designa a maior abertura de peneira que retém algum material, mas geralmente limitado ao máximo de 10% retido.

O DNIT considera como tamanho máximo (D) de um agregado, aquele que possui um diâmetro correspondente à abertura da malha da peneira em que passam, no mínimo, 95% do material, e no máximo 5%, para o tamanho mínimo (d_0) (DNER, 1996). Uma exemplificação desta especificação é apresentada na Figura 3.4.

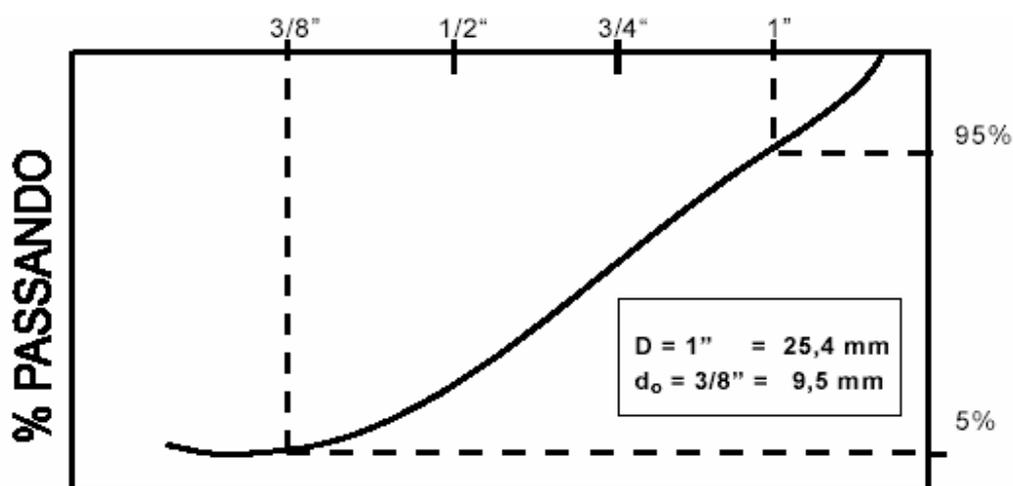


Figura 3.4 - Exemplo gráfico da especificação de tamanhos máximo e mínimo dos agregados nas distribuições granulométricas (DNER, 1996).

Existem equações que permitem determinar, sob o ponto de vista granulométrico, qual a classificação de um agregado (DNER, 1996):

$$P = 100. (d - d_0/D - d_0)^n \quad (3.3)$$

onde:

D = diâmetro máximo (mm);

d₀ = diâmetro mínimo (mm);

d = abertura de uma dada peneira (mm);

P = percentagem em peso que passa na peneira de abertura d (%); e,

n = constante.

Para a equação 3.3, tem-se a seguinte classificação:

- Agregado de graduação densa: $0,35 < n < 0,55$;
- Agregado de graduação aberta: $0,55 < n < 0,75$; e
- Agregado tipo macadame: $D \cong 2d$; $n = 1,0$

Um trabalho apresentado em um simpósio da *American Standardization for Testing and Materials* (ASTM), apresentou resultados que listavam as vantagens de se utilizar agregados de maiores dimensões (gráudos) em misturas asfálticas. Os resultados de testes mostraram que tanto a estabilidade quanto a resistência à tração diminuem com o aumento do teor de vazios do agregado mineral (VAM), o que é atribuído, geralmente, aos agregados de menores dimensões (àqueles progressivamente inferiores ao tamanho máximo escolhido para as composições granulométricas) por conterem elevados índices de VAM. Cita ainda benefícios de se utilizar agregados de maiores dimensões, como: melhora da resistência à derrapagem e a obtenção de baixos teores ótimos de ligante para as misturas asfálticas (BROWN et al, 1986).

Estudos realizados com diversas curvas granulométricas utilizando o conceito de tamanho máximo dos agregados determinaram a ocorrência de um aumento na qualidade das misturas testadas quanto à performance no ensaio de módulo resiliente e da resistência à tração, porém, não tendo sido significativo o efeito desta

implementação na avaliação do parâmetro estabilidade junto ao ensaio Marshall (BROWN et al, 1990).

O Programa tecnológico *Strategic Highway Research Program* (SHRP) - estabelecido pelo Congresso dos Estados Unidos em 1987, em sua primeira versão, e que prossegue até os dias atuais com a nova denominação, desde 2002, como *Future SHRP* (F-SHRP) - destinado a estudar o comportamento dos materiais empregados na pavimentação, ao desenvolver pesquisas sobre os parâmetros técnicos para o projeto das misturas asfálticas, adotou curvas granulométricas para a formação das composições dos arranjos estruturais dos grãos, utilizando a equação 3.1 apresentada, fixando o expoente de $n = 0,45$ como o representante de uma distribuição granulométrica de máxima densidade. Adotou-se o conceito de tamanho nominal máximo dos granulares do Instituto do Asfalto, descrito anteriormente, para o desenvolvimento da referida curva.

Foram incluídos ainda “pontos de controle” obtidos empiricamente, os quais funcionam como “pontos-mestre” onde a curva granulométrica de $n = 0,45$ deve passar (SHRP, 1994).

Estabeleceu-se ainda uma “zona de restrição”, a qual é definida por experiência da seguinte forma (COLAS³ *apud* TSA, 2001): a zona de restrição é usada para evitar a obtenção de misturas que tenham uma elevada proporção granulares finos nas curvas granulométricas, pois desta forma as misturas asfálticas não possuiriam uma quantidade adequada de VAM (muito elevada) (Figura 3.5).

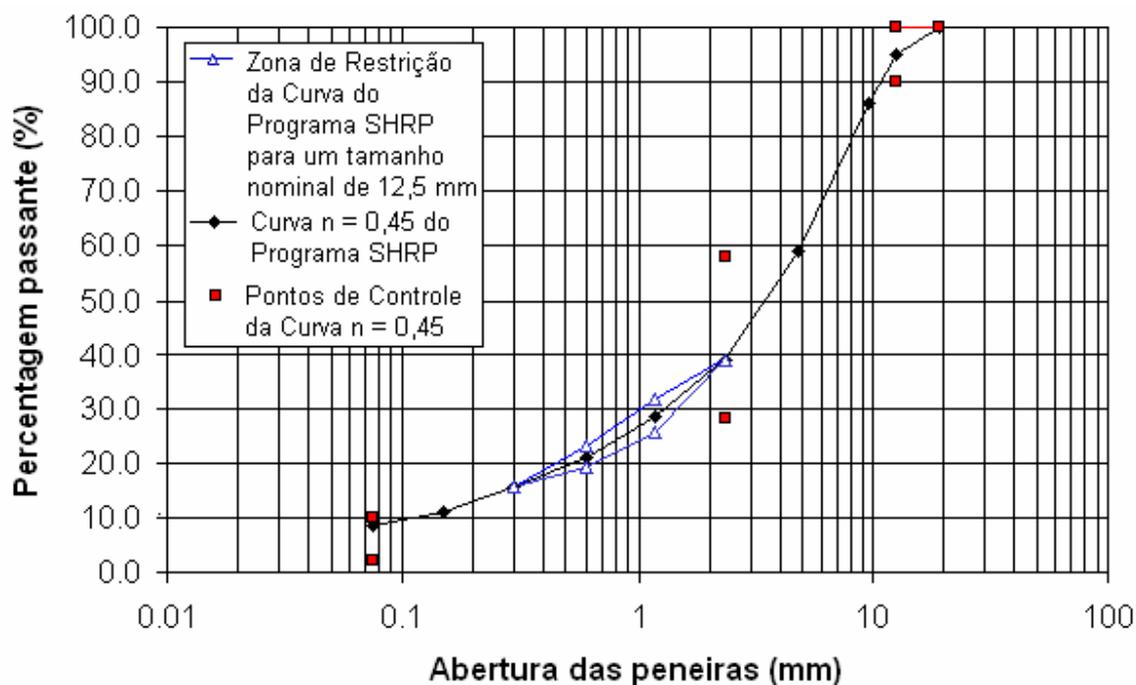


Figura 3.5 - Zona de restrição utilizada pelo programa SHRP e seus respectivos pontos de controle junto à curva n = 0,45.

Segundo a *Federal Highway Administration* (FHWA, 1995), as curvas que possuem a característica de cruzarem a zona de restrição, apresentam dificuldade para compactação e oferecem pouca resistência à deformação permanente durante a vida útil.

Entretanto, os parâmetros adotados pelo programa SHRP (curva n = 0,45, zona de restrição e pontos de controle) são contestados por muitos pesquisadores em âmbito mundial, pois a boa performance de uma mistura asfáltica deve ser analisada segundo as condições a que serão submetidas em cada caso no campo, além de ter que considerar as características peculiares dos materiais que originam os granulares, e não fixar condições genéricas para todas as composições granulométricas (BROWN et al, 1990).

Prova disto é que muitas misturas, as quais vêm apresentando as suas curvas granulométricas passantes seja acima, abaixo ou até mesmo cruzando a zona de restrição - ou seja, dotadas de expoentes diferenciados de $n = 0,45$ - têm apresentado resultados satisfatórios quanto ao desempenho mecânico, onde duas características devem ser bastante observadas: a resistência à deformação permanente e à fadiga.

3.2.2.3. Teor de Vazios

Nas misturas betuminosas densas, o controle dos vazios busca a obtenção de um revestimento com resistência à deformação permanente. Contudo, a percentagem de vazios da mistura exerce influência sobre o coeficiente de aderência pneu-pavimento (MOMM, 1998).

Isto se explica pelo fato de que a redução do volume de vazios nas misturas asfálticas implica na presença de uma quantidade maior de finos no arranjo estrutural dos grãos. Logo, ter-se-ão superfícies menos rugosas que gerarão menores coeficientes de aderência pneu-pavimento, acarretando situações prejudiciais à segurança dos usuários. Um cenário mais favorável é verificado na condição contrária.

A explicação do parágrafo anterior é confirmada em um estudo de ROQUE et al (1996), onde concluíram que os problemas de atrito das misturas asfálticas podem ser reduzidos se os vazios nas misturas de campo não caírem abaixo de 3,4% de vazios para tamanho de granular de 12,5 mm e de 2,8% de vazios para tamanho de granular de 25,4 mm.

O teor de vazios é um dos fatores que tem maior influência no desempenho mecânico (deformação permanente) das misturas asfálticas. Existe um intervalo de teor de vazios, de 3% a 7%, para o qual as misturas asfálticas densas são mais estáveis (BROSSEAUD et al, 1993).

O fenômeno da fadiga nas misturas asfálticas também é um fator bastante dependente do teor de vazios que possuem. Uma tendência que vem se apresentando nas pesquisas é a de que misturas que apresentem curvas granulométricas com expoentes acima de $n = 0,45$ (mais abertas) - isto é, abaixo da linha de máxima densificação proposta pelo Programa SHRP, com um percentual de vazios acima de 4% - têm tido boa resistência aos ensaios de fadiga (COELHO et al, 1996; PEREIRA et al, 2003).

Afirmar esta condição, porém, depende da realização de uma gama considerável de ensaios de fadiga que compreendam diversas variações de expoentes das curvas granulométricas, mesmo porque a ruptura de uma mistura asfáltica densa por fadiga ocorre a partir da atuação conjunta de diversos fatores, em que o teor de vazios é apenas um dos componentes a ser levado em conta.

A *Association Française de Normalisation* (AFNOR) estabelece o teor ótimo de vazios das misturas asfálticas através da análise da conformação da compacidade destas, mediante o ensaio da Prensa de Compactação Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1993). A partir dos resultados obtidos nos ensaios, constrói-se um gráfico logarítmico no eixo das abscissas (número de giros) e linear no eixo das ordenadas (percentagem de vazios), sendo rejeitado o ensaio que apresentar misturas com valores fora do intervalo indicado pelas linhas escuras ilustradas na Figura 3.6.

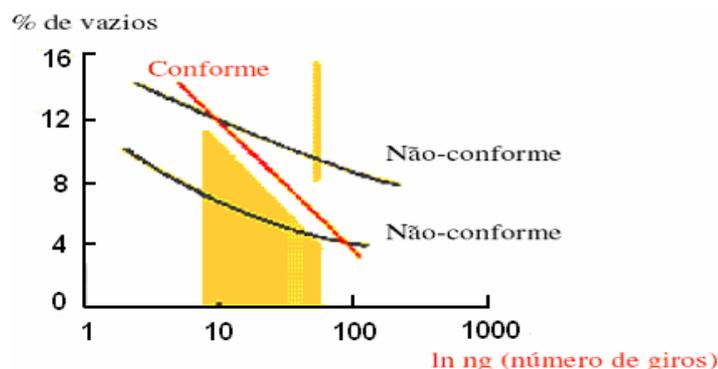


Figura 3.6 - Gráfico de verificação da conformidade da compacidade das misturas asfálticas (MOUTIER,1997).

A composição volumétrica dos concretos asfálticos é de importância fundamental para a estabilidade e a durabilidade do revestimento. Em geral, o concreto asfáltico após a compactação não deve ter menos de 4% de vazios para que o teor de vazios não se reduza a menos de 2% ou 3% pela pós-compactação, o que causaria a perda da estabilidade da mistura. Por outro lado, o teor de vazios não pode ser superior a 8%, para misturas asfálticas densas, para garantir a durabilidade (resistência à fadiga e ao envelhecimento) (VERSTRAETEN⁴ *apud* MOMM, 1998).

Através de testes laboratoriais, considerando condições ambientais climáticas de gelo e degelo na execução de misturas asfálticas, desenvolveu-se um estudo na *Oregon University* (USA), como parte do Programa SHRP, denominado *Environmental Conditioning System* (ECS), sobre os teores de vazios prejudiciais à resistência (ruptura por tração indireta - compressão diametral) e à rigidez (módulo de resiliência) das misturas asfálticas, denominado de “conceito de vazios prejudiciais” (TERREL et al, 1993) (Figura 3.7).

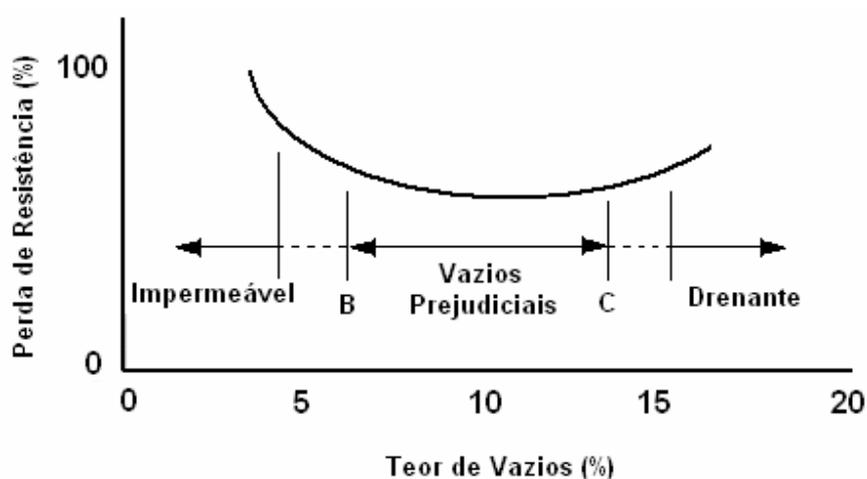


Figura 3.7 - Intervalo de “vazios prejudiciais” em função da perda de resistência pela ação deletérea da umidade induzida (TERREL et al, 1993).

De acordo com as conclusões da pesquisa, o segmento BC é considerado como o mais prejudicial nas condições de indução de umidade, pois como apresenta um

intervalo de vazios entre as misturas considerados impermeáveis e drenantes, possui zonas não conectadas entre os vazios da mistura, acarretando na retenção do fluido presente em seu interior, majorando a possibilidade de desagregação da mistura pela quebra da adesividade na interface cimento asfáltico/agregado, influenciando na diminuição dos valores referentes à resistência à tração indireta.

Contudo, deve-se observar que mesmo em locais onde as temperaturas sob tráfego intenso sejam muito baixas (abaixo de 0°C, por exemplo), misturas asfálticas com um teor de vazios muito reduzido (abaixo de 4%) representam uma estrutura de comportamento extremamente frágil por possuírem elevada densificação de seus arranjos granulométricos, podendo romper, com vidas de serviço curtas à solicitação das cargas.

3.2.2.4. Morfologia e Textura dos Grãos

A forma e a textura dos grãos que compõem as misturas asfálticas são primordiais na avaliação do desempenho mecânico (deformação permanente) e da aderência pneu-pavimento dos arranjos estruturais formados, influenciando também nos aspectos relacionados aos parâmetros de estabilidade e fluência do ensaio Marshall, resistência (ruptura por tração indireta - compressão diametral) e rigidez (módulo de resiliência).

A forma sub-angular ou aproximadamente cúbica dos grãos tem sido a preferencial na utilização em misturas asfálticas em relação aos agregados de formato mais arredondado ou esférico. O mesmo ocorre no caso da textura rugosa ou áspera quando comparado à de aspecto liso ou polido.

Estes fatores são explicados pelo aumento do ângulo de atrito interno entre os granulares (forma; angulosidade) e melhor ancoragem do cimento asfáltico de petróleo ao grão (textura), onde tanto mais elevada será a estabilidade da mistura à medida que se dispõe de granulares cúbicos e angulosos, dotados de superfície

áspera. A condição oposta é verificada na presença de agregados arredondados e com superfície lisa (DAMO, 1990).

Investigações e testes realizados em revestimentos asfálticos no campo pelo *Texas State Department of Highways and Public Transportation* (SDHPT), reiteram as afirmações do parágrafo anterior quando atribuem, entre as principais causas contributivas à deformação permanente nas misturas estudadas, o fato da presença de grãos de formato arredondado e textura lisa, em qualquer que seja a frequência de aplicação de carregamento (BUTTON et al, 1990).

Em geral, a britagem é o processo que proporciona uma forma dos agregados que permite um melhor intertravamento na estrutura do esqueleto mineral. Em contrapartida, deve-se ressaltar que a utilização de agregados naturais de forma mais arredondada, mesmo sem britagem, constitui-se muitas vezes, na única alternativa viável para regiões com menor potencial de ocorrência de rochas e pedreiras. É possível, ainda, dependendo dos recursos locais, britar os cascalhos, seixos, etc., criando uma ou mais superfícies britadas de modo a melhorar a angulosidade das partículas (CARVALHO, 1999).

No entanto, mesmo que a única alternativa de materiais pétreos em uma determinada região seja a de grãos com forma arredondada e textura lisa, o que já seria não recomendável para uso em misturas asfálticas, como é o caso dos seixos rolados, deve-se verificar também aspectos relacionados à resistência destes materiais, como a questão da friabilidade da rocha de origem, o que inviabilizaria completamente a utilização do agregado em caso de apresentar suscetibilidade neste sentido.

Ensaio como os de durabilidade (DNER-ME 89/94, 1994) e abrasão Los Angeles (DNER-ME 35/98, 1998), também contribuem para a análise da resistência dos agregados.

A angulosidade dos granulares está diretamente ligada à representação da percentagem de grãos britados da mistura. Arranjos granulométricos compostos com 100% de granulares britados (índice de britados = 100) são chamados completamente britados.

Ocorre uma melhora sistemática da resistência das misturas asfálticas densas à deformação permanente com o aumento de granulares britados no arranjo estrutural dos grãos, podendo haver uma redução de 30% a 50%, ou mais, da deformação permanente com o aumento do índice de materiais britados de 30 para 100 (BROSSEAUD et al, 1993).

Na prática, tem-se observado que para a obtenção de agregados de formato sub-angular em produções de larga escala, é recomendável realizar a britagem primária dos blocos de rocha através de britadores de mandíbulas, mediante a regulagem da profundidade da câmara de britagem, tornando-a mais simétrica possível, estabelecendo um excelente ângulo de fratura do material, reduzindo as suas dimensões (Figura 3.8).

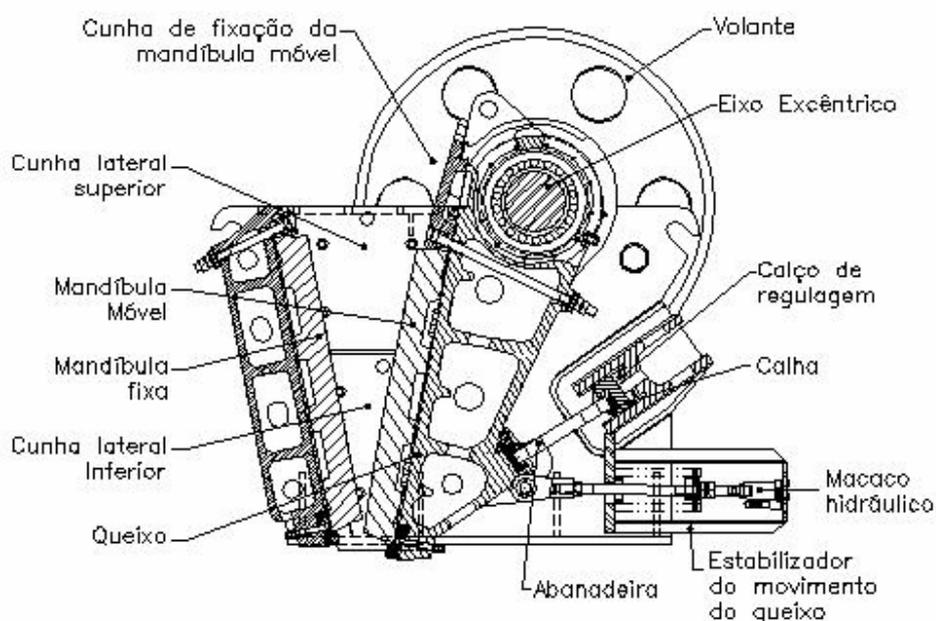


Figura 3.8 - Britador de mandíbula (MÁQUINAS FURLAN Ltda.).

Em um segundo estágio, deve-se submeter as partículas obtidas para um britador denominado “rocha contra rocha”, onde os fragmentos de rocha produzidos no processo de britagem primária sofrem impactos contra si mesmos ou contra superfícies resistentes da estrutura do equipamento, através da transferência de energia interpartículas (choque), produzindo agregados com formato sub-angular e resistentes (Figura 3.9).

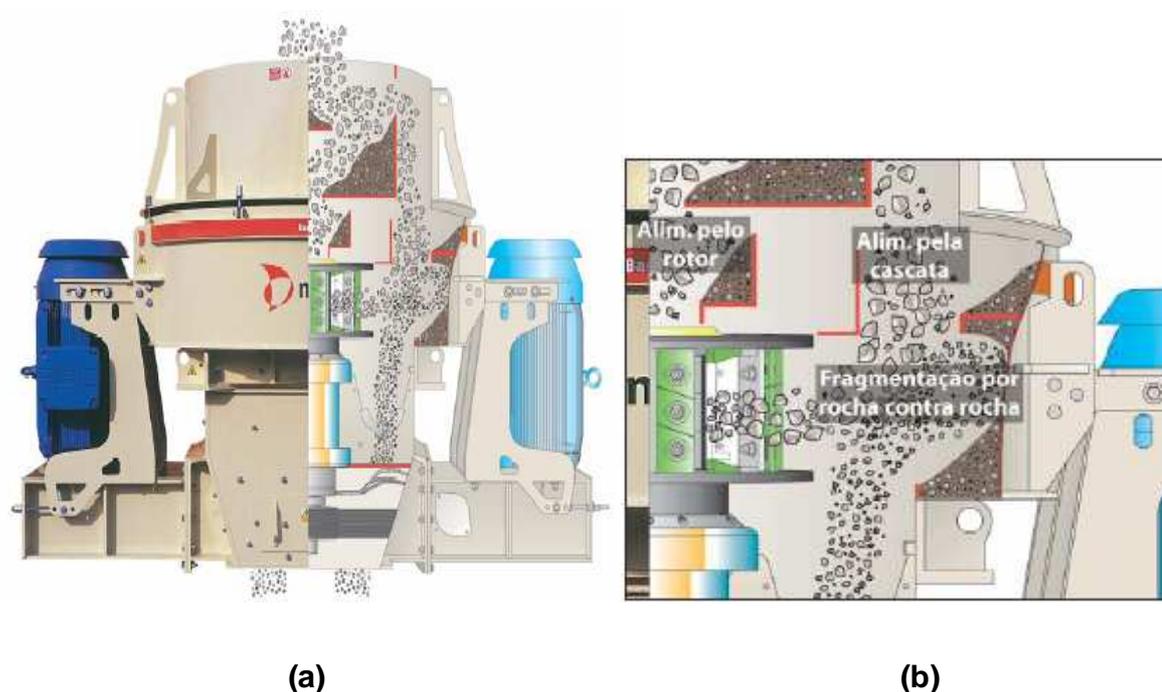


Figura 3.9 - Britador “rocha contra rocha”: (a) vista geral do equipamento e (b) detalhe da câmara de britagem (METSO MINERALS).

Para a obtenção de frações de diâmetros muito pequenos (frações correspondentes aos fíleres) pode-se dispor ou de agregados naturais com granulometria adequada ou de processos de moagem das partículas de rochas.

Em um estudo sobre o comportamento das misturas asfálticas quanto à fadiga e à deformação permanente, quando parte dos granulares utilizados possui superfície polida e forma arredondada, comparou-se especialmente o uso de granulares de superfície áspera (rocha britada) e de superfícies polidas (areias). Os dados do

trabalho indicaram que as misturas que usaram granulares mais rugosos foram mais resistentes à fadiga que as elaboradas com granulares polidos (KIM⁵ et al *apud* MOMM, 1998).

Observou-se, também, que a fratura dos corpos de prova com granulares polidos submetidos a cargas repetitivas ocorria na interface do granular com o cimento asfáltico, provavelmente pela pobre adesividade entre os granulares polidos e o material betuminoso. Por outro lado, nas misturas com granulares ásperos, a fratura progredia através das partículas grossas indicando forte adesividade (vínculo) entre os granulares e o cimento asfáltico.

Estas conclusões reforçam a questão da propiciação de uma melhor ancoragem do cimento asfáltico aos agregados que possuem superfície áspera ou rugosa, citada no trabalho de DAMO (1990).

3.2.2.5. Temperatura Ambiente

Os concretos asfálticos herdam as características viscosas dos cimentos asfálticos, que alteram sua consistência com o aumento da temperatura. No mesmo sentido, o aumento da temperatura ambiente aumenta o risco da ocorrência de deformação permanente (De La ROCHE, 1996).

Nos ensaios realizados na máquina de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993), foi possível identificar uma forte tendência: para os concretos asfálticos, um aumento da temperatura de ensaio em 10°C pode ocasionar uma translação da curva de deformação permanente em 10 (na escala log-log). A mesma percentagem de deformação permanente pode ser obtida para 50°C e 100.000 ciclos e; 60°C e 10.000 ciclos (BROSSEAUD et al, 1993).

3.2.2.6. Influência do Tipo e Teor de Cimento Asfáltico

Os cimentos asfálticos mais moles tendem a apresentar maior risco de deformação permanente. A consistência dos cimentos asfálticos pode ser caracterizada pela penetração, pela temperatura de amolecimento de anel e bola e pelo índice de suscetibilidade térmica.

Sistematicamente, os cimentos asfálticos com penetração baixa apresentam menor percentagem de deformação permanente. Contudo, o ponto de amolecimento de anel e bola e o índice de suscetibilidade térmica permitem, conjuntamente, aferir a sensibilidade ao risco de deformação permanente (GRIMAU⁶ et al *apud* MOMM, 1998).

Em situações particulares, os riscos de deformação permanente podem ser controlados pela aplicação de cimentos asfálticos modificados de modo a reduzir a sensibilidade à deformação permanente.

Embora existam riscos maiores de deformação com o aumento do teor de cimento asfáltico, parece não haver uma proporcionalidade definida (BROSSEAUD et al, 1993). Existe um nível crítico de preenchimento dos vazios do agregado mineral por cimento asfáltico a partir do qual o material se torna instável. Porém, estabelecer índices fixos torna-se uma tarefa muito arriscada, pois estas condições dependem muito da natureza, forma e textura dos granulares e também do tipo de CAP utilizado na região de aplicação do material.

A adoção de teores mais elevados de cimento asfáltico, com o intuito de melhorar a trabalhabilidade da mistura pode conduzir a elevado risco de deformação permanente, além de provocar o efeito de exsudação na mistura.

Estudos envolvendo diversas curvas granulométricas com materiais do Estado de Nevada (EUA), baseados em ensaios de deformação permanente com aplicação de carregamento repetitivo, concluíram que as misturas de graduações mais grossas (abertas) são menos influenciadas pelas características do ligante empregado que as de caráter mais fino (fechadas), ou seja, que o contato denominado de “ponte de pedra/pedra” formado entre as partículas das graduações abertas possibilitam uma rigidez maior em relação às mais fechadas, desde que bem distribuídas granulometricamente (KRUTZ et al, 1993).

3.2.3. Aderência Pneu-Pavimento

As camadas de rolamento dos pavimentos devem apresentar, além das propriedades estruturais dos arranjos granulométricos que visem a garantia da vida útil do pavimento, outras qualidades com o interesse de proporcionar condições de segurança e conforto ao usuário.

Aderência, segundo a lei clássica da Física, é estabelecida pela Força de Atrito (F_{at}) dada por uma área de contato, contrária à tendência de deslocamento.

A importância do estudo das propriedades ligadas à aderência pneu-pavimento, relaciona-se ao risco de acidentes nas condições de rolamento dos veículos, devido à perda de uma condição de contato segura entre os pneumáticos e a superfície das camadas de revestimento dos pavimentos.

Um fator agravante na área de abrangência desta pesquisa é a forte intensidade das precipitações pluviométricas (tópico 2.2), podendo acarretar o risco da ocorrência de hidroplanagem (formação de lâminas d'água), quando o volume de água a ser escoado, tanto pelos intercanais dos agregados de maiores dimensões das misturas asfálticas quanto pelas esculturas dos pneumáticos, for maior que as suas capacidades de evacuação do fluido.

A viscoplanagem, situação em que ocorre a formação de películas ou filmes d'água bastante delgados na condição úmida do revestimento, propicia a aspiração do fluido para as extremidades das asperezas superficiais dos granulares das misturas, mesmo a velocidades baixas, pela força de sucção gerada entre as esculturas dos pneumáticos e a camada de revestimento dos pavimentos.

Portanto, a hidroplanagem é diretamente relacionada à macrotextura enquanto a viscoplanagem à microtextura dos materiais granulares.

A irregularidade desejável para a superfície do pavimento compreende comprimentos de onda de 10^{-3} mm a 5×10^2 mm. Dentro desse limite tem-se a microtextura e a macrotextura, a primeira tendo início com o valor de 10^{-3} mm e término em 5×10^{-1} mm, enquanto a segunda compreende a faixa de valores entre 5×10^{-1} mm e 5×10^2 mm. Comprimentos de onda superiores a 5×10^2 mm são indesejáveis para uma superfície segura e confortável, sendo denominadas de mega-textura e irregularidade (FERNANDES⁷ *apud* MOURA et al, 2004) (Figura 3.10).

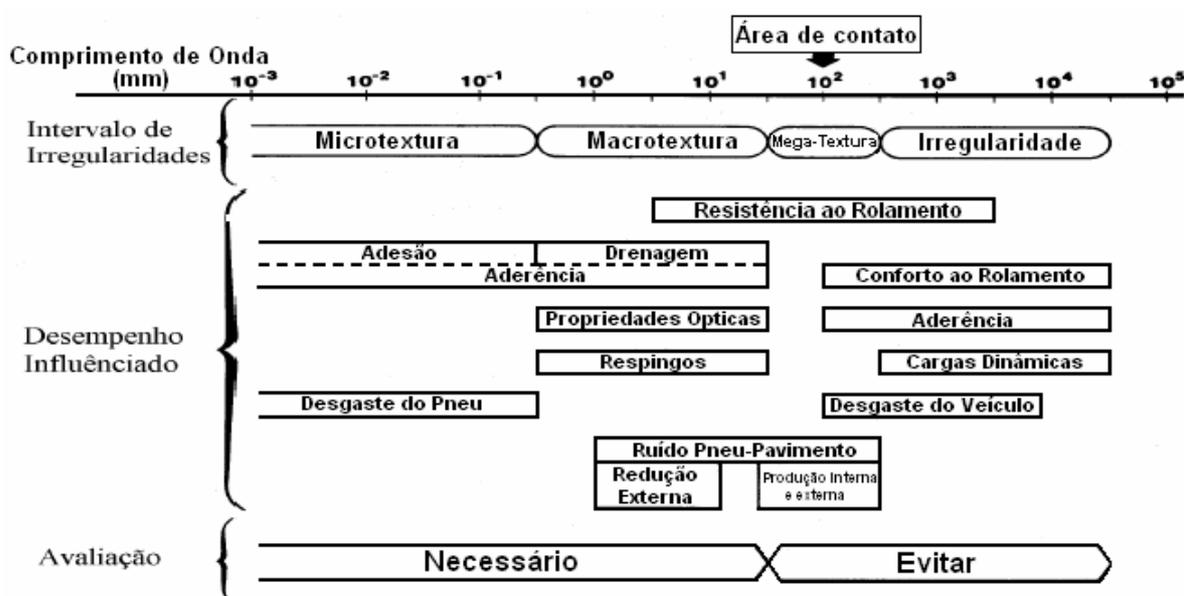


Figura 3.11 - Características de desempenho de pavimentos rodoviários em função dos intervalos de onda da textura superficial (FERNANDES⁷ *apud* MOURA et al, 2004).

O atrito entre duas superfícies em contato mútuo pode ser explicado por dois fenômenos: a adesão molecular e a histerese (MOMM, 1998).

O primeiro termo está ligado, diretamente, à área real de contato em condição seca. Por esta razão o coeficiente de atrito de adesão molecular é menor em superfícies rugosas que em superfícies lisas. O segundo termo está ligado à deformação da borracha da banda de rodagem do pneu. A rugosidade atua sobre o potencial de deformação da banda de rodagem do pneu, e, por consequência, sobre a parcela de atrito de histerese (PASQUET et al, 1966).

As análises das condições de aderência pneu-pavimento no domínio da microtextura não serão discutidas neste trabalho, pois mesmo tendo havido uma considerável evolução na concepção de aparelhos de medida para este fim, podendo-se alcançar grande precisão, contudo, permanecem as seguintes dificuldades: necessidade de se ter um conjunto de superfícies de calibração dos aparelhos e de um método de modelagem para assegurar a representatividade dos parâmetros em relação à superfície.

Dentre os métodos e equipamentos amplamente difundidos e existentes no mercado para a caracterização da macrotextura das misturas asfálticas estão os ensaios de mancha de areia do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC RG-2/71, 1971) e de drenabilidade (AFNOR NF P 98-254-3, 1993), por razões de disponibilidade dos equipamentos, fácil manuseio e obtenção de resultados imediatos, podendo as medidas serem efetuadas em placas compactadas representativas das misturas selecionadas em laboratório ou *in situ*.

O ensaio de mancha de areia se torna impreciso para a avaliação de revestimentos muito lisos (macrotextura reduzida), pois com a escassez de canais na superfície do revestimento, o diâmetro da areia espalhada se torna cada vez mais dependente do operador (FERREIRA, 2002).

Baseado nestas considerações de FERREIRA (2002), há uma tendência de não se estabelecer uma correlação dos resultados obtidos nos ensaios de mancha de areia com os da medição da microtextura dos revestimentos.

O drenômetro apresenta imprecisão na avaliação de revestimentos muito rugosos (elevada macrotextura), pois a partir de uma determinada rugosidade dos revestimentos, não há um acréscimo considerável no tempo de escoamento, o que pode ser ocasionado pelo diâmetro do orifício, situado na base do aparelho, que permite o escoamento da água (FERREIRA, 2002).

A drenabilidade do revestimento consiste na sua capacidade em drenar a água superficial através dos intercanais formados pelos agregados de maiores dimensões constituintes das camadas de revestimentos. É uma técnica de quantificar a macrotextura do pavimento.

A forma, o tamanho e a densidade dos granulares salientes à superfície influem na drenabilidade das superfícies dos pavimentos.

A capacidade do revestimento em drenar a água para fora da superfície de contato é função da macrotextura, conforme mostraram os estudos realizados por YAGER et al (1982) para avaliar os efeitos da velocidade no gradiente de aderência pneu-pavimento, onde demonstraram haver uma forte correlação entre a textura da superfície (macrotextura) medida pela mancha da areia e a drenabilidade, tanto para o drenômetro estático do *Institute for Highway, Railroads, and Rocks Engineering (ISETH)*, de Zurich, como para o drenômetro estático da *Federal Highway Administration (FHWA)*, nos EUA.

FERREIRA (2002), procedeu a avaliação da macrotextura de trechos de rodovias pavimentadas estaduais situadas na Região Insular do município de Florianópolis (SC), encontrando um coeficiente de correlação (r^2) de 0,6698 entre os resultados dos ensaios da altura média da mancha de areia e da drenabilidade (tempo médio de

escoamento), tendo sido considerado na pesquisa um indicador significativo de correlação entre as duas variáveis estudadas.

O mesmo não se pode dizer para os resultados das medições do atrito com o Pêndulo Inglês, de acordo com YAGER et al (1982), que não apresentaram nenhuma correlação com a rugosidade da superfície (macrotextura), quer pelas medidas na mancha da areia quer pela drenabilidade.

3.2.4. Módulos do Concreto Asfáltico

Numerosos tipos de “módulos” podem ser usados para caracterizar os concretos asfálticos. Contudo suas definições e modos de medida afetam seus valores e não podem ser assumidos como diretamente equivalentes (MOMM et al, 1996 a).

Com dados de campo, os módulos podem ser estimados através dos levantamentos das deflexões sobre os pavimentos e as respectivas bacias de deformação empregando diversos equipamentos de medidas e métodos.

O material é dito perfeitamente elástico se a deformação aparece ou desaparece imediatamente quando se aplica ou se remove a tensão. Entretanto, esta definição não implica em linearidade na relação tensão/deformação.

Por esta razão, o Módulo de Young ou de Elasticidade (E) não é adequado para o estudo dos concretos asfálticos.

Os concretos asfálticos exibem uma combinação de respostas elásticas e viscosas, dependentes do tempo de aplicação da carga solicitante e da temperatura ambiente. Em certos casos a resposta pode ser tipicamente elástica e em outros tipicamente viscosa. No intervalo entre esses limites predomina a viscoelasticidade (MOMM, 1998).

A aceitação da viscoelasticidade linear dos concretos asfálticos está associada ao modo de carregamento para obtenção do módulo. Diversos testes de laboratório com carga repetida foram desenvolvidos para simular a ação do tráfego, entre eles: ensaio de módulo resiliente axial, triaxial ou diametral e de módulo complexo.

Porém, para os concretos asfálticos, a linearidade ocorre somente no domínio restrito das pequenas deformações (da ordem de micrômetros - μm , ou 1×10^{-6} m), onde devem ocorrer as medidas de módulo. Neste domínio é válida a superposição dos efeitos (MOMM, 1998).

Outro parâmetro importante na avaliação do módulo é a representação dos esforços gerados pelo carregamento no corpo de prova.

Com o uso de *strain gauge* dispostos na fibra inferior da camada de revestimento asfáltico da pista de testes do LCPC, em Nantes (França), verificou-se uma alternância de deformações longitudinais de compressão-tração-compressão durante a passagem do eixo solicitante, resultando em um sinal senoidal de deformação (De La ROCHE, 1996) (Figura 3.11).

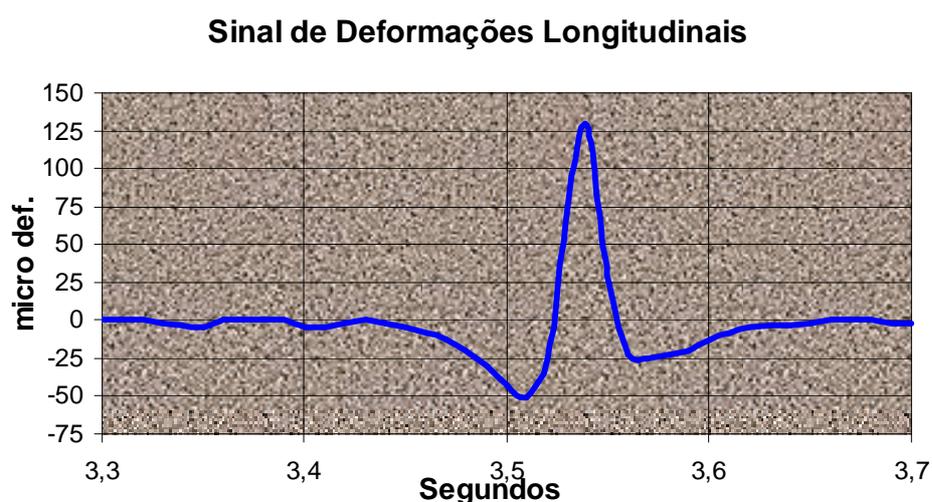


Figura 3.11 - Sinal de deformação longitudinal na face inferior da camada de concreto asfáltico sob o efeito da passagem de um eixo na pista de testes do LCPC (De La ROCHE, 1996).

3.2.4.1. Módulo Resiliente

O módulo resiliente ou módulo reversível pode ser definido como a relação entre a tensão repetida aplicada e a deformação reversível após certo número de solicitações (De La ROCHE, 1996).

A hipótese subjacente a este ensaio é que após muitos ciclos de solicitações, o comportamento se torne praticamente elástico linear para um dado nível de carregamento.

3.2.4.2. Módulo Complexo

Os materiais puramente elásticos podem ser caracterizados quantitativamente por duas constantes: o módulo de Young (E) e o coeficiente de Poisson (ν). Mas, para os concretos asfálticos, a caracterização não pode ser a mesma. Conforme mencionado no tópico 3.2.2.5, os concretos asfálticos herdam as características do cimento asfáltico, e possuem, então, um comportamento viscoelástico e termosuscetível. Assim, dependem da temperatura, da frequência e duração da aplicação da carga solicitante (De La ROCHE, 1996).

Para estudar os concretos asfálticos pode-se aplicar ao corpo viscoelástico uma tensão senoidal, conforme citada em De La ROCHE (1996), da forma:

$$\sigma = \sigma_m \text{sen}(\omega t) = [\sigma_m e^{i\omega t}] \quad (3.4)$$

No domínio das deformações suficientemente pequenas (inferiores a $10^{-5} \mu\text{m}$) para que o material conserve o comportamento linear, resulta uma deformação defasada relativa de mesma frequência da tensão (De La ROCHE, 1996):

$$\varepsilon = \varepsilon_m \text{sen}(\omega t - \varphi) = [\varepsilon_m e^{i(\omega t - \varphi)}] \quad (3.5)$$

O módulo complexo é definido como a relação entre a tensão senoidal pulsante aplicada ao material e a amplitude senoidal da deformação (De La ROCHE, 1996):

$$E^*(i\omega) = \sigma^*(i\omega) / \varepsilon^*(i\omega) = \sigma_m / \varepsilon_m e^{i\varphi} = E e^{i\varphi} \quad (3.6)$$

onde:

E^* = módulo complexo;

E = norma (módulo dinâmico) do módulo complexo;

σ^* e ε^* = valores complexos da tensão e da deformação no tempo t ;

σ_m e ε_m = valores das amplitudes da tensão e da deformação;

$(\omega = 2\pi f)$ = pulsação do sinal e f é a frequência da solitação; e,

φ = ângulo de defasagem de retardo da deformação em relação à tensão aplicada.

A defasagem “ φ ” entre a tensão e a deformação dá uma idéia do caráter viscoso ou elástico do material. Se o ângulo $\varphi = 0$, o material é puramente elástico.

A relação das amplitudes da tensão e da deformação é chamada de módulo de rigidez.

O módulo complexo (E^*) pode ser escrito sob a forma (De La ROCHE, 1996):

$$E^* = E_1 + i E_2 \quad (3.7)$$

onde:

E_1 = parte real, que representa a energia armazenada no material e que pode ser recuperada;

E_2 = parte imaginária, que representa a energia perdida por atrito interno do material (comportamento viscoso irreversível).

O equipamento para a realização de ensaios de módulo complexo não é disponível no Brasil. Portanto, os ensaios para a verificação da rigidez das misturas asfálticas desta pesquisa foram realizados através do equipamento de medição do módulo resiliente.

CAPÍTULO 4

MATERIAIS FINOS NAS MISTURAS ASFÁLTICAS

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em uma mistura asfáltica convencional, os agregados graúdos têm seus vazios preenchidos pelos agregados miúdos e faz-se necessário uma fração de pó mineral (fíler), para preenchimento dos vazios menores da mistura asfáltica. Entretanto, como nem todos os tipos de rocha são capazes de fornecer elevadas percentagens de fíler, o emprego de fíleres produzidos através de processos industrializados, denominados de fíleres comerciais (como a cal hidratada), têm sido bastante utilizados na composição das misturas asfálticas.

Alguns fíleres comerciais contém partículas retidas desde a peneira nº 40 (0,42 mm) até uma faixa de 65% a 70% passando na peneira nº 200 (0,075 mm) (HEUKELOM, 1963).

Um estudo sobre o uso de finos de pedreiras de rochas gnáissicas e graníticas em substituição às areias naturais, para a Região Metropolitana do Estado de São Paulo, caracteriza como materiais finos de pedreira, todas as frações passantes à peneira nº 04 (4,76 mm) (FUJIMURA et al, 1995).

De acordo com o Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT), segundo a especificação DNER-ES 313/97 (1997), define-se como fíler ou material de enchimento, todo o material mineral finamente dividido, tais como: cimento Portland; cal extinta; pós calcários; cinza volante, etc., e que passem pelo menos 65% na peneira de nº 200 (0,075 mm). Uma comparação destes valores com os parâmetros da norma americana ASTM D 242-95 (2000) pode ser visto na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Distribuição granulométrica para o filer, segundo DNER-ES 313/97 (1997) e a ASTM D 242-95 (2000).

Peneiras	Abertura (mm)	DNER-ME 313/97 (1997) % passante	ASTM D 242-85 (2000) % passante
Nº30	0,60	-	100
Nº40	0,42	100	-
Nº50	0,30	-	95-100
Nº80	0,20	95-100	-
Nº200	0,075	65-100	70-100

A fração do filer que apresenta diâmetros médios acima de 40 μ m corresponde à que atua como preenchedora do esqueleto mineral. Já a parcela mais fina, com diâmetros médios inferiores a 20 μ m, e até mesmo partículas com diâmetros inferiores a 5 μ m, incide diretamente no ligante asfáltico, ficando em suspensão, sendo denominada de mástique (AASHTO¹ *apud* MOTTA et al, 2000).

4.1.1. Areia

Amostras deste material contendo 100% de suas partículas passantes à peneira nº 04 (4,76 mm), de acordo com (FUJIMURA et al, 1995), podem ser consideradas como um material fino.

A aplicação deste material na composição dos arranjos estruturais das misturas asfálticas é bastante difundida no Brasil, em virtude de dois fatores principais: abundância de jazidas com grande potencial de exploração em grande parte do país (principalmente nas Regiões Norte e Nordeste); e preço mais acessível em relação aos finos obtidos do peneiramento de rochas britadas.

Entretanto, apesar de muitas vezes constituir uma alternativa menos onerosa em uma análise preliminar de custos, nem sempre justifica de maneira satisfatória a sua

utilização no campo, principalmente em relação ao desempenho mecânico das camadas de revestimento, nos aspectos tangentes à deformação permanente.

Isto é explicado pelo fato de que como são agregados naturais, ou seja, não são provenientes de processos de britagem de rochas, a morfologia dos grãos é determinada pela ação da natureza, mediante o transporte de solos (aluviões e coluviões) oriundos da decomposição de rochas durante milhões de anos, que ao longo desta movimentação pelas intempéries, adquire modificações tanto em sua estrutura mineral quanto morfológica, não raro obtendo-se grãos de formato arredondado envolvidos por silicatos (SiO_4^{4-}).

Estes agregados quando misturados aos demais componentes das misturas asfálticas comprometem a estabilidade do arranjo dos grãos, em função de um ângulo de atrito deficiente gerado entre as partículas (“escorregamento dos grãos”), desencadeando o afundamento das trilhas de roda por fluência, também conhecido como deformação permanente.

É aconselhável proceder a uma avaliação prévia dos granulares pertencentes às jazidas disponíveis, para avaliação da angulosidade das partículas.

O Programa SHRP, através de sua metodologia *Superpave*, preconizou o ensaio AASHTO T 304-96 (1996), para verificar a angulosidade, esfericidade e, textura superficial de materiais finos, quando efetuadas medições sob agregados de graduações conhecidas e comparadas com outros agregados de mesma graduação. O equipamento para a realização do ensaio é simples, porém, não houve disponibilidade durante a execução desta pesquisa.

4.1.2. Pó de Pedra

Também denominado de areia artificial, para ser enquadrado como material fino em uma mistura asfáltica deve possuir a mesma distribuição granulométrica descrita

para a areia, ou seja, deve apresentar 100% de suas partículas passantes à nº 04 (4,76 mm). Geralmente, é empregado nas misturas asfálticas como material fino, inclusive assumindo a função de fíler.

Contudo, em função de certas rochas, como a granítica - que é a rocha matriz que origina o agregado brita estudado nesta pesquisa - produzem pouca percentagem de fíler, também é comum o emprego do pó calcário (caso desta pesquisa), Cimento Portland, cal, cinza volante, entre outros.

Há que se tomar cuidado, porém, com a seleção das amostras de pó de pedra a serem utilizadas na composição das misturas asfálticas, pois apesar de serem os finos oriundos de agregados com frações bastante resistentes, por serem oriundos de rochas dotadas de dureza considerável - graníticas e gnáissicas, por exemplo - podem apresentar minerais deletérios prejudiciais à qualidade e durabilidade das misturas asfálticas (BUFF et al, 1995).

Em contrapartida, como a areia artificial provém de processos de britagem das rochas, os grãos resultantes possuem uma angulosidade mais favorável a um bom intertravamento das partículas nas misturas asfálticas que as areias naturais.

4.1.3. Pó Calcário

O setor rodoviário, por necessitar de maiores investimentos para melhorar as condições de tráfego de suas estradas, deve utilizar materiais alternativos que possam contribuir à viabilização de suas obras, tornando comum as construções de pavimentos de baixo custo com a utilização de, por exemplo, rochas calcárias (FERREIRA² *apud* CARVALHO et al, 1995).

Embora considerados de qualidade inferior às rochas graníticas e gnáissicas, quanto à dureza do material (no caso dos agregados graúdos), o calcário é amplamente utilizado em diversas frações granulométricas em todo o mundo, mesmo que, às vezes, não atendam a certas exigências adotadas nas especificações convencionais, em virtude de não apresentarem homogeneidade nos horizontes de suas ocorrências (CARVALHO et al, 1995).

Têm sido intensificados os desenvolvimentos de trabalhos visando estabelecer normas específicas, desde a caracterização até a avaliação *in situ* dos materiais oriundos de rochas calcárias (CARVALHO et al, 1995).

Para se ter uma idéia da importância deste tipo de material no emprego da pavimentação, PUZINAUSKAS (1969) afirma que o pó calcário é o fíler mais utilizado não somente na França como no mundo.

4.1.3.1. Classificação das Rochas Calcárias

Dentre as rochas e minerais mais utilizados pelo Homem, destacam-se as rochas carbonatadas (como o calcário), constituindo cerca de 0,25% e 5% dos volumes da crosta e da superfície terrestre, respectivamente (GUIMARÃES, 2002).

Uma das formas de classificação mais utilizadas para as rochas calcárias, tendo sido adotada nesta pesquisa, compreende a faixa de valores proposta na classificação de GUIMARÃES (1952), onde analisa os índices correspondentes à relação de Carbonato de Cálcio (CaCO_3)/Carbonato de Magnésio (MgCO_3) e a concentração de impurezas, como a presença de sílica (SiO_2) (Tabela 4.2).

Tabela 4.2 - Classificação das rochas calcárias proposta por GUIMARÃES (1952).

Tipo de Rocha	Quanto à Pureza	Relação $\text{CaCO}_3/\text{MgCO}_3$	Faixa de Concentração de Impurezas	
Calcária	Puro	≥ 10	0-8	
	Silicoso		8-50 (Predominância de Sílica)	
	Argiloso		8-35 (Predominância de Silicatos Aluminosos)	
	Marga		35-50 (Predominância de Silicatos Aluminosos)	
	Magnesiano	Puro	10-3,5	≤ 8
		Impuro		> 8
	Dolomítico	Puro	3,5-1,5	≤ 8
		Impuro		> 8

Em 1958, foi proposta a classificação das rochas calcárias com base no teor de Calcita (Carbonato de Cálcio - CaCO_3), Dolomita (combinação entre Carbonato de Cálcio e de Magnésio - $\text{Ca, Mg (CO}_3)_2$) e Magnesita (Carbonato de Magnésio MgCO_3), já que os carbonatos são a principal característica destas rochas, além da quantidade de material argiloso presente em sua composição, granulometria, impurezas e origem (THEODOROVICH³ *apud* GUIMARÃES, 2002). Porém, de todos estes parâmetros citados, o mais utilizado é o da composição química/mineralógica.

A Secretaria Nacional de Defesa Agropecuária (1986), conforme a portaria nº 03, de 13/06/1986, também estabeleceu a sua classificação para os calcários, tomando como base a concentração de Óxido de Magnésio (MgO) nas amostras, ficando da seguinte maneira: calcítico ($\text{MgO} < 5\%$); magnesiano ($5\% < \text{MgO} < 12\%$) e dolomítico ($\text{MgO} > 12\%$).

Em geral, as rochas calcárias têm sido classificadas como: calcíticas; magnesianas e dolomíticas.

4.1.3.2. O Pó Calcário como Melhorador de Adesividade

Para que seja compreendida a razão pela qual o pó calcário é considerado um bom melhorador da adesividade entre as frações granulares e os CAP das misturas asfálticas, é importante compreender o conceito da adesividade ativa.

Este tipo de adesividade ocorre nas situações em que os CAP exercem a função de envolvimento dos grãos dos agregados, ou seja, quando adicionado ao esqueleto mineral das misturas, tendo como condição imprescindível à ocorrência da “molhagem” das partículas destes agregados.

Contudo, existe uma interdependência muito grande entre a atividade química dos CAP e dos agregados, isto é, a natureza de suas cargas elétricas, para que haja um envolvimento satisfatório dos agregados pelos CAP, constituindo assim uma boa adesividade ativa. Dentro deste contexto, considera-se a magnitude das tensões interfaciais agregado/CAP e agregado/água, das quais derivam as tensões superficiais dos grãos, pertinentes à capacidade da geração de trabalho (energia) desenvolvida por unidade de área, responsável pela atração de moléculas, no caso, as dos CAP, e conseqüentemente pelo aumento de sua superfície específica (SANTANA, 1992).

O pó calcário é reconhecidamente estudado e classificado quimicamente como um material oriundo de rochas carbonáticas de características eletropositivas, ou seja, de natureza catiônica (GUIMARÃES, 2002).

Esta condição faz com que ao ser empregado como fíler nas misturas asfálticas, reaja com os Ácidos Naftênicos dos CAP resultando em um composto denominado Naftanato de Cálcio, resultando em uma espécie de sal insolúvel na água, que vai constituir uma ligação agregado/CAP insensível à água, desenvolvendo a adesividade ativa (SANTANA, 1992).

Isto significa que a tensão superficial dos grãos que compõem o pó calcário é maior que as tensões interfaciais agregado/CAP e agregado/água, permitindo o envolvimento dos agregados pelos CAP.

É contestada, porém, a eficiência do calcário em sua forma carbonatada, seja calcítico (CaCO_3) ou dolomítico ($\text{Ca, Mg (CO}_3)_2$), na questão de melhorador de adesividade, onde afirma-se que através de dissociações feitas entre as moléculas de Cálcio (Ca^{2+}) e de Carbonato (CO_3^{2-}) executadas através do equipamento *Zeta Meter*, que permite medir a intensidade das cargas elétricas na superfície dos agregados e das partículas de emulsões asfálticas, através de eletrodos que quantificam a atração elétrica (dada em milivolts - mv) gerada entre os granulares e os glóbulos das emulsões (chamada de Potencial Zeta).

Foi observada uma má adesividade desses tipos de calcários junto às emulsões asfálticas catiônicas (EAC), tendo variado de -10mv a -15mv, pois as moléculas de (Ca^{2+}) foram solubilizadas pela água e as de (CO_3^{2-}) deixaram a superfície do agregado eletronegativa, o que resultou em um valor negativo do Potencial Zeta (PARANHOS et al, 1990).

Nestes casos, o fator principal que pode prejudicar uma adesividade melhor na interface agregado/CAP, seria o percentual destes elementos químicos na composição das rochas calcárias, mais especificamente, do (CO_3^{2-}) e de impurezas como a Sílica (SiO_2).

Para exemplificar uma experiência de sucesso com agregados calcários no aspecto de adesividade, uma pesquisa desenvolvida no Distrito Federal, analisou a influência das rochas da seqüência carbonática situadas naquela porção do Planalto Central e concluiu que tanto os calcários calcíticos como dolomíticos obtiveram uma boa adesividade ao cimento asfáltico (JUNQUEIRA et al, 1995).

4.1.3.3. Aspectos Econômicos da Aplicação do Pó Calcário

No que concerne ao aspecto do custo final das misturas asfálticas a partir da utilização dos derivados de rochas calcárias, em que se inclui a fração do pó calcário empregado nesta pesquisa, vem sendo provado em alguns estudos já realizados, como o de CARVALHO et al (1996), onde foram utilizadas rochas calcárias calcíticas e dolomíticas de jazidas provenientes de várias localidades do Estado da Paraíba, que tanto os custos de extração quanto de britagem deste material são mais vantajosos em relação aos do mesmo tipo de atividade envolvendo rochas graníticas, por possuírem uma dureza menor (rochas calcárias), eliminando na quase totalidade dos casos os custos com explosivos e diminuindo a depreciação dos equipamentos pelo aumento da sua vida útil, em função de desgastes menos severos nas atividades das máquinas.

A mesma pesquisa faz ainda um estudo comparativo de produção relacionado à vida útil de uma perfuratriz tipo **Roc 601**, onde para a extração de rocha calcária apresenta um volume de produção de aproximadamente 45.600.000 m³/unidade, e de 26.010.000 m³/unidade para a extração da rocha granítica, evidenciando as vantagens do investimento na extração de rochas calcárias.

Mais especificamente, o fator custo é muito promissor para a zona de abrangência desta pesquisa, pois conforme explanado no tópico 1.5, devido à importação dos materiais utilizados como fíler nas misturas asfálticas no cenário atual, geralmente o gesso ou a cal hidratada, o valor final das misturas asfálticas sofrem um aumento que em muitos casos inviabiliza a economicamente a execução de novas obras de pavimentação, podendo prejudicar inclusive a competitividade das empresas locais nas licitações dentro do próprio Estado, junto à empreendedores externos que tenham como viabilizar a extração e fretes em seus locais de origem.

Para exemplificar a dimensão da relação benefício/custo que se pode vir a ter com o emprego do pó calcário da empresa CIBRASA, o valor da tonelada do gesso

importado do Estado do Ceará, já contabilizando as despesas com frete, chegam à ordem de R\$ 191,42/t, segundo informações colhidas junto à empresa ESTACON Engenharia S.A. (dados obtidos em fevereiro de 2005). Cálculos preliminares indicam um custo ao redor de R\$ 70,00/t a R\$ 90,00/t, para a produção no Estado do Pará, refletindo uma economia de 63,44% a 52,98%.

4.2. INFLUÊNCIA DOS FÍLERES NA VISCOSIDADE DO CAP

Uma estrutura dual para o fíler é considerada, qual seja: **Fíler Agregado** (aquele que forma um esqueleto mineral, onde as partículas se tocam) e de **Fíler Ativo** (aquele que fica em suspensão no cimento asfáltico, formando o mástique), sendo a primeira parcela considerada como um agregado fino e inerte que compõe a fração da mistura e a segunda, atribui-se o fator responsável pela alteração das características viscoelásticas dos cimentos asfálticos (PUZINAUSKAS, 1969).

Um bom fíler deveria não só possuir uma fração inferior a 0,075 mm, mas também ter em sua distribuição granulométrica parcelas inferiores às peneiras nº 400 (0,037 mm) e nº 600 (0,015 mm) (RADFORD⁴ *apud* MOURA, 2001).

Há a necessidade de se estudar a distribuição granulométrica do fíler abaixo da peneira de nº 200 (0,075 mm) e, ainda, a de se determinar o teor de projeto do cimento asfáltico da mistura, em função da proporção de material menor que 20 μ m presente no fíler, para que possa formar o mástique na mistura asfáltica (MOTTA et al, 2000).

Para verificar a percentagem de fração granular com diâmetro inferior a 20 μ m contida no fíler, podem ser executados ensaios como o de granulometria por espalhamento de laser de baixo ângulo, em substituição ao ensaio de sedimentação, devido ter uma acurácia maior.

Diversos são os fatores que influenciam a espessura da película de ligante asfáltico que envolve os agregados de tamanhos pequenos, dentre eles: o tamanho das partículas de fíler a serem recobertas pelo ligante; a percentagem do ligante (betume ou mástique); temperatura de usinagem; e o grau de compactação da mistura. Com a modificação dessas condicionantes, pode haver um aumento da resistência aos esforços de cisalhamento (estabilidade), do módulo de resiliência (rigidez) e da resistência à tração dessas misturas asfálticas (SANTANA, 1995).

Um mástique bem dosado é aquele em que todas as partículas do fíler estão em suspensão no cimento asfáltico, e não estão se tocando, formando assim, um mástique homogêneo (RUIZ, 1943).

O fíler ativo, como o próprio nome sugere, além de preencher os vazios nos arranjos estruturais dos grãos nas misturas asfálticas, propiciando maior estabilidade, tem a propriedade de alterar a viscosidade do CAP, diminuindo a penetração e aumentando o ponto de amolecimento de anel e bola. Essa atividade do fíler faz com que o mástique tenha maior viscosidade que o CAP virgem.

A concentração volumétrica (C) é um índice proposto por RUIZ (1943), podendo ser calculado para uma formulação (traço) de uma mistura asfáltica da seguinte forma:

$$C = 1/((\%b/\%f * Df/Db) + 1) \quad (4.1)$$

onde:

C = concentração volumétrica;

%b = percentagem de betume na amostra total;

%f = percentagem de fíler na amostra total;

Df = massa específica real do fíler; e,

Db = massa específica real do betume.

Contudo, o índice “C” não pode ultrapassar a determinados limites, pois à medida que “C” aumenta, as partículas do fíler vão se aglomerando, diminuindo os vazios preenchidos com betume nas misturas asfálticas, até chegar praticamente a se tocarem, tendendo a formar uma estrutura que vai tornar o mástique indesejavelmente frágil, acarretando um comportamento quebradiço diante de fortes cargas do tráfego e nos casos de sensíveis quedas de temperatura nas camadas de revestimento. Esse limite é denominado de concentração crítica (Cs).

Adotou-se um método razoavelmente simples e prático para a determinação da “Cs”, onde se admite que as partículas de fíler assumem esse estado crítico após a sua sedimentação (24 h) em um líquido de baixa densidade e com natureza química semelhante a do cimento asfáltico. Foi escolhido o querosene desidratado (conservado Cloreto de Cálcio - CaCl₂, pois as películas de água favorecem a floculação) que tem origem comum a do CAP (provenientes do petróleo, notando-se que outros têm optado pelo Benzeno) (SANTANA, 1995).

Neste método são colocados cerca de 5 g a 10 g de uma amostra representativa do material passante na peneira de abertura 0,075 mm, no interior de uma proveta graduada em divisões de 0,2 cm³ com diâmetro interno de 1,5 cm, contendo cerca de 20 cm³ de querosene. Coloca-se, posteriormente, a proveta em um banho de água em ebulição por trinta minutos, agitando a amostra com uma haste para expulsar as bolhas de ar. Repousar a amostra por 24 h, e fazer a leitura do nível que limita superiormente o volume ocupado pelas partículas sedimentadas (PEREIRA, 1982).

A partir do conhecimento da densidade do querosene e do volume ocupado pelas partículas, o método descrito no parágrafo anterior propõe o cálculo da “Cs”:

$$C_s = dq/D_f \quad (4.2)$$

onde:

C_s = concentração crítica;

dq = densidade do querosene; e,

D_f = densidade do fíler.

RUIZ (1943), considera que para o cálculo da composição de um mástique, sem que sejam atingidos os valores da “C_s”, deve-se considerar uma “C” entre 10% a 20% menor ($C = 0,90$ a $0,80 C_s$).

Esta faixa de valores de “C” ainda é bastante discutível, pois na metodologia adotada por RUIZ (1943), acrescenta-se cerca de 1% a 2% de CAP em peso (em relação ao agregado), mesmo após ter sido dosado o mástique, justificando-se este procedimento para evitar que parte do CAP da argamassa formada deixe de atuar sobre a pasta e vá recobrir a superfície dos agregados graúdos.

Entretanto, este procedimento destrói o princípio de um mástique bem dosado, onde todas as partículas do fíler ficariam em suspensão no CAP, induzindo ao fato de que o agregado graúdo (e também o miúdo) necessita de uma pré-cobertura de CAP, o que evitaria o contato direto de suas partículas com o mástique, impedindo a ação do fíler como melhorador de adesividade (SANTANA, 1995).

Para um melhor conhecimento de que teores de fíler seriam os mais adequados para serem empregados nas misturas asfálticas, sem que houvesse o perigo da extrapolação de concentrações consideradas críticas, pesquisas executando ensaios de fadiga deveriam ser adotadas, haja vista o efeito de uma variação na dosagem dos finos ser mais sensível na fadiga do que no módulo complexo (SOLIMAN et al, 1977).

RUIZ (1943), baseado em estudos teóricos de Albert Einstein sobre a viscosidade de partículas em suspensão, chegou teórica e experimentalmente a um coeficiente denominado “k”, que retrata o grau de atividade de um fíler no mástique, sendo dependente principalmente da natureza e da forma de suas partículas, e não de sua finura:

$$\ln \eta_c = \ln \eta_o + kC \quad (4.3)$$

onde:

ln = logaritmo neperiano;

η_c = viscosidade do mástique;

η_o = viscosidade do CAP;

k = coeficiente de atividade do fíler; e,

C = concentração volumétrica.

Os cálculos de “k” em função da variação de teores de fíler nas misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa não puderam ser realizados, pois não havia a disponibilidade de viscosímetros cinemáticos ou mesmo aferidos para a execução destes ensaios.

São expostos valores bibliográficos de “k”, retirados de estudos de RUIZ (1943), dos tipos de fíleres mais utilizados nas obras rodoviárias. Pode-se observar que o calcário (utilizado nesta pesquisa) encontra-se apenas inferior ao nível de atividade da cal hidratada entre os materiais pesquisados, o que já era esperado em função da cal ter um índice de Óxido de Cálcio (CaO) maior que o calcário ainda carbonatado (Tabela 4.3).

Tabela 4.3 - Valores de “k” dos fíleres mais utilizados nas misturas asfálticas (RUIZ, 1943).

Tipo de Fíler	Densidade (g/cm³)	K
Cimento Portland	3,07	3,75
Pó Granítico	2,66	4,30
Calcário	2,71	4,39
Cal Hidratada	2,52	5,74

4.3. PROPORÇÃO DE MATERIAIS FINOS NAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A proporção de finos é a responsável pela distribuição espacial dos granulares de maior tamanho nos concretos asfálticos.

Havendo grande proporção de finos, os grãos graúdos permanecem “flutuando” entre os finos na massa de concreto asfáltico. O contato grão a grão pode não existir. O concreto asfáltico com esta composição, além de ter sua resistência mecânica comprometida, expõe maior quantidade de granulares finos, apresentando superfície menos rugosa.

Por outro lado, as misturas em que a proporção de grãos finos é pequena, a superfície será formada somente pelos grãos graúdos. Nesta situação, o contato intergranular ocorre entre os grãos de maior dimensão, e a superfície será mais rugosa.

Deve-se considerar que além dos aspectos superficiais das misturas asfálticas, a proporção de materiais finos também influi diretamente nos parâmetros de desempenho mecânico e de resistência discorridos no capítulo anterior, podendo constituir tanto estruturas mais estáveis quanto extremamente frágeis se mal dosados os percentuais destas frações.

Para que as frações finas dos materiais desempenhem satisfatoriamente as suas funções de melhoria da resistência e do desempenho mecânico nas misturas asfálticas, além da questão da morfologia sub-angular e textura áspera que devem possuir, os tamanhos das partículas dos arranjos dos grãos empregados na composição das curvas granulométricas deverão ser formulados, preferencialmente, a partir de diâmetros gradualmente reduzidos à metade da abertura da malha da peneira imediatamente maior à fração correspondente, com o intuito de manter uma continuidade da curva e um preenchimento proporcionalmente adequado dos vazios formados pelos grãos de maior tamanho.

Estudos desenvolvidos no Estado do Texas (EUA), onde foram pesquisadas as influências da substituição gradual de areia artificial de calcário por areia natural (em 0%, 5%, 10%, 20% e 40%) nas misturas asfálticas, chegaram às seguintes conclusões (BUTTON et al, 1990):

- Analisando resultados com a implementação de 0%, 20% e 40% de areia natural, verificou-se que as tensões de tração variaram inversamente proporcionais aos teores de vazios das misturas;
- Os resultados dos ensaios de ruptura por tração indireta mostraram uma diminuição na resistência à tração com o aumento da proporção de areia artificial. Atribui-se parcialmente a esta ocorrência, o correspondente aumento no teor de vazios;
- Uma outra hipótese justificável para a diminuição da resistência à tração citada é devido a maior capacidade de absorção de CAP pelas partículas britadas e porosas de calcário (utilizadas na pesquisa), em relação à areia recoberta por silicatos;
- Por outro lado, o acréscimo de areia natural, para qualquer duração de aplicação de carregamento, resulta significativamente em um percentual maior de deformação permanente;

- Nessa pesquisa, particularmente, observou-se que o emprego de um percentual superior a 20% de areia natural é excessivo, não se alcançando pequenas deformações durante longos períodos de carregamento tanto para misturas com baixos ou elevados teores de vazios.

No estudo desenvolvido por RUIZ (1943), considerando os coeficientes de atividade “k” e as densidades dos fíler estudados (Tabela 4.3), observou-se que a atividade da cal hidratada é 1,31 vez maior que a do calcário, através da razão $k_{cal}/k_{calcário}$, o que gerou à conclusão de que para se substituir em uma mistura asfáltica que contenha 6% de fíler calcário, bastariam apenas 4,3% de cal hidratada, para que se obtenha o mesmo aumento de viscosidade do mástique:

$$\%de\ substituição = \%F_1 * ((D_2/D_1)/(k_2/k_1)) \quad (4.4)$$

onde:

$\%F_1$ = teor de fíler presente na mistura;

D_1 = densidade do fíler presente na mistura;

D_2 = densidade do fíler que substituirá o presente na mistura;

k_1 = coeficiente de atividade do fíler presente na mistura; e,

k_2 = coeficiente de atividade do fíler que substituirá o presente na mistura.

Em contrapartida, para se alcançar o mesmo êxito com a substituição dos mesmos 6% de calcário por pó granítico e cimento Portland, seriam necessários 6,01% e 7,97%, respectivamente, o que exemplifica a condição de fíleres ativos tanto do pó calcário quanto da cal hidratada.

Pesquisas sobre os efeitos do tamanho máximo dos agregados sobre as deformações potenciais e outras propriedades das misturas asfalto-agregado, utilizando um calcário britado da pedra *Vulcan Materials* localizada na cidade de Calera, no Estado do Alabama (EUA), projetaram diversas curvas granulométricas com diferentes tamanhos máximos dos agregados - baseados nas especificações da

“*Federal Highway Administration (FHWA)*”, onde para a que utilizava um diâmetro de 3/4" (19,1 mm), foi estabelecida uma percentagem de material passante na peneira nº 200 (0,075 mm) em torno de 5% (BROWN et al, 1990).

Um estudo sobre composições granulométricas com materiais do Estado de Arkansas (EUA) - calcário, granito e cascalho - verificou após comparação com diversos projetos rodoviários da região estudada - através do “*Arkansas State Highway and Transportation Department (ATHD)*”, que a percentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm adotada para composições granulométricas destinadas à construção de camadas de rolamento, era de 6% (ELLIOT et al, 1991).

Análises da relação entre os vazios do agregado mineral junto à graduação dos agregados, através do estudo de dois tipos de materiais - calcário britado e cascalho natural extraído da calha de rios - ambos do Estado de Kentucky (EUA), compuseram curvas granulométricas com invariavelmente 5% de material passante na peneira de abertura 0,075 mm (HUBER et al, 1992).

CARVALHO (1999), em sua dissertação de mestrado, onde estudou as propriedades das misturas asfálticas densas com brita e seixo rolado utilizadas como revestimento de pavimentos no Estado do Pará, utilizou em suas composições granulométricas a percentagem de 2% de cal hidratada passante na peneira de 0,075 mm (importada do Estado do Ceará) na execução das misturas asfálticas que tinham a brita como agregado graúdo.

Pesquisas sobre proposições para mudanças na norma australiana sobre projetos de misturas asfálticas, através do estudo de curvas granulométricas - adotando o parâmetro de algumas Autoridades Rodoviárias Australianas, as quais exigem que o índice peneira (F) / teor de ligante (A), ou seja, %F/%A referente à percentagem passante na peneira com abertura de 0,075 mm, esteja entre 0,6 e 1,2 (homologado pela especificação americana Superpave do Programa SHRP) - estipularam que a

percentagem ótima de 5% para materiais passantes na peneira nº 200 (0,075 mm) seria a ideal para a composição das curvas granulométricas das misturas asfálticas naquele país (para um teor ótimo de ligante “A” de 5%) (TSA, 2001).

É importante esclarecer que o índice proposto através da relação fíler/betume da especificação Superpave, objetiva indicar a deficiência de “CAP livre”, ou seja, aquela fração não aderida aos agregados e que juntamente com o fíler em suspensão formam os mástiques, que atuam na inibição do trincamento das misturas asfálticas, sendo esta deficiência caracterizada quando esta relação apresenta valores elevados, isto é, acima do limite máximo da escala de 0,6 a 1,2 (CERATTI et al, 2003).

Quanto à pesquisa de mercado realizada com as empresas mais influentes no mercado da pavimentação na área de abrangência da pesquisa, foi constatado que os teores de fíler utilizados nas misturas asfálticas são em torno de 2% a 4%.

CAPÍTULO 5

MATERIAIS ESTUDADOS E CURVAS GRANULOMÉTRICAS SELECIONADAS

Neste capítulo serão abordadas algumas propriedades dos materiais constituintes das misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa, visto que muitas destas - conforme citado em capítulos anteriores - podem afetar consideravelmente o desempenho mecânico e as características inerentes à aderência pneu-pavimento.

Tratar-se-á também das curvas granulométricas resultantes da composição de diferentes arranjos dos grãos, bem como das metodologias escolhidas entre as apresentadas no tópico 3.2.2.2, para as suas formulações.

5.1. MATERIAIS ESTUDADOS

5.1.1. Agregados Minerai

Os critérios primários da seleção dos agregados minerais para esta pesquisa foram pautados em função tanto da disponibilidade das ocorrências dos materiais, como dos parâmetros de caracterização normativos laboratoriais.

Como pôde ser visto na Figura 2.6 e Tabela 2.4, no tópico 2.4, foram identificadas as principais jazidas dos materiais empregados correntemente nas obras de pavimentação na área de abrangência da pesquisa, juntamente com a suas classificações geológicas.

A partir de estudos de caracterização preliminares em laboratório das ocorrências dos materiais, de pesquisas realizadas em trabalhos científicos de avaliação dos agregados da Região para fins de pavimentação, como o de CARVALHO (1999), e de consultas às empresas mais atuantes no setor rodoviário no Estado, foram selecionados os agregados como: brita granítica (pedreira Santa Mônica, em

Tracuateua) - $01^{\circ}04'$ S (latitude) e $47^{\circ}54'$ WGr (longitude); e a areia quartzosa de cava do km-21 da rodovia BR-316 (em Santa Maria do Pará) - $01^{\circ}20'$ S (latitude) e $47^{\circ}34'$ WGr (longitude), já apresentados no capítulo 2.

No caso do pó calcário, escolhido para cumprir o papel de fíler nas misturas asfálticas, trata-se de um estudo pioneiro deste material para aplicabilidade em obras de pavimentação na Região Nordeste do Estado, pois atualmente é utilizado apenas para uso na composição de Clínquer no processo de fabricação dos cimentos Portland (em Capanema) - $01^{\circ}11'$ S (latitude) e $47^{\circ}10'$ WGr (longitude).

Alguns ensaios de caracterização foram executados com os agregados selecionados para este estudo e seus resultados são apresentados resumidamente na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Algumas propriedades dos agregados pesquisados.

Propriedade	Método de Ensaio	Resultados			
		Brita	Pó de Pedra	Areia	Pó de Calcário
Abrasão Los Angeles (%)	DNER-ME 35/98 (1998)	31 (< 50)	-	-	-
Massa Específica Real (graúdo) - g/cm ³	DNER-ME 81/98 (1998)	2,643 (Brita 1) 2,631 (Brita 0)	-	-	-
Massa Específica Real (miúdo) - g/cm ³	DNER-ME 84/95 (1995)	-	2,615	2,608	-
Densidade Real (material finamente pulverizado) - g/cm ³	DNER-ME 85/94 (1994)	-	-	-	2,710
Adesividade ao ligante betuminoso	DNER-ME 78/94 (1994)	Má	-	-	-
Teor de Material Pulverulento (%)	NBR 7219/87 (1987)	0,54	-	4,01	-
Teor de Impureza Orgânica (ppm)	NBR 7220/87 (1987)	-	-	200 (< 300)	-
Módulo de Finura (%)	MB - 7 (1987)	6,91	-	1,66	-
Durabilidade (%)	DNER-ME 89/94 (1994)	4,56 de perda	-	-	-
Índice de Forma	NBR 7809/87 (1987)	0,8	-	-	-
Absorção (%)	DNER-ME 81/98 (1998)	0,5 a 0,7	-	-	-

Obs.: Os valores entre parênteses são balizados como limites pelos Métodos de Ensaio.

A perda verificada no ensaio de durabilidade ocorreu em função da quebra ou fendilhamento das partículas de brita, principalmente, naquelas que apresentaram aspectos de intrusão, ou seja, com a presença de solos transportados (aluviões e

coluviões) ou outros minerais aderidos (biotita e muscovita, por exemplo), contribuindo para a maior fragilidade dos grãos (Figura 5.1).



Figura 5.1 - Partículas de rocha granítica com intrusões de solos transportados e minerais nas amostras de brita.

O índice de 0,8 referente à forma da brita leva à constatação prática de uma característica heterogênea do agregado, em que são encontrados muitos grãos com morfologia lamelar junto aos de formato aproximadamente cúbico.

Estes dois aspectos (durabilidade e forma) influenciam bastante no resultado de 31% de desgaste das partículas por choque obtido no Ensaio Los Angeles, haja vista que os grãos lamelares e os oriundos de rochas com intrusões, são mais frágeis em relação aos de forma sub-angular e provenientes de rochas sãs, fatores que contribuiriam na diminuição desta percentagem de desgaste.

Apesar do ensaio de Índice de Forma não se aplicar a agregados miúdos, nesta pesquisa foram realizadas análises microscópicas eletrônicas de varredura (MEV), no Laboratório de Caracterização de Micropartículas (LCM) da Universidade Federal

de Santa Catarina (UFSC), com o intuito conferir a forma e a textura dos grãos componentes da areia (Figura 5.2) e do pó de calcário (Figura 5.3).

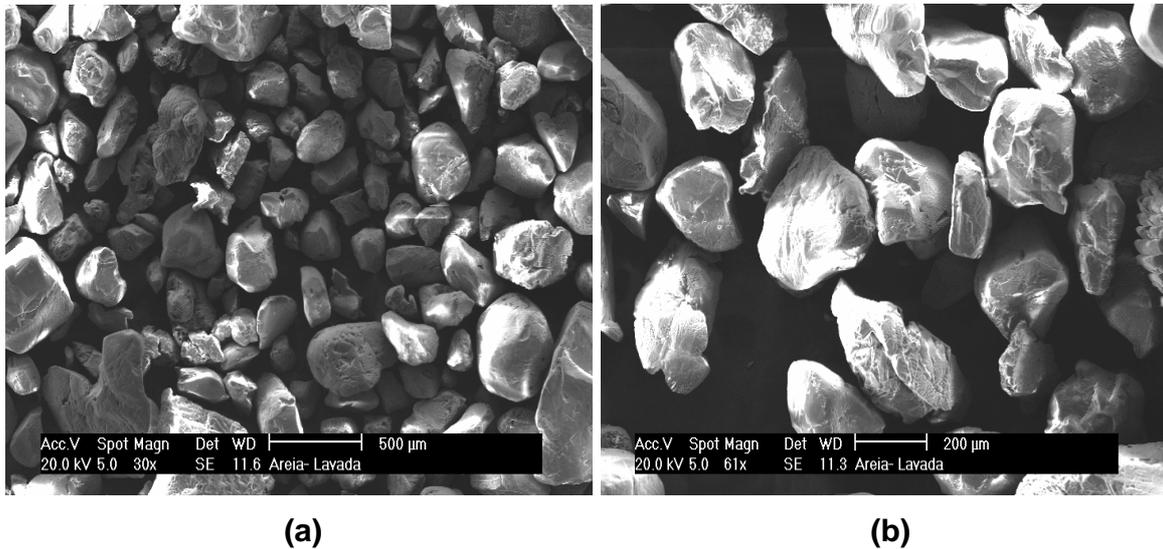


Figura 5.2 - Imagem microscópica dos grãos de areia com ampliação em (a) 30 e (b) 61 vezes.

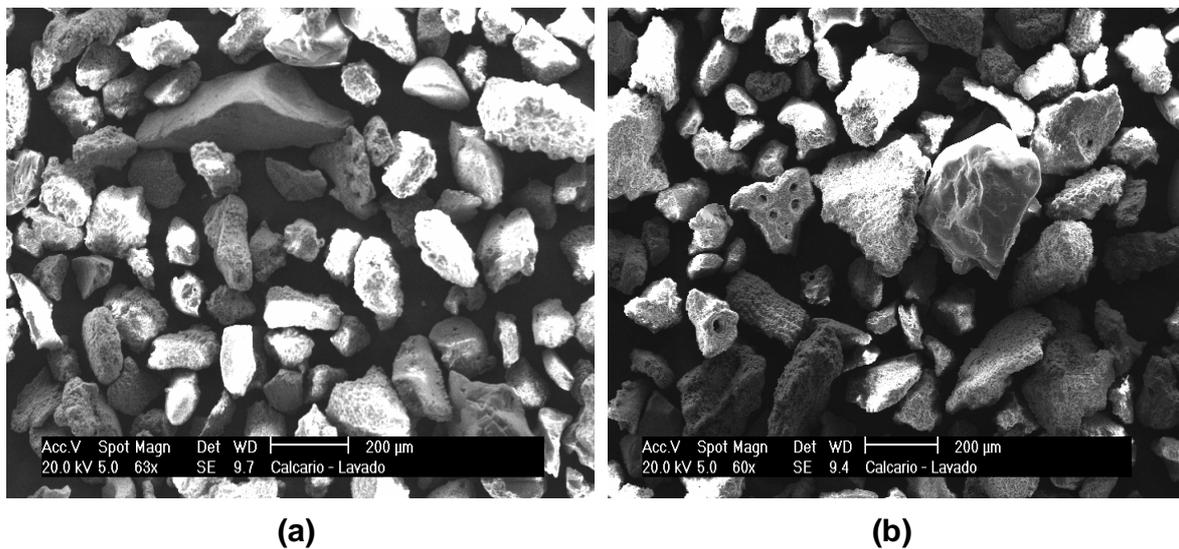


Figura 5.3 - Imagem microscópica dos grãos de pó calcário com ampliação em (a) 63 e (b) 60 vezes.

A forma dos grãos de areia caracteriza-se por ter um aspecto heterogêneo, ou seja, possuindo algumas partículas com tendências esféricas e outras de formato sub-angular (Figura 5.2 a). Entretanto, a textura superficial é áspera, contribuindo para a obtenção de uma boa microtextura do material (Figura 5.2 b).

Esta característica heterogênea da forma dos grãos de areia pode ser bem visualizada quando captadas imagens em câmeras de alta resolução, obtidas no Laboratório de Tecnologia em Pavimentação (LTP) da Universidade de São Paulo (USP) (Figura 5.4).



Figura 5.4 - Imagem capturada de alta resolução dos grãos de areia, evidenciando sua morfologia heterogênea.

Esta heterogeneidade é bastante prejudicial às misturas asfálticas, pois as frações mais esféricas constituem pontos de menor resistência aos esforços de cisalhamento ao serem solicitadas pelas cargas transientes dos veículos, devido resultar um menor ângulo de atrito interno. Contudo, trata-se de um panorama com tendência praticamente invariável neste sentido na Região estudada, não viabilizando alternativas de escolha de outras jazidas que possuam uma condição mais adequada.

No caso do pó calcário, pôde-se identificar uma forma não esférica dos grãos, sendo bastante caracterizados por possuírem arestas vivas e faces ásperas, e principalmente, por apresentarem uma microtextura bastante rugosa, em que podem também ser encontrados muitos grãos de forma aproximadamente cúbica, auxiliando no intertravamento dos grãos nas misturas asfálticas (Figura 5.3 a). Outro fator importante reside no fato de ser oriundo de uma rocha calcária de formação recente (Período Terciário), portanto, de aspecto friável, logo bastante porosa, facilitando a ancoragem dos CAP em suas partículas, favorecendo a formação dos mástiques (Figura 5.3 b).

Ensaio de granulometria por espalhamento de laser de baixo ângulo, também foram executados com amostras do pó calcário, a fim de quantificar o percentual de partículas propiciadoras à formação dos mástiques nas misturas asfálticas, onde segundo a AASHTO¹ *apud* MOTTA et al (2000), correspondem às frações com diâmetros menores que 20 μ m presente no fíler. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia de Minas (LEM) da Universidade de São Paulo (USP) (Figura 5.5).

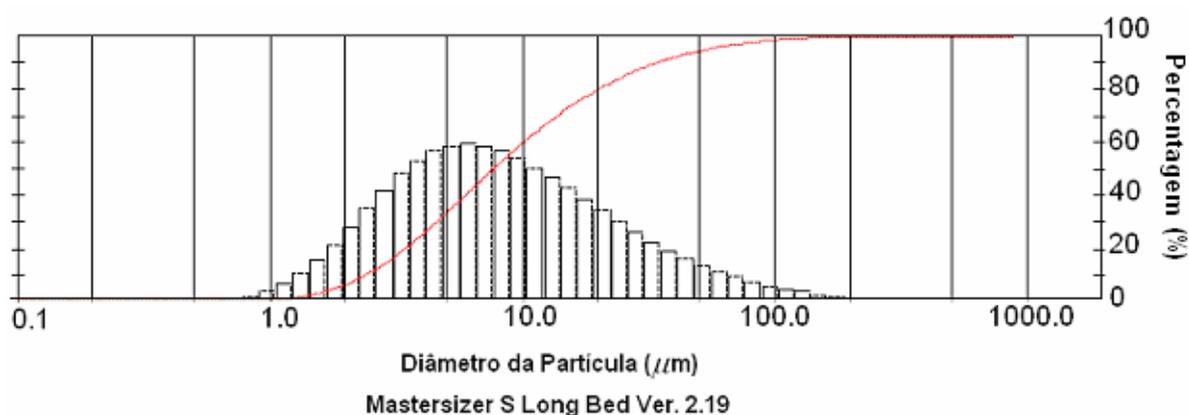


Figura 5.5 - Distribuição granulométrica do pó calcário calcítico, através do método da determinação do tamanho de partículas por espalhamento de laser de baixo ângulo.

O histograma construído a partir do tratamento estatístico realizado junto às amostras ensaiadas exprime uma distribuição normal para a granulometria do pó calcário selecionado para esta pesquisa, onde cerca de 79% (indicado pela trajetória da linha vermelha) dos grãos que compõem o referido material situam-se abaixo do diâmetro de 20 μ m, indicando um excelente potencial deste fíler na formação de mástiques, contribuindo na melhoria da rigidez das misturas asfálticas.

Análises químicas foram realizadas na Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), visando classificar, de acordo com os parâmetros de GUIMARÃES (1952) (Tabela 4.2), a ocorrência do pó calcário estudado (Tabela 5.2).

Tabela 5.2 - Dados da análise química do pó calcário.

Dados da Análise Química	
Elementos	Teores em %
CaCO₃	88,37
MgCO₃	5,39
CaCO₃/MgCO₃	16,40
Carbonato (CO₃)²⁻	41,88
SiO₂	2,99
Al₂O₃	0,74
Fe₂O₃	0,46
Perda ao Fogo a 1100°C	41,62
CaO	49,56
MgO	2,32

Comparando-se os dados das Tabelas 4.2 e 5.2, pode-se classificar o pó calcário estudado como sendo calcítico (com elevada presença de Calcita ou Carbonato de Cálcio), devido a sua relação de CaCO₃/ MgCO₃ ter resultado em um valor acima de 10, e quanto às suas concentrações de impurezas - no caso a Sílica (SiO₂), Óxido Férrico (Fe₂O₃) e Óxido de Alumínio (Al₂O₃) - como estão situadas em uma escala abaixo de 8, conforme parâmetro indicado na classificação de GUIMARÃES (1952) (Tabela 4.2), pode ser considerado como estando em uma forma pura, ou seja, com

níveis de impureza muito pequenos, incorporando desta a forma a seguinte classificação química: pó calcário calcítico puro. Estes resultados retratam a nobreza da composição do material.

5.1.2. Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)

O Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) selecionado para este estudo foi o CAP 50/60 da refinaria da PETROBRÁS S.A. localizada no Estado do Ceará (Lubrificantes e Derivados de Petróleo do Nordeste - LUBNOR), que comercializa apenas este CAP para a área de abrangência da pesquisa.

A caracterização do CAP selecionado mapeou as propriedades influentes no desempenho das misturas asfálticas (Tabela 5.3).

Tabela 5.3 - Propriedades do Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) pesquisado.

Propriedades	Métodos de Ensaio	Resultados CAP 50/60
Viscosidade a 60°C	MB-827	3273 P*
Penetração a 25°C	DNER-ME 03/99 (1999)	54 (0.1 mm)
Ponto de Amolecimento	AASHTO T 53/74 (1974)	53°C
Índice de Suscetibilidade Térmica (IP)	-	- 0,3
Poder de Rigidificação do CAP	AFNOR NF T 66-008 (1993) (60% Filler / 40% CAP)	68°C (15°C a mais em relação ao ponto de amolecimento do CAP Puro)

*Valor extraído de CARVALHO (1999).

O Índice de Suscetibilidade Térmica (IP), também chamado de Índice de Pfeiffer e Van Doormaal, que nas especificações brasileiras pode variar de -1,5 a +1,0, indica a seguinte tendência: valores maiores que +1,0 indicam asfaltos pouco sensíveis a elevadas temperaturas e quebradiços quando a temperatura é baixa, e valores

menores que -1,0 indicam asfaltos muito sensíveis a elevadas temperaturas, ou seja, amolecem rapidamente. O IP é calculado a partir de:

$$\text{IP} = (500 \log P) + (20 \text{ PA}) - 1951 / 120 - (50 \log P) + \text{PA} \quad (5.1)$$

onde:

IP = Índice de Pfeiffer e Van Doormaal;

PA = Ponto de amolecimento do CAP obtido no ensaio de anel e bola (em °C); e

P = Penetração do CAP a 25°C (em 0,1 mm).

Por depender em grande parte da perícia do operador na execução dos ensaios de penetração e ponto de amolecimento de anel e bola, há a possibilidade da obtenção de variações nos resultados dos cálculos do IP para um mesmo tipo de CAP ensaiado. Portanto, os valores que constam na Tabela 5.3, são fruto de uma média aritmética extraída de dez determinações feitas para estes ensaios.

Esta variação foi observada quando verificado o IP fornecido pelo certificado da PETROBRÁS S.A. que acompanhou as amostras de CAP 50/60 requeridas da LUBNOR/CE, onde constava como -0,6. Entretanto, não havia a divulgação do resultado do ensaio de ponto de amolecimento e penetração.

A partir dos resultados expostos na Tabela 5.3, pôde-se verificar que o CAP 50/60, em sua forma pura, caracteriza-se por ser suscetível a elevadas temperaturas.

O ensaio de poder de rigidificação é balizado na Norma Francesa AFNOR NF T 66-008 (1993) para o CAP 60/70, menos viscoso que o CAP 50/60 utilizado nesta pesquisa. No entanto, é válido na tentativa de demonstrar o poder cimentante (rigidificante) do pó calcário na alteração da viscosidade do cimento asfáltico empregado. O resultado obtido encontra-se dentro da faixa de aceitação da norma do referido ensaio para a alteração do ponto de amolecimento (°C) do CAP ($10^{\circ}\text{C} \leq \Delta T \leq 20^{\circ}\text{C}$) quando comparado à sua forma pura.

Ao se incorporar 2%, 4% e 6% de pó calcário em peso, verifica-se uma alteração da viscosidade do material pela formação de um mástique, confirmando o fator benéfico da existência de grãos abaixo de 20 μ m nos fíleres detectados na granulometria a laser, influenciando em uma tendência de melhoria da resistência mecânica das misturas asfálticas, principalmente na questão do aumento do ponto de amolecimento, diminuição da penetração e da suscetibilidade térmica do CAP (Tabela 5.4).

Tabela 5.4 - Dados da alteração da resistência mecânica do CAP 50/60 com a adição do pó calcário.

Propriedades	Tipo de Amostra	Resultados CAP 50/60
Penetração a 25°C	CAP Puro	54 (0.1 mm)
	CAP + 2% de pó calcário	45 (0.1 mm)
	CAP + 4% de pó calcário	39 (0.1 mm)
	CAP + 6% de pó calcário	27 (0.1 mm)
Ponto de Amolecimento	CAP Puro	53°C
	CAP + 2% de pó calcário	57°C
	CAP + 4% de pó calcário	64°C
	CAP + 6% de pó calcário	70°C
Índice de Suscetibilidade Térmica (IP)	CAP Puro	- 0,3
	CAP + 2% de pó calcário	+ 0,2
	CAP + 4% de pó calcário	+ 1,2
	CAP + 6% de pó calcário	+ 1,4

Outro aspecto considerado no estudo do CAP 50/60, foi o de sua adesividade aos agregados selecionados para a composição das misturas asfálticas, utilizando o método de ensaio DNER-ME 78/94 (1994). Os resultados obtidos tanto com a amostra em seu estado puro quanto com a adição de pó calcário (2%, 4% e 6%) não foram satisfatórios, tendo havido a necessidade da utilização de aditivos químicos (*dope*) - especificado como BETUDOPE TB 100, fornecido pela Ipiranga Asfaltos - para que fosse alcançada a adesão satisfatória do CAP ao agregado (Figura 5.6).

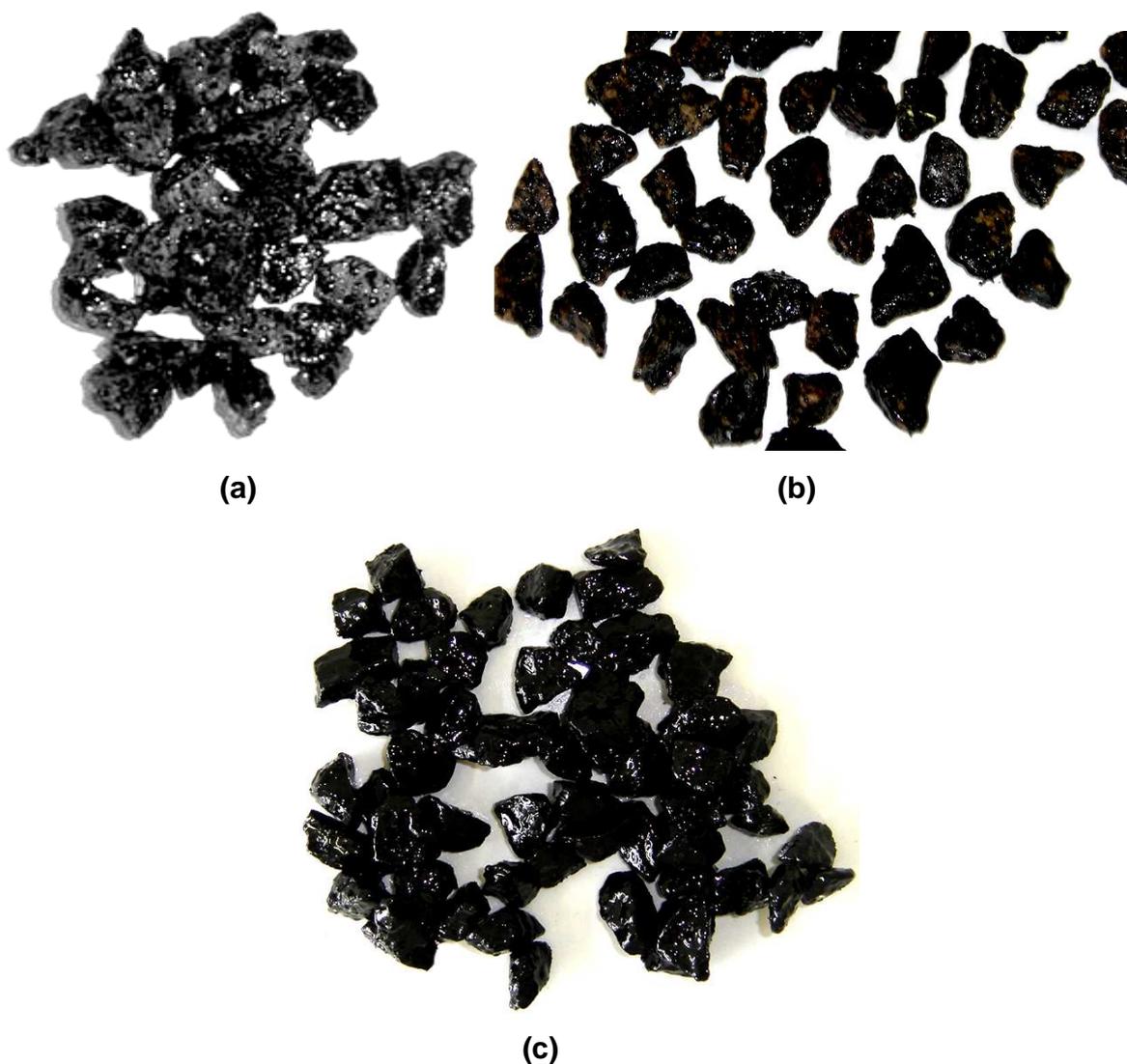


Figura 5.6 - Amostras pós-ensaio de adesividade: (a) CAP puro; (b) com adição de pó calcário; e (c) com adição de pó calcário e *dope*.

Como explanado no tópico 3.2.2.1, a adesividade na interface CAP/agregado é muito dependente da carga elétrica inerente ao mineral formador da composição da rocha de origem. Portanto, como a brita de granito possui característica química eletronegativa, logo constitui um agregado com tendência à péssima adesão ao CAP em sua forma pura (Figura 5.6 a).

Com a adição do pó calcário, por ser oriundo de uma rocha eletropositiva e reagir com os ácidos naftênicos dos CAP, formando um sal insolúvel na água denominado Naftanato de Cálcio, desenvolve a adesividade ativa do fíler na interface CAP/agregado, ocorrendo uma melhora nas condições de adesão (Figura 5.6 b).

Não foram encontradas durante o desenvolvimento desta pesquisa, bibliografias que abordassem a questão da existência de um período ideal necessário à cristalização das partículas do pó calcário para a formação do sal Naftanato de Cálcio quando reage com os ácidos naftênicos dos CAP, o que afetaria a temperatura de amolecimento do mástique.

A adesividade do CAP ao agregado com a incorporação do pó calcário não foi total, devido à rocha calcária de origem possuir um percentual considerável de Carbonato de Cálcio (CO_3)²⁻, em torno de 41,88% (Tabela 5.2), contribuindo para que a composição eletroquímica do fíler não seja completamente catiônica (positiva), tornando parcialmente eletronegativa a superfície do material, prejudicando uma adesão mais adequada na interface CAP/agregado.

Foi necessária então a implementação de um aditivo químico (*dope*) para que fosse possível contornar a problemática de adesividade descrita, tendo sido alcançadas condições satisfatórias com a adição de 1% em peso do CAP (Figura 5.6 c).

A utilização de *dopes* é bastante extensa nas misturas asfálticas, pois se trata de um produto que contribui à diminuição as tensões interfaciais CAP/agregado e CAP/água - permitindo o envolvimento do agregado pelo ligante - e, reagindo com o agregado, forma um composto insolúvel em água que vai constituir uma ligação CAP/agregado, garantindo a adesividade ativa, isto já ocorrendo a partir da utilização de cerca de 0,5% de concentração de *dope* na mistura (SANTANA, 1992).

5.1.2.1. Considerações sobre a Viscosidade do CAP Selecionado

Tem-se consciência de que o tipo de cimento asfáltico escolhido para ser utilizado nas misturas asfálticas nesta pesquisa (CAP 50/60), não é o mais adequado para as condições climáticas da área de abrangência do estudo, pois possui um Índice de Suscetibilidade Térmica que lhe confere vulnerabilidade a elevadas temperaturas, como as que ocorrem na Região Nordeste do Estado do Pará.

Este aspecto preocupa, pois uma vez que os concretos asfálticos herdam a viscoelasticidade dos cimentos asfálticos, o seu comportamento é suscetível às variações de temperatura e da frequência de aplicação da carga, tornando maiores os danos causados nas misturas compostas com CAP mais moles (De La ROCHE, 1996).

Uma experiência envolvendo a construção de um trecho experimental no Estado do Ceará, verificou o comportamento dos CAP 50/60 (por penetração) e CAP 40 (por viscosidade) em regiões climáticas de temperaturas elevadas - no caso a Região Nordeste do Brasil. Os estudos tiveram duas frentes de análise: avaliação da degradação dos trechos experimentais à solicitação de carregamento transiente (veículos e caminhões) através do critério da serventia e ensaios de laboratório com amostras moldadas e extraídas do campo, considerando por exemplo, os parâmetros Marshall. Como era de esperar, chegou-se à conclusão de que o CAP 40 possuía as melhores características, principalmente quanto ao Índice de Suscetibilidade Térmica, de viscosidade, para suportar as condições severas dos climas quentes (RODRIGUES et al, 1995).

Esta mesma conclusão foi obtida em um estudo de placas de misturas asfálticas compostas com seixo rolado submetidas ao ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993), com materiais do Estado do Pará, realizado na Universidade de São Paulo, onde os percentuais de deformação nas placas com CAP 50/60 foram maiores, em torno de 2%, que os das placas contendo CAP 40,

apenas modificando o tipo de ligante, sem qualquer alteração na composição granulométrica (CARVALHO, 1999).

O motivo de não prosperar a produção e a comercialização de um CAP mais consistente pela PETROBRÁS S.A., como o CAP 40, para atender as Regiões Nordeste e Norte do país, a partir dos resultados favoráveis obtidos com a pesquisa citada no parágrafo anterior, é atribuída aos custos envolvidos com a substituição das características do produto (CAP), o que envolveria montantes que a empresa não estaria disposta a investir para implementar o novo fornecimento.

O CAP 50/60 estudado, também foi ensaiado para fins da determinação da Curva de Viscosidade Saybolt-Furol (DNER-ME 04/94, 1994) à 135°C, 149°C e 163°C, tanto em sua forma pura quanto com a adição de 1% de *dope*, a fim de verificar quais implicações o aditivo químico teria na alteração da viscosidade do CAP e conseqüentemente nas temperaturas de usinagem e compactação das misturas asfálticas junto aos ensaios Marshall (Figuras 5.7 e 5.8).

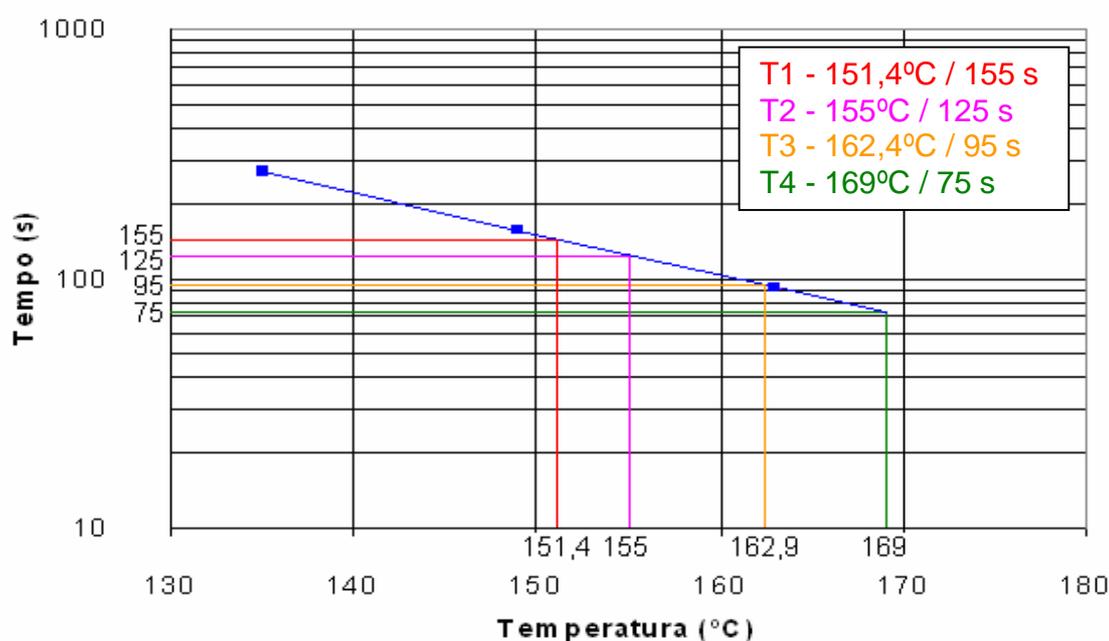


Figura 5.7 - Curva de Viscosidade Saybolt-Furol do CAP 50/60 puro.

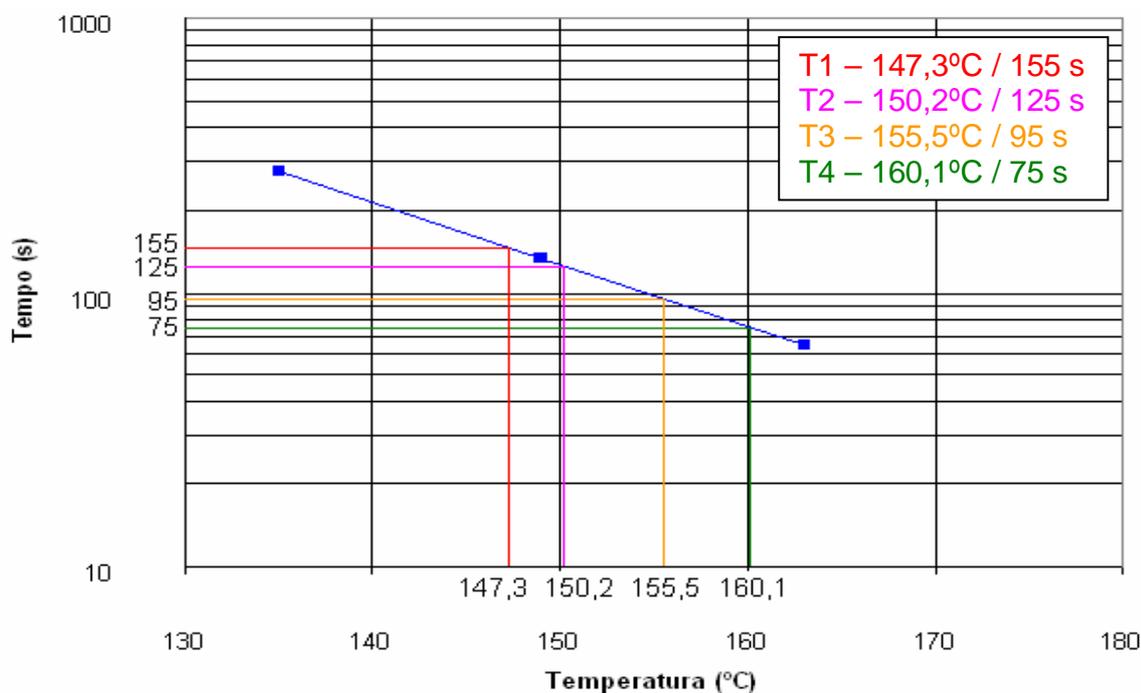


Figura 5.8 - Curva de Viscosidade Saybolt-Furol do CAP 50/60 com 1% de *dope*.

O *dope* (BETUDOPE TB 100 - Ipiranga Asfaltos) empregado nesta pesquisa, com a dosagem de 1% em peso, para a construção da curva de viscosidade apresentada na Figura 5.8, gerou a diminuição da viscosidade do CAP, logo, possibilitando uma diminuição dos valores de temperatura nos intervalos necessários à usinagem (T3 a T4) e compactação (T1 a T2) das misturas asfálticas, tendo sido utilizada a curva da Figura 5.8, portanto, para a execução dos ensaios, pois como explanado anteriormente, foi necessária a adição de *dope* além do pó calcário para se atingir uma adesividade satisfatória na interface CAP/agregado.

5.2. CURVAS GRANULOMÉTRICAS SELECIONADAS

Para a formação dos arranjos dos grãos que compõem as misturas asfálticas nesta pesquisa foi estabelecido que seriam formuladas curvas granulométricas prática e teóricas, recebendo as denominações de CP e CT, respectivamente.

A CP caracteriza-se por ser representativa da Região de estudo e, no Brasil, são projetadas respeitando os limites percentuais das faixas granulométricas homologadas pelo DNIT, para cada abertura da série de peneiras normatizada.

No caso das CT, suas formulações são feitas através de equações, em que se fixam o diâmetro máximo dos grãos da distribuição granulométrica e a percentagem de material passante na peneira de menor abertura da série de peneiras escolhida pelo projetista.

Entre as metodologias de formulação de distribuições granulométricas apresentadas no tópico 3.2.2.2, foram escolhidas as da Faixa C do DNIT para a concepção da CP (por ser a utilizada correntemente na área de abrangência da pesquisa) e, a equação de *Fuller* ou *Talbot* (Equação 3.1) - por apresentar os critérios tecnicamente mais coerentes para a composição de curvas teóricas entre as metodologias abordadas no tópico mencionado.

A série de peneiras constituinte da CP corresponde às aberturas das malhas da Faixa C do DNIT, já apresentadas na Tabela 3.1. A série das CT segue a mesma seqüência da CP até a abertura da malha de 4,76 mm (n° 04), adquirindo uma melhor distribuição dos tamanhos dos granulares finos até a peneira de 0,075 mm (n° 200), com reduções de diâmetros à metade da abertura de malha imediatamente maior, propiciando um melhor preenchimento dos vazios formados pelas frações de maior diâmetro, gerando maior entrosamento entre os grãos, logo garantindo maior estabilidade às misturas (Tabela 5.5).

Tabela 5.5 - Série de peneiras das curvas teóricas utilizada na pesquisa.

Peneiras	Abertura (mm)
3/4"	19,1
1/2"	12,7
3/8"	9,50
Nº04	4,76
Nº10	2,20
Nº16	1,20
Nº30	0,6
Nº50	0,3
Nº100	0,15
Nº200	0,075

As distribuições granulométricas dos materiais selecionados para a execução das misturas asfálticas abrangendo as séries de peneiras das CP e CT são apresentadas (Tabelas 5.6 e 5.7, e Figuras 5.9 e 5.10).

Tabela 5.6 - Distribuição granulométrica dos agregados utilizados na curva prática.

Peneiras	Abertura (mm)	Porcentagem em peso passante (%)				
		Brita 1	Brita 0	Pó de Pedra	Areia	Pó Calcário
3/4"	19,1	100	100	100	100	100
1/2"	12,7	65,1	98,8	100	100	100
3/8"	9,50	19,2	90,8	100	100	100
Nº04	4,76	0,6	35,5	99,4	100	100
Nº10	2,20	0,4	5,9	82,6	99,8	100
Nº40	0,42	0,3	1,4	52,5	75,1	100
Nº80	0,20	0,3	0,6	35,6	21,6	77,1
Nº200	0,075	0,1	0,2	8,8	1,6	50,0

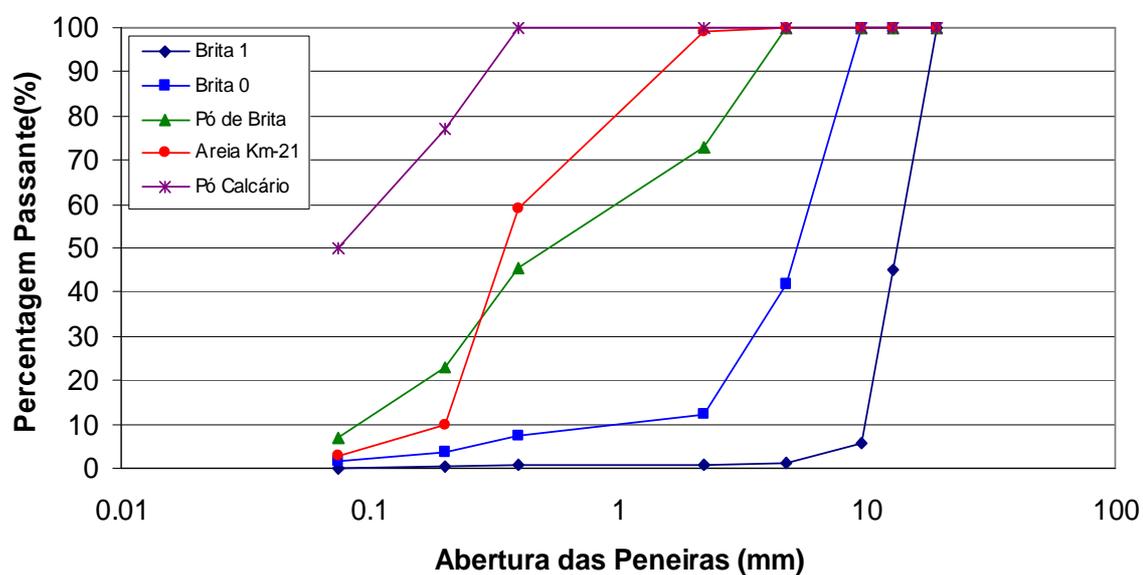


Figura 5.9 - Distribuição granulométrica dos agregados da curva prática.

Tabela 5.7 - Distribuição granulométrica dos agregados utilizados na curva teórica.

Peneiras	Abertura (mm)	Percentagem em peso passante (%)				
		Brita 1	Brita 0	Pó de Pedra	Areia	Pó Calcário
3/4"	19,1	100	100	100	100	100
1/2"	12,7	65,1	98,8	100	100	100
3/8"	9,50	19,2	90,8	100	100	100
Nº04	4,76	0,6	35,5	99,4	100	100
Nº10	2,20	0,4	5,9	82,6	99,8	100
Nº16	1,20	0,3	3,1	71,0	98,4	100
Nº30	0,6	0,3	1,4	52,5	75,1	100
Nº50	0,3	0,3	0,6	35,6	21,6	99,7
Nº100	0,15	0,2	0,4	18,7	4,0	65,0
Nº200	0,075	0,1	0,2	8,8	1,6	49,6

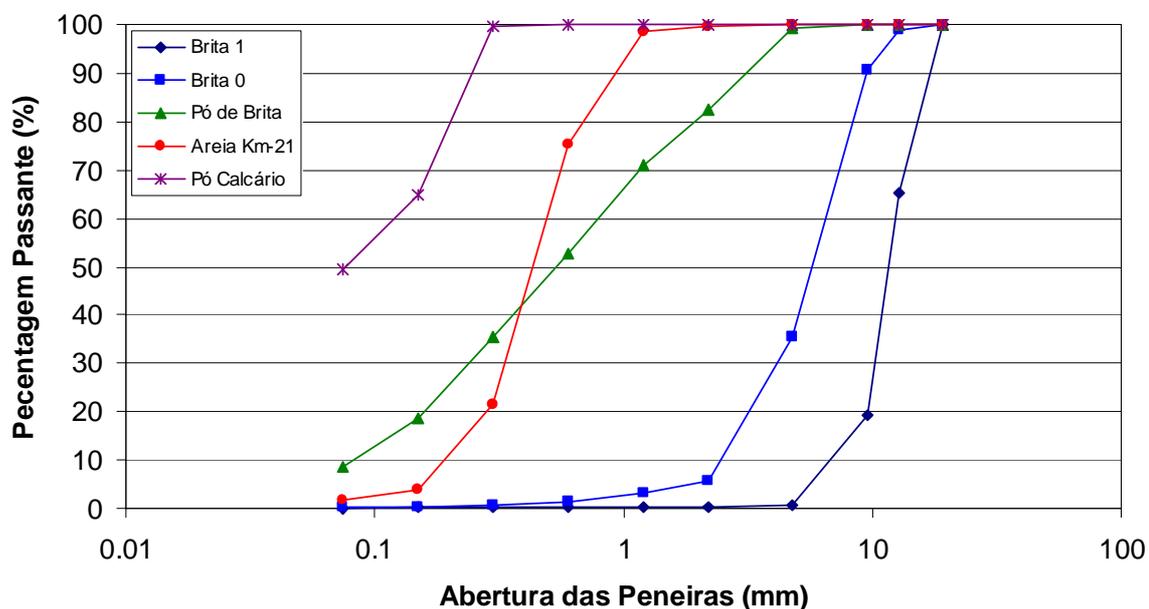


Figura 5.10 - Distribuição granulométrica dos agregados da curva teórica.

A partir dos dados referentes à distribuição granulométrica dos agregados, a CP foi obtida através da soma dos produtos das percentagens das frações de cada agregado passante na série de peneiras normatizada pelo DNIT (Tabela 5.6) pelas proporções percentuais de cada material (selecionadas por tentativa) que melhor se ajustassem aos limites da Faixa C (Tabela 3.1), ou seja, apresentando uma curva com trajetória que fosse a menos descontínua possível, resultando na seguinte composição do arranjo dos grãos (Tabela 5.8 e Figura 5.11).

Tabela 5.8 - Composição do arranjo dos grãos da curva prática.

Brita 1	15%
Brita 0	30%
Pó de Pedra	34%
Areia	17%
Pó Calcário	4%

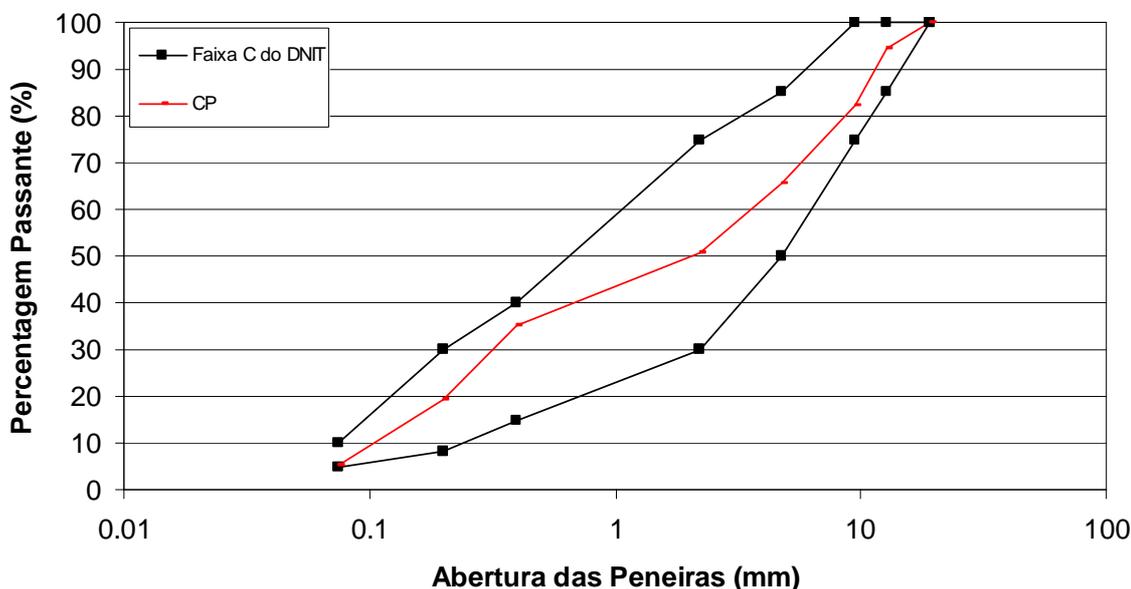


Figura 5.11 - Curva prática enquadrada nos limites percentuais normativos da Faixa C do DNIT.

Pôde-se verificar que o teor de fíler necessário para a composição granulométrica da CP enquadrando-se na faixa de 2% a 4%, conforme vem sendo empregado no campo, de acordo com a pesquisa de mercado realizada junto às empresas atuantes no setor rodoviário na área de abrangência do estudo (tópico 4.3).

Para as CT, formularam-se duas composições de arranjos granulométricos, em que nas aberturas de peneiras compreendendo os diâmetros de 0,6 mm (n°30) a 0,15 mm (n°100), foram utilizados ora somente apenas areia natural de cava e ora apenas areia artificial (proveniente da britagem da rocha granítica que origina a brita), totalizando duas CT, as quais foram denominadas de CT1 e CT2, respectivamente.

Este procedimento foi adotado com a finalidade de verificar a influência da mudança do tipo de agregado empregado nas frações finas no desempenho mecânico das misturas asfálticas.

Para tanto, era necessário serem escolhidos os diâmetros máximos e o percentual passante na peneira de menor abertura da série de peneiras selecionada dos granulares (no caso a peneira de abertura 0,075 mm).

Quanto ao tamanho máximo do agregado nas curvas, foi escolhido o de 3/4" (19,1 mm), por ser o característico da área de abrangência da pesquisa, onde trata-se da peneira de menor diâmetro em que 100% da fração do material utilizado como agregado graúdo - no caso a brita granítica - é passante. Esta condição é válida tanto para a CP quanto para as CT (Tabelas 5.6 e 5.7).

A quantidade de material passante na peneira de abertura 0,075 mm foi definida em função das pesquisas bibliográficas sobre diversos estudos (BROWN et al, 1990; ELLIOT et al, 1991; HUBER et al, 1992), envolvendo curvas granulométricas concebidas com a utilização do pó calcário como material de enchimento nas misturas (tópico 4.3), tendo sido escolhido o percentual de 6% como o mais adequado para ser utilizado.

Explica-se esta escolha, devido as simulações de curvas com percentuais menores ao de 6% indicarem a formação de um arranjo dos grãos de graduação muito aberta, logo mais suscetível aos efeitos degradadores das elevadas precipitações pluviométricas, como a percolação do fluido e posterior desagregação da mistura asfáltica, além de oferecer maiores riscos de oxidação do CAP devido à sua maior porosidade.

As curvas com percentuais maiores que 6% tenderiam a constituir misturas economicamente não atraentes, pois na prática, requereriam uma quantidade muito elevada de fíler para a sua viabilização, além de representarem um risco ao comportamento mecânico das misturas, haja visto a ocorrência de uma diminuição muito grande do volume de vazios nos arranjos granulométricos aliado ao poder de rigidificação considerável do mástique gerado pelo pó calcário, o que tornaria o

comportamento das misturas asfálticas frágil à passagem das cargas transientes dos veículos, contribuindo à uma ruptura mais precoce das camadas de revestimento.

Também foram analisados como critério de escolha do percentual de material passante na peneira de abertura de 0,075 mm, as equações de RUIZ (1943) para o cálculo da concentração volumétrica (C) e concentração crítica (Cs) de um fíler nas misturas asfálticas (Equações 4.1 e 4.2, respectivamente).

Pôde-se comprovar na prática o conteúdo contraditório do conceito de um mástique bem dosado dos experimentos de RUIZ (1943) - fator mencionado em SANTANA (1995) no tópico 4.2 - pois analisando a concentração "C" das CT, através dos resultados calculados a partir da Equação 4.1, verificou-se que para a faixa de teores de CAP geralmente utilizados na dosagem de misturas asfálticas densas (4,5% a 6,5%), o percentual de 6% de material passante na peneira de abertura 0,075 mm, extrapola a condição limite da "Cs" (Equação 4.2) e a faixa de "C" proposta por RUIZ ($C = 0,80$ a $0,90 C_s$) na dosagem do mástique (Tabela 5.9).

Tabela 5.9 - Concentração volumétrica (C), concentração crítica (Cs) para as curvas teóricas com 6% de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e limites propostos para a concentração volumétrica do fíler (pó calcário).

Teores de CAP	Concentração Volumétrica (C)	Cs	Limites de C	
			Inferior	Superior
4,5	0,34	0,25	0,20	0,23
5,0	0,31	0,25	0,20	0,23
5,5	0,29	0,25	0,20	0,23
6,0	0,28	0,25	0,20	0,23
6,5	0,26	0,25	0,20	0,23

Para que pudessem ser alcançados estes limites propostos por RUIZ (1943) nas dosagens dos mástiques, seria necessário diminuir a quantidade de fíler ou aumentar o teor de CAP, o que provocaria a formulação de curvas de graduação abertas ou a exsudação nas misturas por excesso de ligante nas dosagens, acarretando deformações permanentes por fluência, respectivamente.

Para a alternativa de se adicionar mais CAP nos mástiques mesmo depois de dosados, conforme recomenda os procedimentos de dosagem de RUIZ (1943), destrói-se o princípio de um mástique bem dosado, pelas razões já explanadas no tópico 4.2.

No caso da CP, composta com 4% de fíler, a partir do teor de 5,0% até o de 6,5%, houve coincidentemente o enquadramento da “C” abaixo da condição crítica “Cs” do fíler, portanto, dentro dos limites de RUIZ (1943) para uma “C” tida como adequada (Tabela 5.10).

Tabela 5.10 - Concentração volumétrica (C), concentração crítica (Cs) para a curva prática com 4% de material passante na peneira de abertura 0,075 mm e limites propostos para a concentração volumétrica do fíler (pó calcário).

Teores de CAP	Concentração Volumétrica (C)	Cs	Limites de C	
			Inferior	Superior
4.5	0.25	0.25	0.20	0.23
5.0	0.23	0.25	0.20	0.23
5.5	0.22	0.25	0.20	0.23
6.0	0.20	0.25	0.20	0.23
6.5	0.19	0.25	0.20	0.23

O expoente “n” das curvas teóricas na Equação 3.1 de *Fuller* ou *Talbot* foi calculado em função da fixação do diâmetro máximo e da percentagem de material passante na peneira de abertura 0,075 mm, tendo sido obtido tanto para a CT1 quanto para a CT2, a potência de 0,51.

Se fosse diminuída, por exemplo, a quantidade de material passante na peneira de abertura 0,075 mm, para valores em torno de 4% nas CT, em uma simulação realizada, teria sido alcançado para um teor de 5,5% de CAP, um resultado de “Cs” (0,23) que se enquadraria nos limites de “C” propostos por RUIZ (1943) (C = 0,80 a 0,90 Cs), contudo, atingiria-se uma potência de 0,56, o que de acordo com a

classificação do DNER (1996) já seria uma curva de graduação aberta ($0,55 < n < 0,75$) e não densa ($0,35 < n < 0,55$), como é o objetivo de estudo desta pesquisa.

Ainda que a faixa de valores de “n” tenha sido normatizada pelo DNIT com base na Equação 3.3 e não a 3.1, servem como parâmetros indicativos quanto ao tipo de graduação dos arranjos granulométricos das CT.

De posse de todos os elementos necessários para o cálculo das CT, utilizou-se a Equação 3.1 para a montagem da distribuição granulométrica (Tabela 5.11).

Tabela 5.11 - Distribuição granulométrica das curvas teóricas.

Peneiras	Abertura (mm)	Distribuição Granulométrica das Curvas Teóricas (% passante)
3/4"	19,1	100,0
1/2"	12,7	81,3
3/8"	9,50	70,1
Nº04	4,76	49,4
Nº10	2,20	33,4
Nº16	1,20	24,5
Nº30	0,6	17,2
Nº50	0,3	12,1
Nº100	0,15	8,5
Nº200	0,075	6,0

Para a obtenção da participação percentual de cada fração de granulares que comporiam o arranjo dos grãos das curvas teóricas, subtraíram-se em ordem decrescente de abertura da malha da série de peneiras escolhida, os percentuais da distribuição granulométrica exposta na Tabela 5.11 (Tabela 5.12).

Tabela 5.12 - Percentual das frações dos grãos nas curvas teóricas.

Peneiras	Abertura (mm)	Percentual das frações dos grãos das Curvas Teóricas
3/4"	19,1	-
1/2"	12,7	18,7
3/8"	9,50	11,1
Nº04	4,76	20,8
Nº10	2,20	16,1
Nº16	1,20	8,8
Nº30	0,6	7,3
Nº50	0,3	5,1
Nº100	0,15	3,6
Nº200	0,075	2,5
FUNDO	-	6,0

Comparou-se o posicionamento das trajetórias das CT em relação ao da CP, mediante os limites da Faixa C do DNIT. Como tanto a CT1 quanto a CT2 possuem as mesmas séries de peneiras, tendo sido substituído apenas o tipo de granular nas malhas de abertura 0,6 mm (nº 30) a 0,15 mm (nº 100), porém, mantido o diâmetro das frações, as curvas ficaram superpostas (Figura 5.12).

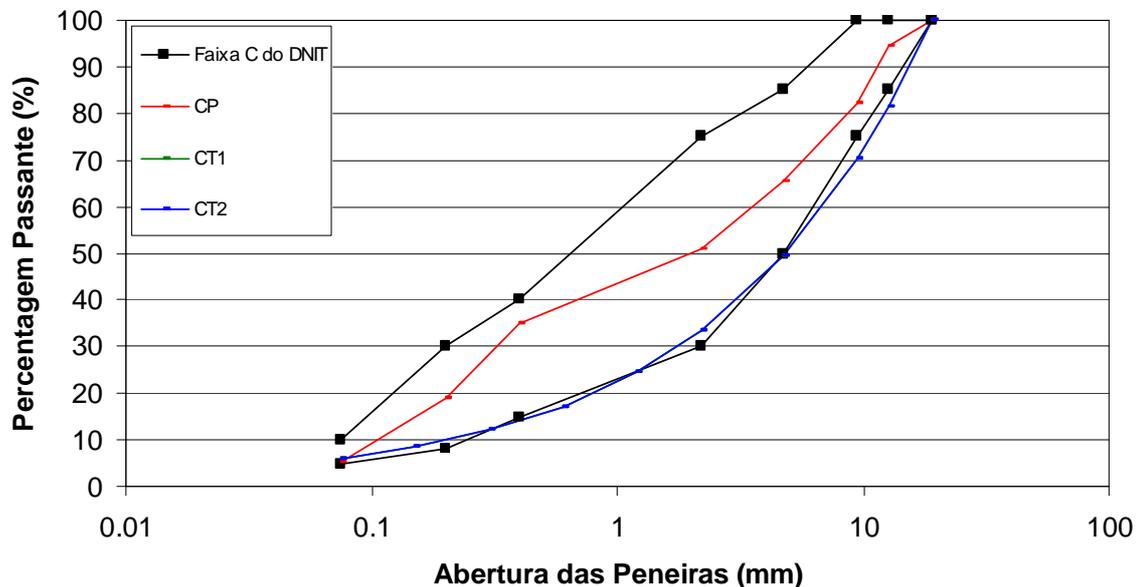


Figura 5.12 - Curvas teóricas comparadas à curva prática mediante os limites da Faixa C do DNIT.

Nota-se que as CT tangenciam os limites inferiores da Faixa C, porém, como não foram formuladas com base nos seus critérios limítrofes, a comparação exposta possui caráter apenas ilustrativo.

Apresentadas as CT, alguns esclarecimentos são necessários para o entendimento dos critérios adotados na escolha da metodologia de suas formulações.

O motivo de não ter sido adotado o conceito de tamanho máximo preconizado pelo DNER (1996) ou o de tamanho nominal máximo do ASPHALT INSTITUTE (1989) (tópico 3.2.2.2), em relação ao grão de maior diâmetro utilizado na distribuição granulométrica das curvas, retrata duas particularidades:

- Ocorre uma quebra da continuidade das curvas (chamados “bicos de papagaio”), ocasionando a diminuição da superfície específica das misturas; e,

- Desencadeamento de erros de composição granulométrica, por razões de quantificações arbitrárias dos granulares pertinentes ao diâmetro tido como tamanho máximo, pois serão obtidos de forma aleatória e não calculada - isto é, imprecisamente - afetando o conceito de máxima densidade das misturas, além de contribuírem para equívocos sistemáticos de peneiramento das frações.

Esta situação da quebra de continuidade das curvas é bastante visível quando comparada à curva de máxima densificação com $n = 0,45$ proposta pelo programa SHRP, calculada com base no conceito do diâmetro nominal máximo dos grãos, em relação às curvas propostas nesta pesquisa calculadas sob a conceituação de diâmetro máximo, ambas as definições regulamentadas pelo ASPHALT INSTITUTE (1989).

Como as faixas granulométricas da ASTM, que são utilizadas pelo programa SHRP, são baseadas no conceito de diâmetro nominal máximo, é iminente - principalmente nos casos de peneiramentos mal executados nas centrais de campo - a retenção de algum material (geralmente tolerado até um limite de 10%) na malha da peneira considerada como o diâmetro máximo do agregado, ou seja, acima da abertura da peneira do diâmetro nominal máximo, que é imediatamente inferior, gerando as discontinuidades nas curvas baseadas neste critério.

Desta forma, quando se tenta encaixar uma curva calculada com base no diâmetro máximo do agregado, sem discontinuidades, em uma faixa granulométrica formulada nos critérios de diâmetro nominal máximo, ocorre a extrapolação dos limites da faixa justamente na zona pertinente a estes diâmetros máximo e nominal máximo (Figura 5.13).

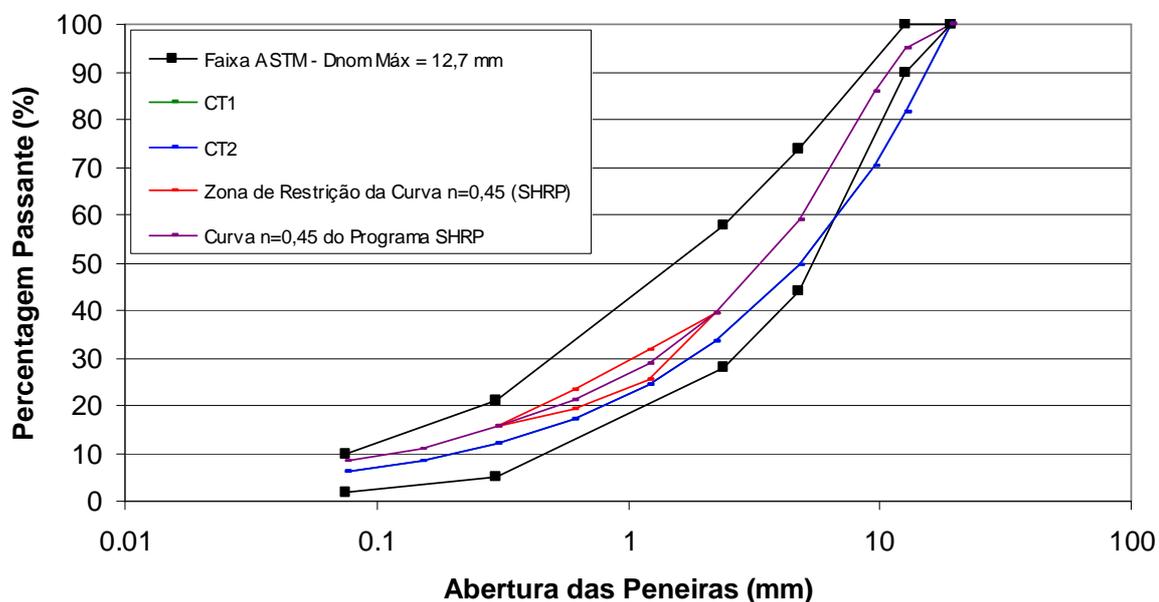


Figura 5.13 - Curvas teóricas comparadas à curva de máxima densificação do programa SHRP mediante os limites da faixa da ASTM para um diâmetro nominal máximo de 12,7 mm.

Como as curvas teóricas calculadas para esta pesquisa têm como diâmetro máximo os granulares com dimensões de 19,1 mm, foi feita uma tentativa de encaixá-las à faixa da ASTM para um diâmetro nominal máximo de 19,1 mm.

Entretanto, a faixa de diâmetro nominal máximo de 19,1 mm foi projetada para agregados com diâmetro máximo de 25,4 mm, ou seja, acima dos 19,1 mm considerados como diâmetro máximo para as curvas propostas nesta pesquisa.

Alia-se a este aspecto o fato dos limites percentuais que compreendem as peneiras de aberturas 2,36 mm (n°8) e 0,075 mm (n° 200) serem menores que os da faixa de diâmetro nominal máximo de 12,7 mm, provocando uma translação da curva granulométrica no interior da faixa de diâmetro nominal máximo de 19,1 mm, adquirindo uma distribuição praticamente igual à da curva de expoente $n = 0,45$, o que na prática não é real (Figura 5.14).

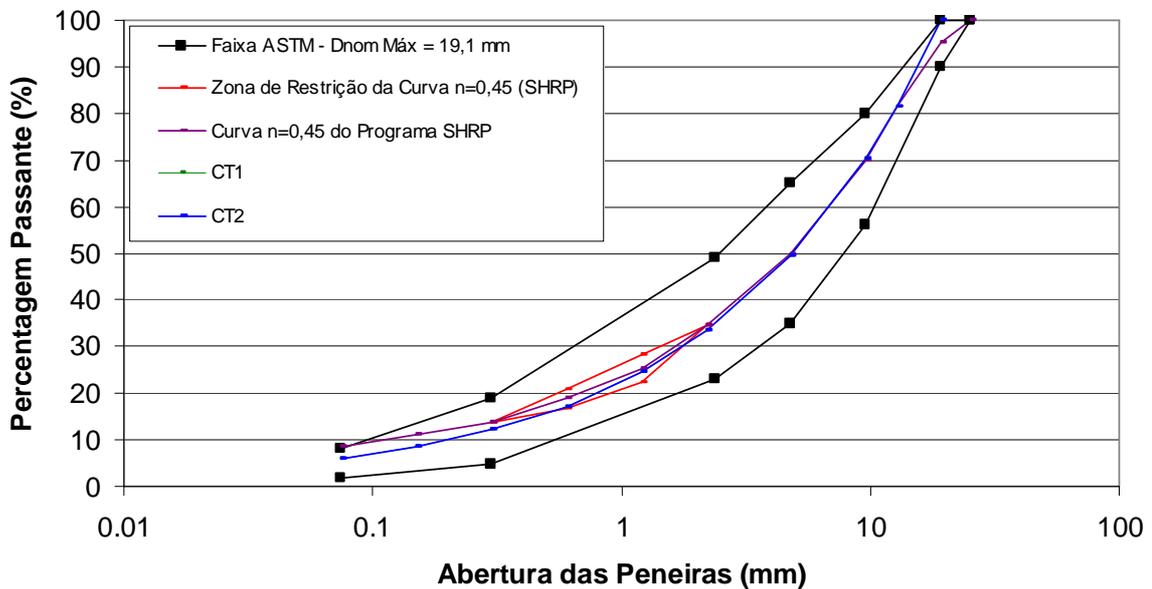


Figura 5.14 - Curvas teóricas comparadas à curva de máxima densificação do programa SHRP mediante os limites da faixa da ASTM para um diâmetro nominal máximo de 19,1 mm.

Por estas razões, a Figura 5.13 é considerada como a situação mais adequada para comparação da distribuição granulométrica das curvas teóricas projetadas para esta pesquisa em relação à curva de expoente $n = 0,45$ do programa SHRP.

O conceito de máxima densificação dos arranjos dos grãos a partir da formulação de curvas granulométricas com a fixação do expoente à potência de 0,45 proposto pelo programa americano SHRP, também foi descartado, pois os expoentes resultantes nas equações devem ser oriundos da distribuição granulométrica calcada na série de peneiras selecionada para a composição das misturas, respeitando as características do agregado da Região de estudo, e não uma constante, pois nem sempre as curvas com $n = 0,45$, são as mais adequadas para aplicação no campo.

CAPÍTULO 6

ENSAIOS LABORATORIAIS

6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Serão efetuadas descrições sucintas dos métodos de ensaio, os quais serão utilizados no estudo das misturas de concreto asfáltico concebidas e selecionadas para testes nesta pesquisa.

A escolha das metodologias apresentadas a seguir foram baseadas no critério de disponibilidade dos equipamentos nas instituições colaboradoras desta pesquisa, em que os ensaios de dosagem e de verificação da desagregação das misturas asfálticas (Ensaio Marshall e Cântabro, respectivamente) foram realizados na Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) e os demais (módulo de resiliência, ruptura por tração indireta - compressão diametral, *Lottman* Modificado, compactação das placas, mancha de areia, drenabilidade, e deformação permanente) na Universidade de São Paulo (USP).

6.2. ENSAIO MARSHALL

Foi homologado como método de ensaio pelo *United States Army Corps of Engineers* (USACE), em 1930 - tendo sido concebido pelo Engenheiro Bruce Marshall, do *Mississippi State Highway Department* - aperfeiçoando e adicionando certos parâmetros no procedimento original, com o desenvolvimento de um critério de dosagem.

Designado no Brasil pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) sob a referência NBR 12891/93 (1993), estabelece uma metodologia de dosagem dos teores ótimos de cimento asfáltico a serem empregados nas misturas asfálticas, através da compactação por impacto de corpos de prova cilíndricos, onde é

selecionado o número de golpes do soquete em função do volume de tráfego estimado, tais como: **50** e **75** golpes, por face do corpo de prova, em que estas quantidades são referentes aos seguintes níveis de tráfego, respectivamente: $10^4 < N \leq 10^6$ e $N > 10^6$, onde “N” é o número de repetições do eixo padrão sobre o pavimento.

O DNIT (DNER-ME 43/95, 1995) estabelece energia de compactação de 75 golpes em cada face para camadas de revestimento e 50 golpes para camadas intermediárias. No caso específico desta pesquisa, como se buscou conceber misturas asfálticas que sejam empregadas em camadas de revestimento, foram moldados corpos de prova com 75 golpes em cada face (Figura 6.1).



Figura 6.1 - Compactador manual do Ensaio Marshall.

O teor ótimo de cimento asfáltico das misturas é obtido através da análise de alguns parâmetros dos concretos asfálticos, como: estabilidade; fluência; relação betume/vazios (RBV); percentagem de vazios (%V); vazios do agregado mineral (VMA) e massa específica aparente dos corpos de prova moldados.

Neste trabalho, foi ensaiada a faixa de teores de CAP compreendida entre 4,5% a 6,5%, com intervalos de 0,5%, sendo construídas curvas de dosagem dos parâmetros citados no parágrafo anterior com cinco pontos, em função de neste intervalo estar situado o teor ótimo a ser empregado de CAP nas misturas asfálticas densas. Este intervalo foi adotado com base em experiências relatadas na literatura técnica, e com a prática na trabalhabilidade destes materiais.

A aquisição dos dados foi obtida através de uma célula de carga com capacidade de 49,03 kN e um extensômetro interligados a um terminal informatizado, comandado pelo programa HP.VEE, acoplado à prensa de ruptura Marshall.

Contudo, apesar de sua larga difusão, o Ensaio Marshall apresenta uma série de limitações, ou até mesmo, inadequações quanto ao seu uso para a indicação das dosagens mais adequadas de CAP para o emprego em misturas asfálticas.

Dependendo das propriedades apresentadas pelo agregado utilizado nas misturas asfálticas, o procedimento de compactação por impacto preconizado pelo ensaio Marshall tende a alterar a granulometria dos materiais granulares, através da quebra dos grãos. Isto pode implicar em uma mudança no comportamento mecânico da mistura asfáltica.

Desta forma, como o processo de compactação no campo é executado através de rolos pneumáticos e lisos por amassamento da mistura asfáltica até que sejam atingidos, na sua espessura final, a densidade e o teor de vazios pré-estabelecidos no estudo de dosagem, a probabilidade de ocorrência de uma alteração da granulometria da mistura é menor se comparada ao processo de compactação por impacto. Logo, supõe-se que o teor ótimo de ligante pode depender do processo de compactação.

6.3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Para a determinação do módulo resiliente das misturas asfálticas foram realizados ensaios por compressão diametral a 25°C junto aos corpos de prova moldados com 75 golpes em cada face no ensaio Marshall - preconizados pelo DNIT e referenciado como DNER-ME 133/94 (1994) - aplicando-se um carregamento cíclico na frequência de 1 Hz, sendo este ciclo subdividido em 0,1 s (tempo de aplicação da carga) e 0,9 s (o tempo de repouso entre as aplicações).

A aquisição de dados foi obtida através de uma célula de carga com capacidade de 49,03 kN, para as tensões verticais, e de um *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT) para os deslocamentos horizontais, que transmitem os dados para um terminal informatizado (Figura 6.2).



Figura 6.2 - Equipamento para determinação do Módulo Resiliente das misturas asfálticas.

O módulo resiliente das misturas asfálticas foi calculado através de:

$$\mathbf{MR = F/100.\Delta H(0,9976\mu+0,2692)} \quad \mathbf{(6.1)}$$

onde:

MR = módulo resiliente em MPa;

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

Δ = deformação resiliente para 300, 400 e 500 aplicações de carga (F), em cm;

H = altura do corpo de prova, em cm; e,

μ = coeficiente de Poisson (0,30).

6.4. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA

Na determinação da resistência à tração das misturas asfálticas foram utilizados os mesmos corpos de prova submetidos ao ensaio de módulo de resiliência, sendo referenciado como NBR 15087/2004, onde os processos de ruptura foram executados por compressão diametral à temperatura controlada de 25°C e em uma prensa Marshall. Os dados foram transmitidos a um terminal informatizado através de uma célula de carga com capacidade de 49,03 kN (Figura 6.3) e calculados a partir de:

$$\mathbf{\sigma_R = 2F/100.\pi.D.H} \quad \mathbf{(6.2)}$$

onde:

σ_R = resistência à tração por compressão diametral, em MPa;

F = carga de ruptura do corpo de prova, em N;

D = diâmetro do corpo de prova, em cm; e,

H = altura do corpo de prova, em cm.



Figura 6.3 - Prensa Marshall utilizada no ensaio de Resistência à Tração Indireta por compressão diametral das misturas asfálticas.

É bastante discutível não somente o procedimento de execução como os resultados que vêm sendo obtidos neste tipo de ensaio, pois de fato, além de não serem realizados nas condições de carregamento reais de campo a que os pavimentos são submetidos, pois aplicam-se os carregamentos diametralmente nos corpos de prova, e não em uma de suas faces, alterando o campo de propagação das tensões de carregamento ao qual as camadas de revestimento são submetidas na prática, assumindo um papel de cunho irreal.

Um estudo sobre a interferência de diversos tipos de carregamento na execução e obtenção de resultados junto aos ensaios de módulo complexo e fadiga das misturas asfálticas, observou que os valores apontados através da tração indireta dos corpos de prova eram os que mais se situavam fora da média estatística avaliada na

pesquisa, em relação aos ensaios de cisalhamento, e com 2, 3 e 4 pontos de carregamento à flexão (DI BENEDETTO et al, 2003).

6.5. ENSAIO CÂNTABRO

Ensaio de origem espanhola (CEDEX NLT - 362/92, 1986), preconizado pela proposta de norma do “*Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) - Centro de Estudios de Carreteras*”, utiliza o equipamento de abrasão Los Angeles sem as esferas metálicas. No Brasil, foi homologado pela ABNT sob a referência NBR 15140/2004. Este ensaio avalia primariamente misturas asfálticas com elevadas percentagens de vazios, ou seja, os revestimentos drenantes, todavia, vem sendo empregado na avaliação de outros tipos de misturas asfálticas.

Avalia de maneira indireta a coesão, resistência à abrasão e à desagregação das misturas.

Consiste em colocar grupos de três corpos de prova com a mesma dosagem de CAP, moldados no equipamento de compactação do Ensaio Marshall, no interior do tambor da máquina de abrasão Los Angeles, a qual é acionada a uma rotação de 33 rpm e, após 300 revoluções, retira-se o corpo de prova e o material eventualmente desprendido. Determina-se a massa do corpo de prova e por relação à massa original, anterior ao ensaio, obtém-se a perda de massa no ensaio Cântabro:

$$DC = ((P - P')/P).100 \quad (6.3)$$

onde:

DC = desgaste da massa do corpo de prova, em %;

P = peso inicial do corpo de prova, em g; e,

P' = peso final do corpo de prova, em g.

O índice de perda do ensaio Cântabro é a média dos valores obtida a partir dos corpos de prova ensaiados. Quanto ao índice numérico aceitável é de no máximo 25% de perda, conforme preconizam a norma CEDEX NLT - 362/92 (1986); especificação DNER-ES 386/99 (1999) (Pré- Misturado a Quente com Asfalto Polímero - Camada Porosa de Atrito) e a NBR 15140/2004. Salienta-se, portanto, que é um índice considerado para misturas com elevada percentagem de volume de vazios.

No entanto, a intenção de executar este tipo de ensaio na avaliação das misturas asfálticas nesta pesquisa - as quais não são caracterizadas como camada porosa de atrito ou drenantes - pauta-se em verificar como as composições dos agregados das curvas escolhidas junto à adição de cimentos asfálticos comportam-se em condições de impacto tão severas, principalmente na avaliação das questões referentes à desagregação das misturas asfálticas e à adesividade nas interfaces CAP/agregado.

Nesta pesquisa foi escolhido o procedimento de desgaste dos corpos de prova em condição úmida, ou seja, após condicionamento em banho Maria a 60°C por um período de 24 h antes de ser submetido às rotações no tambor Los Angeles, em função de ser uma condição mais severa de avaliação da resistência à desagregação do CAP 50/60, visto ser mais suscetível a elevadas temperaturas.

6.6. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR UMIDADE INDUZIDA (ENSAIO *LOTTMAN* MODIFICADO)

Para a avaliação da suscetibilidade à água das misturas asfálticas, foi escolhido o ensaio *Lottman* Modificado, prescrito pela AASHTO sob a designação T - 283/89 (1989). Trata-se da análise da perda da resistência à tração através de um processo de umidade induzida aplicado em corpos de prova compactados com o soquete Marshall, com $7\% \pm 1\%$ de volume de vazios, em que se aplica um número de golpes reduzido (em relação aos 75 estipulados) até que se atinja este patamar de vazios nas misturas asfálticas a serem testadas.

Para a saturação com água de 55% a 80% dos corpos de prova, utiliza-se uma bomba de vácuo, e um dessecador de vidro. O processo de saturação consiste em medir a massa inicial dos corpos de prova e, de posse do volume de vazios, calcula-se a massa de água que deve ocupar os vazios do corpo de prova para atingir o grau de saturação exigida pelo método.

O corpo de prova é imerso em um dessecador com água e em seguida aplica-se o vácuo. Após 15 segundos, retira-se o corpo de prova da imersão e sua massa é determinada. Por comparação de massas é conhecido o grau de saturação que o corpo de prova atingiu. Caso não tenha atingido o mínimo de 55%, é retornado para a imersão e aumenta-se o tempo de permanência sob o vácuo.

Em seguida, os corpos de prova são levados a um congelador à temperatura de aproximadamente -18°C , por 16 horas, no mínimo. Após esta etapa, são conduzidos diretamente a um banho-maria a 60°C por 24 horas. Posteriormente, submetidos novamente a um banho-maria, porém, a 25°C e por apenas 1 hora e, finalmente, ensaiados à tração indireta por compressão diametral.

Os ensaios também são executados sem o condicionamento dos corpos de prova, onde a perda da resistência à tração é avaliada pela razão entre os resultados obtidos com e sem o referido condicionamento, medindo-se então a suscetibilidade à água das misturas asfálticas.

São consideradas misturas com uma boa adesividade, aquelas cujo quociente obtido entre os valores da resistência à tração das misturas condicionadas e não condicionadas (em percentagem), denominado de resistência residual à tração (RRT), compreenderem um patamar de pelo menos 70% (HICKS, 1991). Já a metodologia Superpave do Programa SHRP recomenda valores acima de 80% (AASHTO T 283/89, 1989).

O procedimento de ruptura e aquisição de dados neste ensaio é obtido da mesma maneira como descrito no ensaio de resistência à tração indireta.

A escolha deste ensaio para este estudo justifica-se pela importância da avaliação da eficiência da adesividade na interface CAP/agregado - principalmente no teste dos fíleres que desempenham funções de melhoradores de adesividade - para a área de abrangência da pesquisa, devido a incidência contundente de chuvas na Região Norte do Brasil propiciar uma evolução do processo de desagregação nas misturas asfálticas pela ação danosa da água.

6.7. COMPACTAÇÃO DE PLACAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Este ensaio é preconizado pela AFNOR NF P 98-250-2 (1993), e realizado na mesa compactadora LPC. Para cada tipo de mistura asfáltica estudada nesta pesquisa, em um total de três, foram moldadas duas placas destinadas à determinação da deformação permanente.

Os agregados são colocados na estufa a uma temperatura conforme determinado nos cálculos baseados na curva de viscosidade do CAP estudado (tópico 5.1.2.1), por um período mínimo de 4 horas. O cimento asfáltico obedece ao controle de temperatura de usinagem também estipulado na curva de viscosidade do CAP.

Tem-se que a quantidade de mistura asfáltica necessária a ser usinada é determinada em função da densidade aparente da mistura compactada (no caso desta pesquisa, através do Ensaio Marshall). Pela composição granulométrica são estabelecidas as massas de cada fração do agregado, sendo pesadas estas frações, do agregado já quente, e colocadas no recipiente da misturadora, este por sua vez já estando em temperatura compatível com a do agregado. Em seguida, pesa-se o ligante que deve estar na temperatura ideal para a mistura da massa e incorpora-se ao agregado.

As placas compactadas nesta pesquisa foram colocadas em moldes de aço com formato retangular e contendo as seguintes dimensões: 180 mm de largura; 500 mm de comprimento e 50 mm de altura (Figura 6.4).



Figura 6.4 - Molde metálico de compactação das placas.

A compactação é realizada em uma mesa compactadora nos mesmos requisitos preconizados pelo LPC, sendo que o processo de compactação é feito através de amassamento das misturas asfálticas por rodas de pneus, onde podem ser variadas as suas pressões, as cargas no eixo de solicitação e a trajetória da roda sobre a placa a ser compactada, sendo todas estas condicionantes controladas por comandos provenientes de terminais informatizados (Figura 6.5).



Figura 6.5 - Mesa compactadora das placas das misturas asfálticas.

6.8. DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE PLACAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Este ensaio também é preconizado pela AFNOR NF P 98-253-1 (1993). Consiste na continuação dos ensaios de compactação das misturas asfálticas citado no tópico anterior.

Com as placas de prova compactadas, dá-se seqüência ao ensaio introduzindo-as na máquina de deformação permanente, a qual é provida de uma câmara de aquecimento interno, capaz de atingir até 70°C. Este equipamento testa duas placas simultaneamente à deformação permanente com a passagem de um eixo simples de roda simples (Figura 6.6).



Figura 6.6 - Câmara termo-regulada da máquina de deformação permanente.

Registra-se inicialmente, através de extensômetros, a distância inicial do ponto de leitura até a superfície da placa moldada (Figura 6.7).



Figura 6.7 - Extensômetros utilizados para leitura das profundidades das deformações.

Estes registros são realizados em 15 pontos distintos em cinco seções transversais com três pontos em cada uma delas (Figura 6.8).

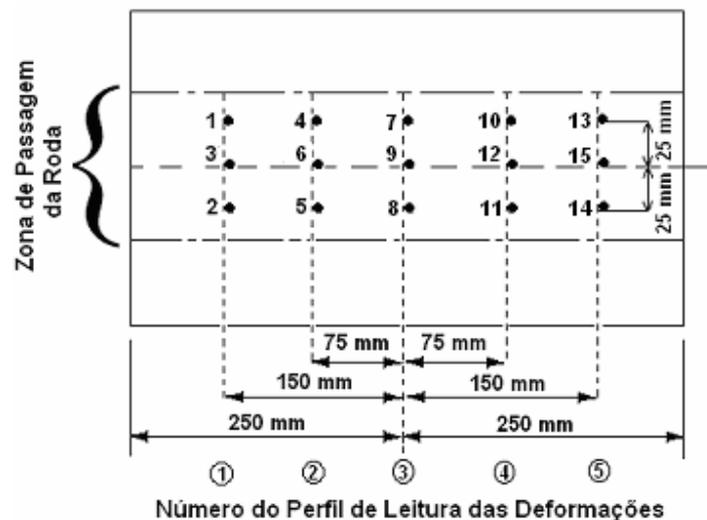


Figura 6.8 - Desenho esquemático da zona de transiência da carga solicitante da máquina de deformação permanente e os respectivos pontos de leitura das deformações na placa.

O carregamento é dado por pneu de borracha liso, com carga e pressão de inflação controladas por um sistema de comando eletro-mecânico. A cada duas passagens (ida e volta) do eixo resultam em um ciclo. Antes do início dos ciclos é necessário que a temperatura no interior da câmara térmica atinja 60°C, consumindo para isto um tempo de, no mínimo, 4 horas. Em seguida, são feitas medições com 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 30000 ciclos, obtendo, para cada um destes ciclos, a média dos afundamentos gerados pela ação do carregamento, sempre em relação às medidas iniciais.

Interrompe-se o ensaio sempre que o valor do afundamento médio alcance 15% em relação à espessura da placa.

Os percentuais correspondentes aos afundamentos nas trilhas de roda são calculados a partir de:

$$Y = A.(N/1000)^b \quad (6.4)$$

onde:

Y = profundidade da deformação a N ciclos;

A = profundidade da deformação a 1000 ciclos;

N = número de ciclos; e,

b = inclinação da reta em coordenadas logarítmicas.

No caso específico desta pesquisa, como foram estudadas misturas asfálticas densas, definidas pela AFNOR como BBSG (*Béton Bitumineux Semi-Grenus*), o critério de tolerância dos afundamentos de trilha de roda permitidos para aceitação destas misturas como camada de revestimentos é de 5% do total da espessura da placa, para vias em geral e rodovias com um volume de tráfego intenso, após 30000 ciclos de solicitação. Para os casos de tráfegos considerados de baixo volume, a tolerância sobe para 10% (AFNOR NF P 98-130).

Convém lembrar que estes percentuais admissíveis de deformação foram definidos com base na legislação de classificação e quantificação da frota circulante nas pistas francesas, onde o eixo padrão de solicitação é de 13 t, portanto, maior que o normatizado para as equações de dimensionamento do DNIT, que é de 8,2 t, logo, constitui condições mais severas que as consideradas no Brasil.

Isto significa que, comparativamente, para serem atingidos os mesmos volumes de tráfego no Brasil, comparado às condições francesas, necessita-se de uma quantidade maior de solicitação do pavimento.

Por estas razões, a tendência conclusiva dos trabalhos que vêm sendo realizados pelos pesquisadores sobre as interpretações dos ensaios de deformação permanente, pode ser assim expressa (MOMM, 1998):

- Em geral, as misturas asfálticas que apresentem em laboratório, deformações permanentes em conformidade com os limiares especificados para a camada de revestimento em particular, no campo não apresentam deformação permanente provocadas pela camada asfáltica; e,

- Nos casos opostos, isto é, quando houve deformação permanente no campo, foram encontradas uma ou mais deficiências de controle dos materiais usados: mudança de origem do CAP; poluição acidental do CAP (contaminação); heterogeneidade do material britado; deficiência na avaliação das densidades dos granulares, etc.

6.9. MANCHA DE AREIA

Os ensaios de mancha de areia foram realizados sobre a superfície das placas, ainda virgens, moldadas na mesa compactadora citada no ensaio do tópico 6.7. (Figura 6.9).



Figura 6.9 - Medição da macrotextura da mistura asfáltica em placas através do ensaio da Mancha de Areia.

Os procedimentos prescritos na norma francesa LCPC RG-2/71 (1971), foram seguidos para a determinação da altura média da mancha de areia (HS) das misturas testadas, onde espalhavam-se as amostras de areia calibrada sobre a superfície das placas e com o soquete de base de borracha exibido na Figura 6.9 executaram-se

movimentos circulares até que não fosse possível uma propagação maior da mancha de areia. A HS sobre a camada de revestimento era determinada através de:

$$HS = 4V / \pi(D_m)^2 \quad (6.5)$$

onde:

HS = altura média da macrotextura média da camada de revestimento (cm);

V = volume de material a ser espalhado (cm³); e,

D_m = diâmetro médio formado pelo espalhamento do material (cm).

Com base em outras pesquisas já realizadas envolvendo ensaios de mancha de areia sobre placas, antecipa-se a informação de que o volume padronizado de material (areia esférica) de 25 cm³ foi modificado. Isto porque as dimensões da placa não comportam um volume tão grande de material ao ser espalhado sobre sua superfície, impedindo a correta execução do ensaio, pela não formação do círculo com o auxílio do soquete com base emborrachada (Figura 6.9). Por isso, determina-se que a altura da mancha de areia seja determinada utilizando um volume de areia padronizada com aproximadamente 12,5 cm³, ou seja, reduzido à metade da quantidade padronizada.

Não há parâmetros oficialmente homologados quanto aos resultados que devem ser acatados como satisfatórios em relação a este ensaio. PASQUET (1968), contudo, apresenta uma classificação da textura superficial em função da altura da mancha de areia, bem difundida em grande parte do mundo, de modo a analisar a aderência pneu-pavimento em superfícies molhadas (Tabela 6.1).

Tabela 6.1 - Classes de textura superficial em função da altura da mancha de areia (PASQUET, 1968).

Classes	Características Superficiais	Altura da mancha de areia (mm)	Observações
A	Texturas muito finas	$H < 0,2$	Superfícies não desejáveis
B	Texturas finas	$0,2 \leq H < 0,4$	Superfícies a serem usadas preferencialmente em áreas urbanas
C	Texturas médias	$0,4 \leq H < 0,8$	Estendido a superfícies com tráfego de 80 km/h a 120 km/h
D	Texturas rugosas	$0,8 \leq H < 1,2$	Estendido a superfícies com tráfego acima de 120 km/h
E	Texturas muito rugosas	$H > 1,2$	Superfícies a serem utilizadas apenas em condições especiais, como por exemplo: zonas de clima muito frio e presença de gelo na superfície

Estas classes, contudo, estão definidas a partir da análise superficial de misturas asfálticas projetadas de maneira diferente à metodologia brasileira e em condições pluviométricas distintas, onde a França apresenta índices anuais de aproximadamente 900 mm/ano, enquanto a área de abrangência desta pesquisa conta com um acúmulo pluviométrico em torno de 2800 mm/ano a 3000 mm/ano. Um estudo mais aprofundado em âmbito nacional poderia indicar quais limites classificatórios seriam mais adequados às condições do Brasil.

Deve-se ressaltar também que as indústrias produtoras de acessórios automotivos, como pneus e freios, vêm alcançando progressivamente padrões de excelente qualidade de 1968 até a atualidade, o que resulta em veículos mais seguros ao usuário, possuindo melhores condições de drenabilidade e de aderência pneu-pavimento, respectivamente, gerando condições que poderiam alterar as relações de velocidade e textura preconizadas por PASQUET (1968).

FERREIRA (2002), avaliou a macrotextura de trechos pavimentados de rodovias estaduais situadas na Região Insular do município de Florianópolis, utilizou este ensaio com base nas avaliações de resultados propostos por PASQUET (1968), tendo concluído que apesar de ser um bom parâmetro classificatório, é considerado menos rigoroso em relação às análises feitas a partir da quantificação da espessura da lâmina d'água e do conceito da “*i-ézima hora*”.

6.10. DRENABILIDADE

O método de medida da drenabilidade da água utiliza um cilindro plástico transparente, com aproximadamente 4 ½” ($\cong 114,3$ mm) de diâmetro, com abertura circular de 2” (50 mm) de diâmetro para o escoamento da água em quantidade padronizada, pelo fundo do recipiente. A base deste cilindro é provida de um anel de borracha rígida que faz contato com a superfície do pavimento. No orifício de escoamento da água, coloca-se um tamponamento para vedação.

No cilindro transparente têm-se duas marcações de modo a delimitar um volume interno padronizado de água. O cilindro apoiado sobre a superfície é preenchido com água (Figura 6.10). Após a retirada da tampa de vedação do fundo do cilindro, cronometra-se o tempo gasto para que o volume de água entre as duas marcas seja escoado, iniciando a cronometragem quando o fluido ultrapassa a marcação superior e parando-a ao atingir a marcação inferior do cilindro. Este princípio é similar ao proposto pela norma francesa AFNOR NF P 98-254-3 (1993).



Figura 6.10 - Drenômetro.

Parece não existirem parâmetros normativos para este ensaio quanto ao tempo a ser adotado como ideal para o escoamento da água sobre a superfície dos pavimentos asfálticos (FERREIRA, 2002). Este critério fica estipulado face às experiências realizadas em outras pesquisas e da função a que se destina a mistura projetada no campo.

CAPÍTULO 7

RESULTADOS E ANÁLISES DOS DADOS OBTIDOS

7.1. ENSAIO MARSHALL

A análise dos parâmetros do Ensaio Marshall (estabilidade, fluência, RBV, volume de vazios e densidade aparente) foram realizadas a partir dos procedimentos de ruptura dos corpos de prova cilíndricos moldados com o soquete Marshall, totalizando entre as três curvas granulométricas estudadas uma amostragem de 75 corpos de prova, em que para cada curva moldaram-se grupos de cinco unidades a cada teor da faixa de CAP estipulado para dosagem (4,5% a 6,5%), conforme explanado no tópico 6.2.

São apresentados os resultados, para as curvas granulométricas formuladas nesta pesquisa, que determinaram a escolha dos teores ótimos de CAP para as dosagens das misturas asfálticas (Tabela 7.1 e Figuras 7.1 a 7.3).

Tabela 7.1 - Parâmetros de análise do Ensaio Marshall.

Curva Granulométrica	Parâmetros Marshall						Teor ótimo de CAP (%)
	Massa Específica Aparente (g/cm ³)	Estabilidade (kN)	% Vazios	RBV (%)	Fluência (mm)	VAM (%)	
CT 1	2,33	11,14	4,1	78,5	2,9	16,4	5,5
CT 2	2,34	11,39	4,9	78,0	2,5	17,0	5,5
CP	2,32	10,79	4,5	80,0	3,0	17,1	6,1

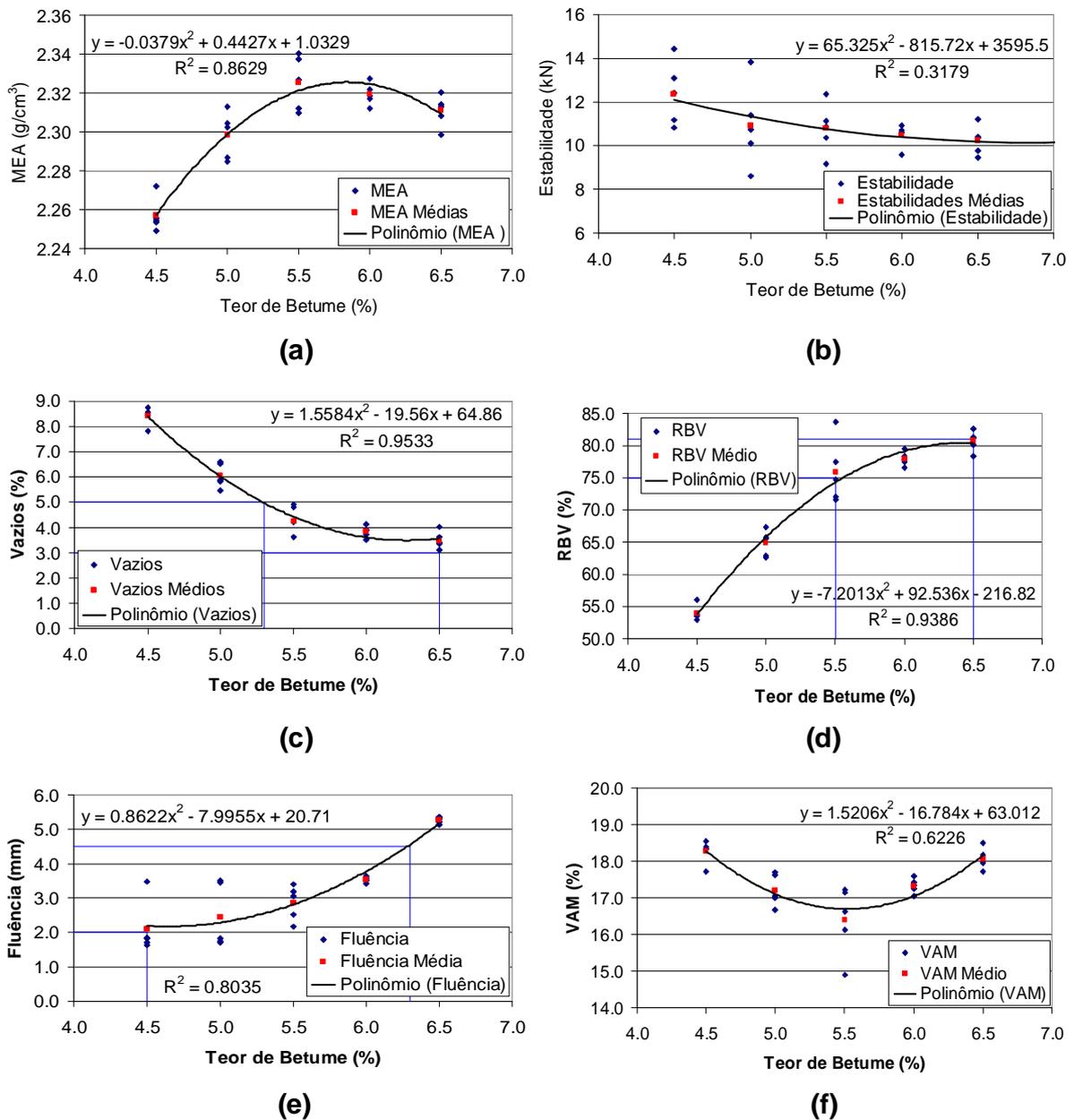
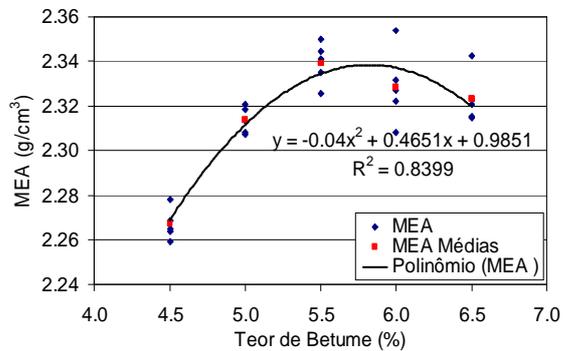
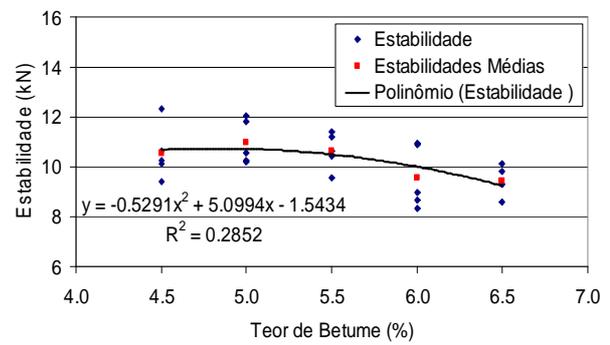


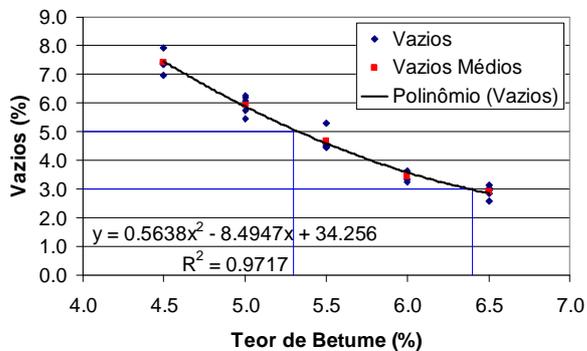
Figura 7.1 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da CT1: (a) Massa Específica Aparente; (b) Estabilidade; (c) Percentagem de Vazios; (d) Relação Betume/Vazios (RBV); (e) Fluência e; (f) Vazios do Agregado Mineral (VAM).



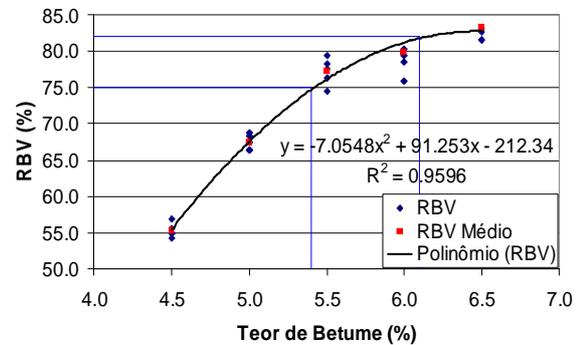
(a)



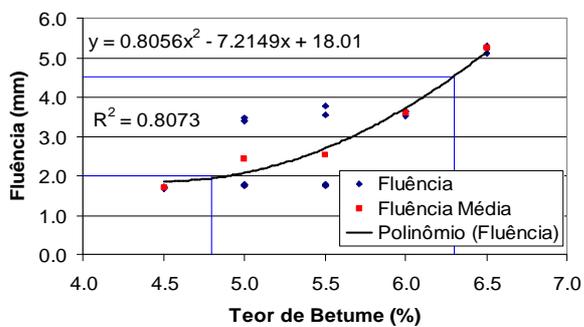
(b)



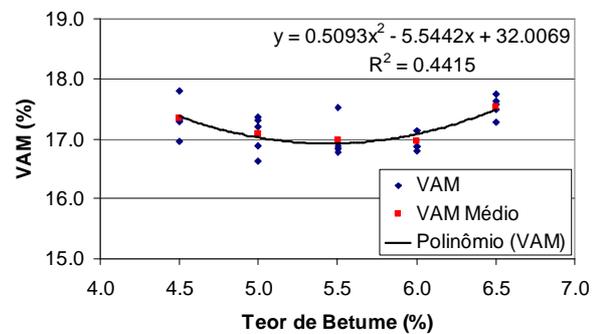
(c)



(d)

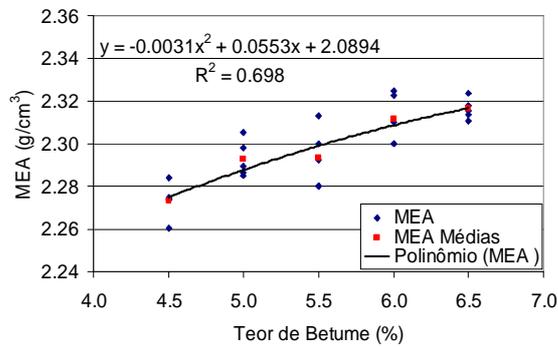


(e)

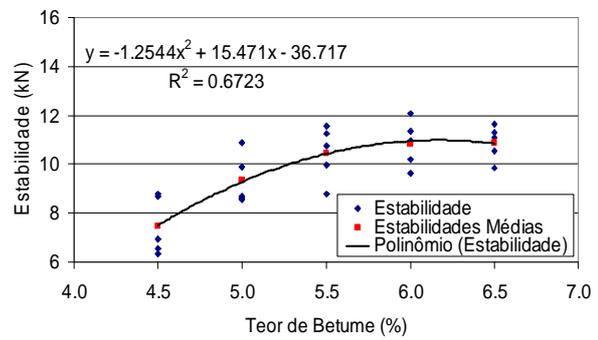


(f)

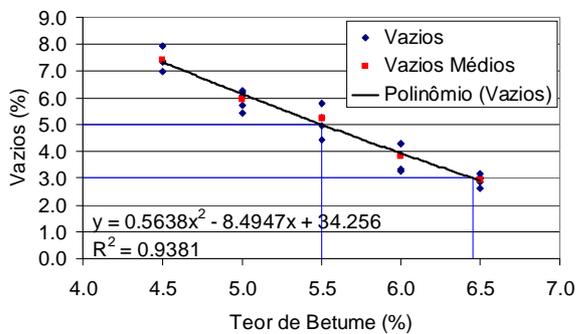
Figura 7.2 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da CT2: (a) Massa Específica Aparente; (b) Estabilidade; (c) Percentagem de Vazios; (d) Relação Betume/Vazios (RBV); (e) Fluência e; (f) Vazios do Agregado Mineral (VAM).



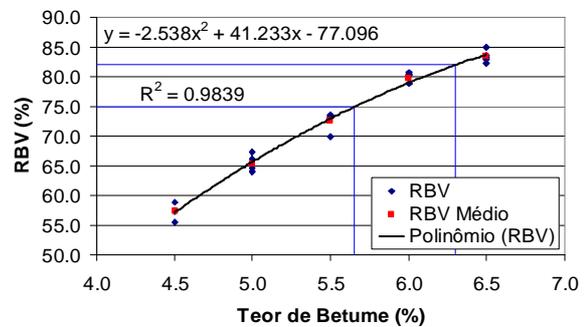
(a)



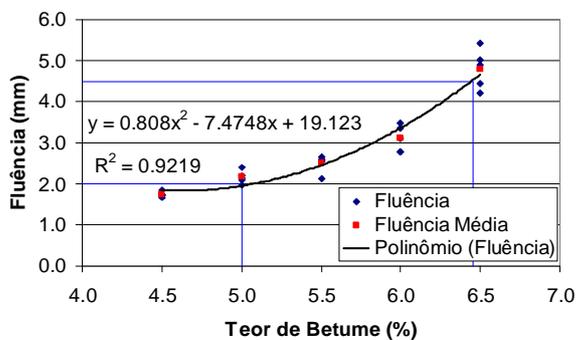
(b)



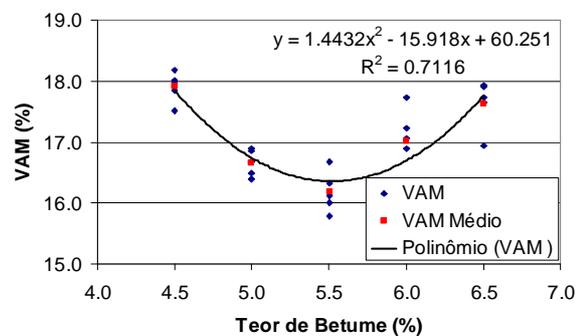
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 7.3 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da CP: (a) Massa Específica Aparente; (b) Estabilidade; (c) Percentagem de Vazios; (d) Relação Betume/Vazios (RBV); (e) Fluência e; (f) Vazios do Agregado Mineral (VAM).

Os resultados apresentados indicaram os seguintes teores ótimos de CAP para as curvas granulométricas: 5,5% para as CT1 e CT2 e, 6,1% para a CP.

Contudo, o valor de 6,1% obtido para a dosagem de CAP da curva prática sofreu uma redução de 0,3%, pois com base no trabalho de CARVALHO (1999), onde foi estudado um arranjo de grãos para uma CP semelhante ao desta pesquisa, também utilizando materiais do Nordeste do Estado do Pará, verificou-se que o teor de 6,2% (obtido em seus experimentos) indicado como ótimo pelo Ensaio Marshall acarretou problemas de afundamento excessivo por fluência nas trilhas de roda nos ensaios de deformação permanente (acima de 15%), tendo sido possível a realização do ensaio somente até 10000 ciclos dos 30000 previstos em norma (tópico 6.8) das placas das misturas asfálticas. Foram alcançados níveis de deformações menores, em torno de 8% a 30000 ciclos, com a redução de 0,3% de CAP, ou seja, com 5,9%.

Logo, o teor ótimo de CAP considerado para a CP estudada nesta pesquisa foi de 5,8%.

Interpretando os resultados expostos na Tabela 7.1, pode-se inferir que:

- Os valores de massa específica aparente e estabilidade apresentaram-se maiores para a CT2, haja vista a composição desta curva ser praticamente toda formada por materiais britados, com exceção do fíler (pó calcário), adquirindo um intertravamento maior entre os grãos por possuírem morfologias sub-angulares, logo mais resistentes aos esforços de cisalhamento nas misturas asfálticas;
- Como a série de abertura das malhas das peneiras compreendidas entre os diâmetros de 19,1 mm a 4,76 mm e a partir de 0,075 mm (fíler) é a mesma para todas as curvas (incluindo também o tipo de agregado utilizado), tem-se que as frações situadas entre as peneiras de 2,2 mm a 0,15 mm (para as CT) e de 2,2 mm a 0,20 mm (para a CP) são as que balizam o volume de vazios obtidos no arranjo dos grãos;
- Por esta razão, a CT1 em função de conter do total de 40,9% de material situado entre as graduações de 2,2 mm a 0,15 mm, 24,9% de areia artificial e 16% de areia

natural, apresenta o menor índice de agregados britados entre as misturas estudadas, contribuindo para que possua o menor volume de vazios;

- O percentual de vazios na CT2 foi maior que na curva teórica CT1, pois sua composição granulométrica entre os diâmetros de 2,2 mm a 0,15 mm é composta somente por materiais de morfologia sub-angular, em um total de 40,9% de agregados britados, sendo o maior entre todas as misturas, possibilitando a geração de ângulos de atrito maiores entre as partículas, propiciando um número maior de vazios que os obtidos com a presença de grãos de formato arredondado (areia natural);

- No caso da CP, apesar de possuir uma concentração excessiva de materiais finos entre as peneiras de 2,2 mm a 0,20 mm, seu teor intermediário de vazios (entre os obtidos pelas CT) explica-se através da própria distribuição granulométrica dos materiais que compõem a curva, sendo formada por 34% de areia artificial e 17% de areia natural, portanto, comportando um índice de materiais britados situado entre as CT;

- A fluência da CT2 foi a menor entre as três estudadas, em função das explicações já citadas sobre a morfologia sub-angular da composição de seus granulares. A CT1 obteve deformações um pouco maiores devido à presença dos grãos de formato arredondado que compõem parte das ocorrências da areia de cava utilizada nesta pesquisa, os quais oferecem uma resistência ao cisalhamento menor que os agregados britados, tornando as misturas asfálticas mais suscetíveis a deformações. A CP apresentou o maior valor, devido a uma presença considerável de materiais finos e mal distribuídos em sua composição (34% de pó de pedra e 17% de areia), fazendo com que os agregados graúdos praticamente fossem envolvidos completamente pelas frações finas, de acordo com a análise das amostras pós-rompimento, prejudicando a estabilidade do arranjo dos grãos e resultando em deformações maiores em comparação às CT.

Os vazios do agregado mineral (VAM) também foram considerados nesta pesquisa, por tratar-se de um índice de suma importância na verificação do teor ótimo de CAP escolhido ser suficiente para recobrir as partículas dos agregados nas misturas asfálticas, fator nem sempre assegurado pelos limites normativos da RBV. Seu valor mínimo é estipulado para uma mistura asfáltica através de um ábaco, em função do diâmetro máximo do grão que compõe sua distribuição granulométrica e sua respectiva massa específica real (Figura 7.4).

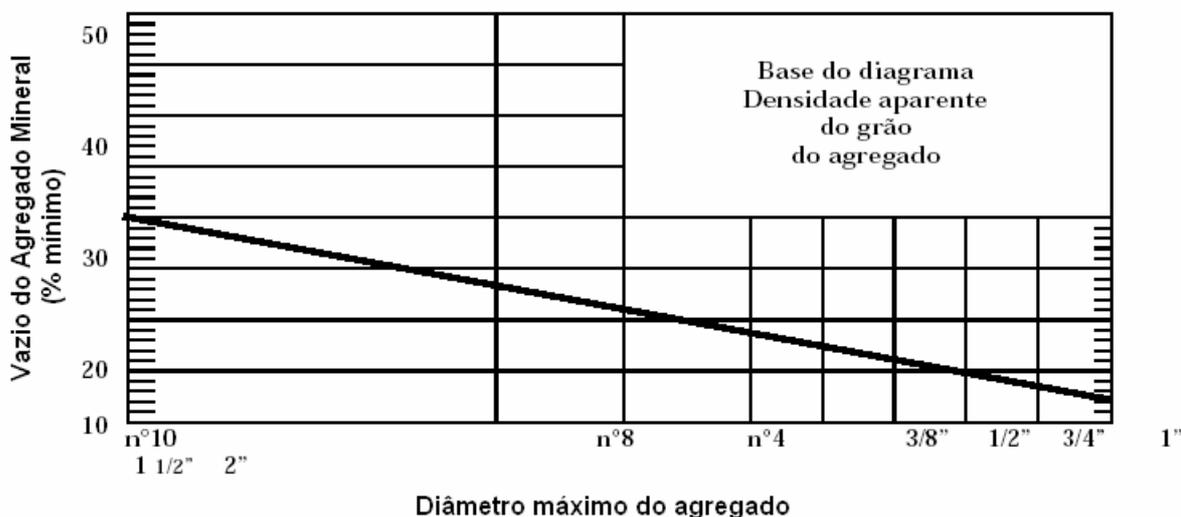


Figura 7.4 - Ábaco para determinação da porcentagem mínima de VAM nas misturas asfálticas (DNER-ES 313/97).

Como a dimensão máxima do agregado utilizado nesta pesquisa foi de 19,1 mm (3/4"), tem-se pelo ábaco exposto que a porcentagem mínima de vazios do agregado mineral (VAM) que satisfaria a condição exigida para as misturas asfálticas estudadas seria de 14%. Tendo resultado o VAM em 16,4%, 17,0% e 16,3%, para a CT1, CT2 e CP, respectivamente, conclui-se que os teores ótimos escolhidos pela avaliação dos parâmetros de dosagem do Ensaio Marshall são suficientes para recobrirem as partículas dos agregados dos arranjos dos grãos das curvas granulométricas.

7.2. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

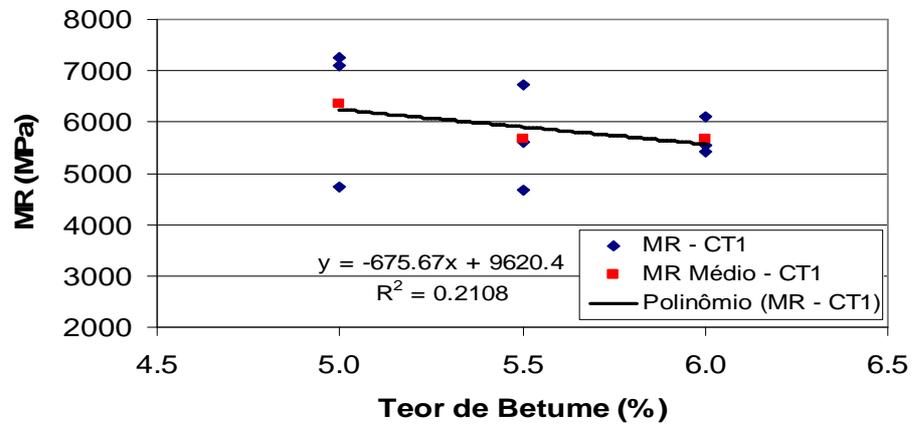
Os corpos de prova submetidos ao ensaio para a determinação do módulo de resiliência foram oriundos da moldagem realizada através do equipamento de compactação do Ensaio Marshall.

Como os teores ótimos de CAP obtidos após as análises finais dos parâmetros do Ensaio Marshall para as CT e CP foram de 5,5% e 5,8%, respectivamente, a faixa de valores selecionada para verificação dos resultados compreendeu os teores de CAP em 5,0%, 5,5% e 6,0%, para cada curva. Quatro unidades de cada teor de CAP mencionado foram ensaiadas, totalizando entre as três misturas asfálticas estudadas, 36 corpos de prova, contudo, como alguns valores expúrios foram obtidos em algumas unidades, a amostragem foi reduzida para 27 unidades, sendo três para cada teor de CAP.

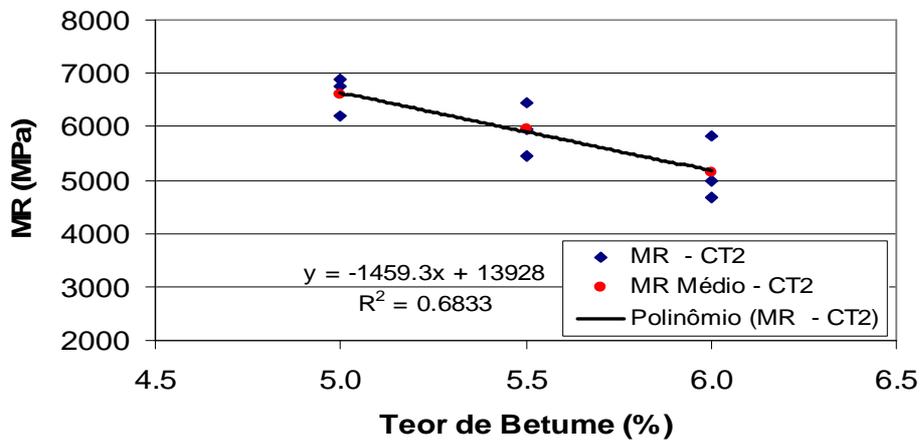
Os resultados dos ensaios constam na Tabela 7.2 e Figura 7.5.

Tabela 7.2 - Módulo de Resiliência das misturas asfálticas, em MPa.

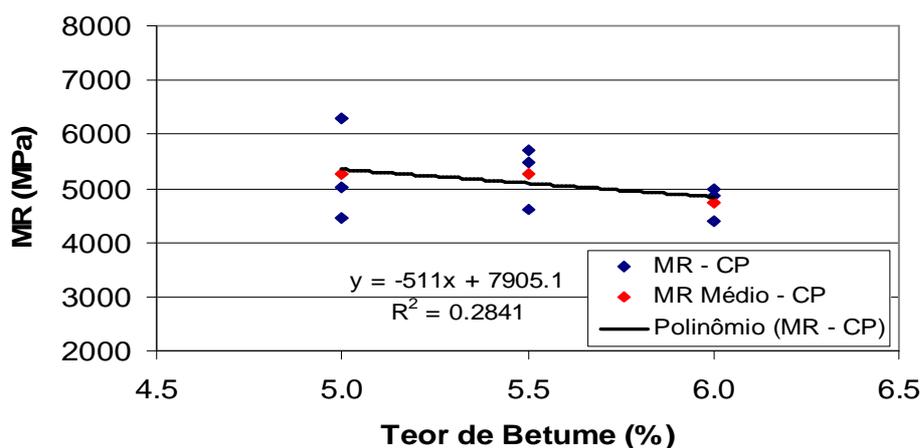
Teor de CAP (%)	CT1		CT2		CP	
	MR (CT1)	MR Médio (CT1)	MR (CT2)	MR Médio (CT2)	MR (CP)	MR Médio (CP)
5,0	4729	6358	6885	6610	6305	5261
	7090		6755		4464	
	7255		6189		5015	
5,5	5406	5682	5455	5946	4624	5272
	5537		5946		5486	
	6104		6437		5706	
6,0	5818	5150	4669	5672	4972	4750
	4970		6732		4874	
	4663		5616		4405	



(a)



(b)



(c)

Figura 7.5 - Representação gráfica dos resultados do módulo de resiliência das misturas asfálticas: (a) CT1; (b) CT2 e; (c) CP.

Observando os resultados dos ensaios podem ser destacados três fatores que influenciam na rigidez das misturas asfálticas: distribuição granulométrica dos agregados nas curvas; morfologia dos grãos e comportamento viscoelástico do CAP.

Entre as CT, o fato da CT2 ter alcançado um módulo médio 4,4% maior que o da CT1 (valores correspondentes ao teor ótimo de 5,5% de CAP), concerne ao aspecto de possuir todas as suas frações de materiais finos até a peneira de abertura de 0,15 mm, provenientes de agregados britados, portanto, com formas sub-angulares, possibilitando um melhor intertravamento entre as partículas, aumentando a rigidez das misturas. Ao contrário da CT1, que entre as malhas de abertura 0,6 mm a 0,15 mm, é constituída de areia com heterogeneidades na morfologia dos grãos de sua ocorrência (sub-angulares e arredondados), em 16%, onde as frações arredondadas contribuem para que haja uma resistência menor aos pulsos de carregamentos verticais, devido à formação de um ângulo de atrito menor entre as partículas, acarretando maiores deslocamentos horizontais dos corpos de prova, caracterizando perda de rigidez da mistura asfáltica.

A CP apresentou os menores módulos entre todas as curvas estudadas, sendo este fator explicado pela presença excessiva de finos mal distribuídos na composição do arranjo dos grãos (34% de pó de pedra e 17% de areia), ocasionando uma espécie de “flutuação” dos agregados graúdos em meio à massa de agregados miúdos, observada após a ruptura dos corpos de prova, não contribuindo a uma boa estabilidade e a um intertravamento adequados entre as partículas, gerando maior suscetibilidade aos pulsos de carga verticais aplicados nos corpos de prova, gerando uma perda maior de rigidez em relação às CT, conforme exibido na Tabela 7.2.

É corrente nos resultados apresentados, como era de se esperar, a tendência de redução dos valores dos módulos à medida que aumenta o teor de CAP nas misturas. Esta constatação fundamenta-se no fato de que o CAP 50/60 utilizado nesta pesquisa é de uma consistência baixa para as condições climáticas da área de abrangência da pesquisa, isto é, mole.

Portanto, elevando-se o teor de ligante - ainda que ocorra o aumento da película que envolve os agregados, favorecendo a resistência ao desgaste das misturas asfálticas - contribui-se ao aumento do comportamento viscoelástico da mistura, ocorrendo o aumento dos deslocamentos (deformações) e conseqüentemente reduzindo os módulos de rigidez.

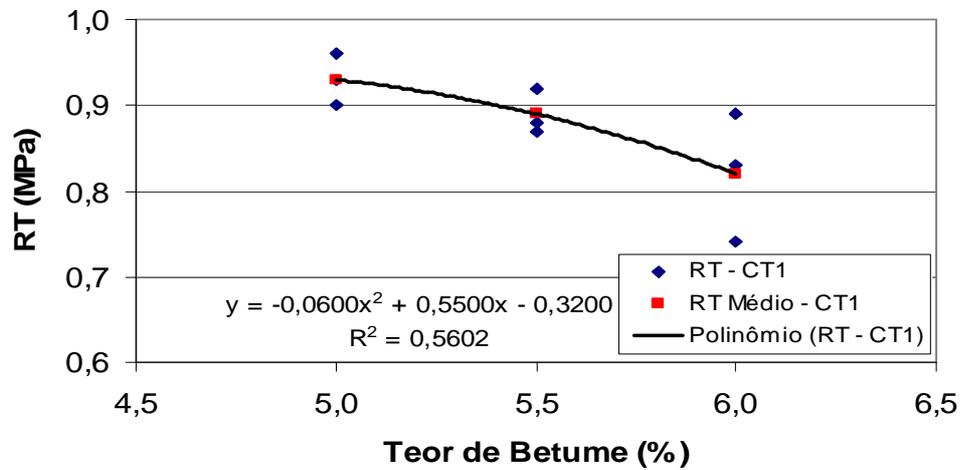
O resultado do módulo médio para uma CP elaborada com materiais da Região Nordeste do Estado do Pará, em CARVALHO (1999), mostrou similaridade aos valores apresentados pela CP deste trabalho, em que para um teor ótimo de 5,9% foi alcançado o valor de 5232 MPa, enquanto a presente pesquisa obteve módulos de 5272 MPa e 4750 MPa, com 5,5% e 6,0% de CAP, respectivamente, evidenciando que para o teor ótimo de 5,8% obtido pela dosagem Marshall da CP (tópico 7.1), os resultados estão muito próximos.

7.3. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA

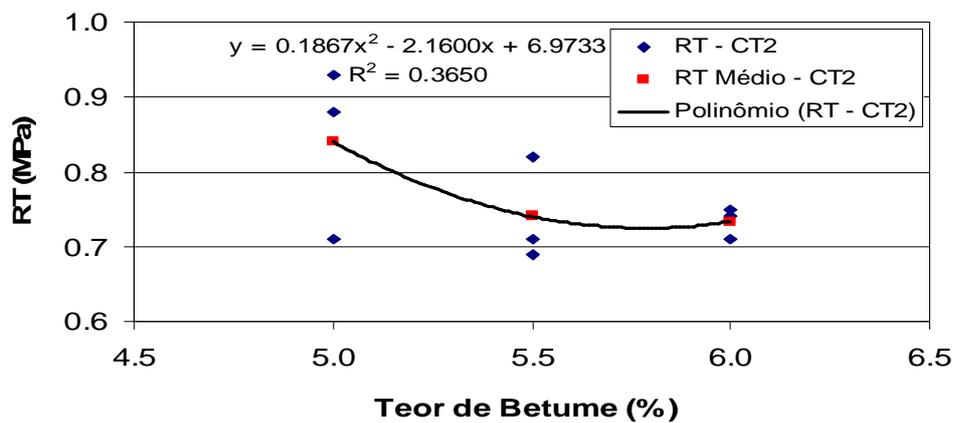
A mesma amostragem de 27 corpos de prova utilizada na determinação do módulo de resiliência foi submetida ao ensaio de resistência à tração indireta das misturas asfálticas estudadas. Os resultados são expostos na Tabela 7.3 e Figura 7.6.

Tabela 7.3 - Resistência à tração indireta das misturas asfálticas, em MPa.

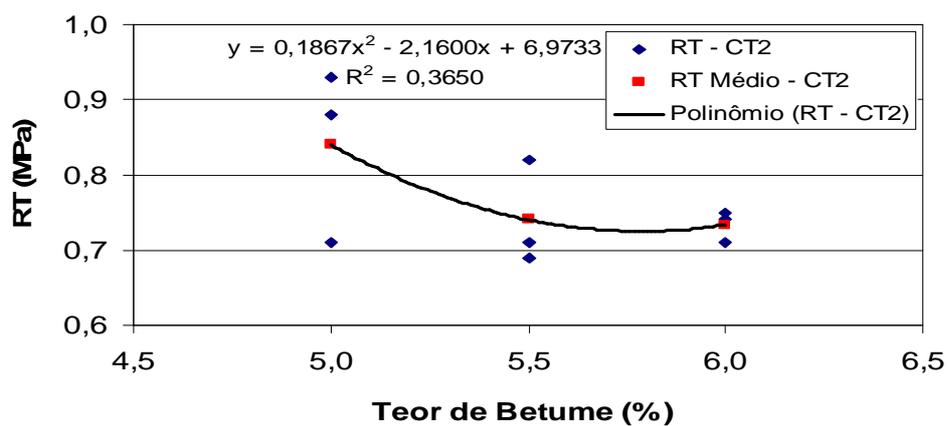
Teor de CAP (%)	CT1		CT2		CP	
	RT (CT1)	RT Médio (CT1)	RT (CT2)	RT Médio (CT2)	RT (CP)	RT Médio (CP)
5,0	0,90	0,93	0,71	0,84	0,80	0,84
	0,93		0,88		0,82	
	0,96		0,93		0,90	
5,5	0,92	0,89	0,71	0,74	0,91	0,88
	0,88		0,69		0,87	
	0,87		0,82		0,87	
6,0	0,89	0,82	0,71	0,73	0,80	0,82
	0,83		0,75		0,76	
	0,74		0,74		0,90	



(a)



(b)



(c)

Figura 7.6 - Representação gráfica dos resultados da resistência à tração indireta das misturas asfálticas: (a) CT1; (b) CT2 e; (c) CP.

Os dados apresentados indicam dois fatores cruciais na resistência à tração indireta das misturas asfálticas: percentual de vazios e viscoelasticidade do CAP.

Entre a CT1 e a CT2 observa-se que os maiores valores de resistência à tração indireta são concernentes à CT1. Isto pode ser explicado pelo fato da CT2 ter suas frações finas compostas por agregados britados (areia artificial), logo gerando um número maior de vazios entre as partículas (Tabela 7.1), contribuindo para uma redução da resistência à tração indireta por compressão diametral da CT2.

Esta constatação está em conformidade com as conclusões citadas no trabalho de BUTTON et al (1990), quando atribui aos valores da resistência à tração indireta das misturas asfálticas uma escala de grandeza inversamente variável ao seu teor de vazios.

A composição da fração fina da CT2 somente com agregados britados em relação à curva CT1 (com 16% de areia natural), também influencia na questão da capacidade de absorção de CAP pelas partículas britadas de granito (na faixa de 0,5% a 0,7% nesta pesquisa) em relação às de areia natural, pois a superfície específica da areia artificial é maior que a da areia natural.

A condição explanada no parágrafo anterior, aponta que para um teor de CAP fixo (no caso 5,5% para as duas curvas teóricas) a espessura de ligante sob os agregados britados pode tornar-se mais delgada que na areia natural, o que geraria conseqüentemente valores mais baixos de resistência à tração indireta.

A CP obteve valores próximos aos da CT1, em função das considerações mencionadas no tópico 7.1 sobre o volume de vazios dos arranjos dos grãos, mesmo possuindo a pior distribuição granulométrica entre todas as misturas estudadas. O teor de CAP mais elevado em relação às CT (Tabela 7.1), contribui para o aumento da espessura da película de ligante que envolve os agregados, conferindo maior resistência à desagregação das partículas.

Entretanto, mesmo com melhorias na rigificação do mástique proporcionadas pelas frações finas e filer nas misturas, os valores em geral obtidos foram considerados baixos neste aspecto, evidenciando a baixa resistência do CAP 50/60 comercializado para a produção das misturas asfálticas na área de abrangência da pesquisa, devido à baixa consistência do produto.

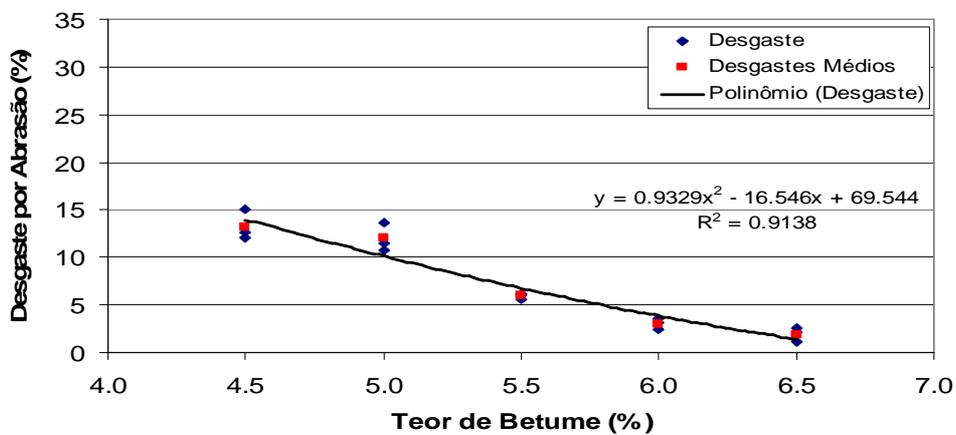
7.4. ENSAIO CÂNTABRO

Foram submetidos a este ensaio um total de 45 corpos de prova para as três misturas asfálticas estudadas.

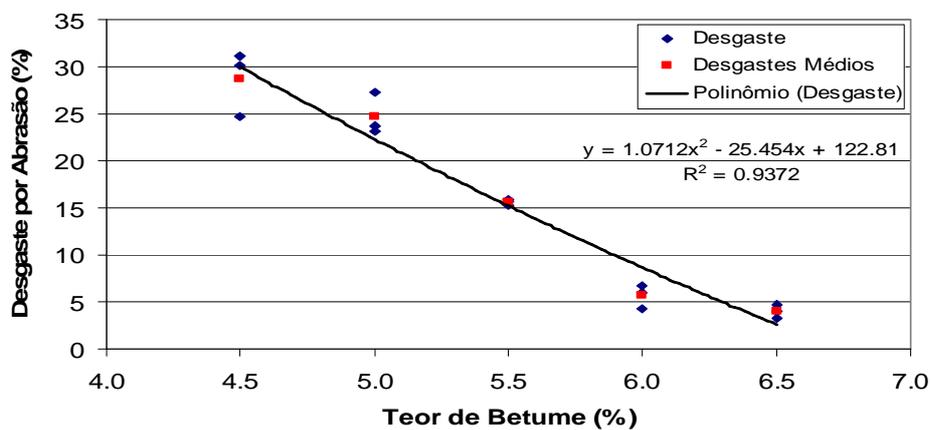
Formaram-se conjuntos de 15 unidades para cada mistura, sendo 3 a cada teor de CAP da faixa escolhida para esta pesquisa, isto é, de 4,5% a 6,5%, intervalados a cada 0,5%. Os resultados constam na Tabela 7.4 e na Figura 7.7.

Tabela 7.4 - Desgaste por abrasão das misturas asfálticas.

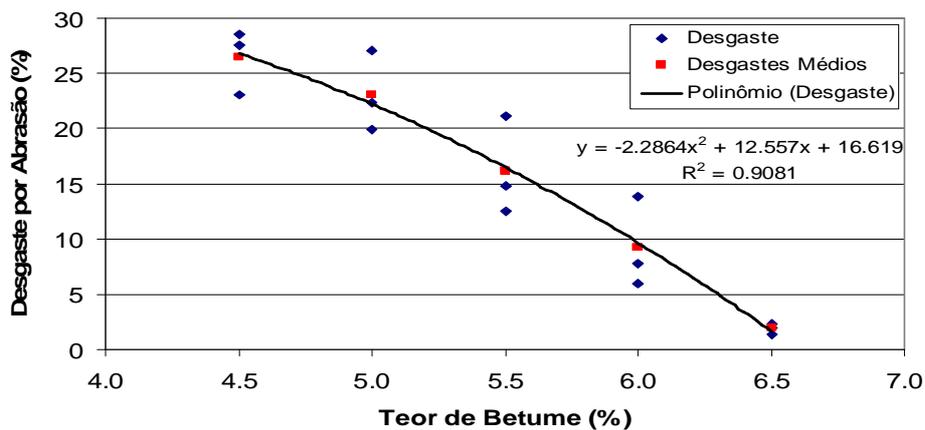
Teor de CAP (%)	CT1		CT2		CP	
	Desgaste (%)	Desgaste Médio (%)	Desgaste (%)	Desgaste Médio (%)	Desgaste (%)	Desgaste Médio (%)
4,5	15	13	25	29	28	26
	12		30		23	
	13		31		29	
5,0	11	12	24	25	20	23
	14		27		22	
	11		23		27	
5,5	6	6	16	16	15	16
	6		16		21	
	6		15		13	
6,0	3	3	4	6	8	9
	2		7		14	
	4		6		6	
6,5	2	2	4	4	2	2
	3		5		2	
	1		3		1	



(a)



(b)



(c)

Figura 7.7 - Representação gráfica do desgaste por abrasão das misturas asfálticas: (a) CT1; (b) CT2 e; (c) CP.

O teor de CAP, na análise do desgaste das misturas asfálticas, é o parâmetro principal a ser considerado, pois se observa nos resultados apresentados que a perda de massa das amostras ensaiadas foi inversamente proporcional ao aumento do teor de CAP, ou seja, quanto maior for a película de ligante que envolve os agregados, maior será a proteção das partículas contra os impactos provocados entre os corpos de prova e o tambor Los Angeles, menor será o volume de vazios, tornando a mistura mais compacta, conseqüentemente menor o desgaste por abrasão e a desagregação na interface CAP/agregado (Figura 7.8).



Figura 7.8 - Comparação do desgaste de uma mistura asfáltica antes e depois da execução do ensaio: (a) com 4,5% de CAP e (b) com 6,5% de CAP.

Os resultados enquadraram-se no limite de 25% previsto na referida norma em todas as variações do teor de CAP para a CT1. Para a CT2 e a CP, os percentuais de desgaste começaram a apresentar valores aceitáveis a partir de 5,5% de CAP, portanto, dentro dos limites dos teores ótimos de CAP estipulados pelo Ensaio Marshall.

Entretanto, considerar 25% de desgaste como o limite máximo aceitável para as misturas densas é um valor muito elevado, devendo ser estudado e homologado em norma um valor mais adequado a este tipo de graduação dos concretos asfálticos, logo, não se tem ainda um valor considerado como satisfatório para estes casos.

7.5. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR UMIDADE INDUZIDA (ENSAIO *LOTTMAN* MODIFICADO)

Foi ensaiado um total de 18 corpos de prova, divididos entre unidades não condicionadas e condicionadas, conforme procedimento descrito no tópico 6.5, em que se empregaram os teores ótimos de 5,5% e 5,8% de CAP, para as CT e CP, respectivamente, obtidos na dosagem do Ensaio Marshall.

O cálculo dos resultados segue a mesma Equação 6.2 utilizada no ensaio de resistência à tração indireta (tópico 6.3).

Os resultados obtidos constam nas Tabelas 7.5 e 7.6, e Figura 7.9.

Tabela 7.5 - Resistência à tração por compressão diametral das misturas asfálticas não condicionadas e condicionadas do ensaio *Lottman* Modificado, em MPa.

TIPO DE AMOSTRA	Teor de CAP (%)	CT1		Teor de CAP (%)	CT2		Teor de CAP (%)	CP	
		RT (CT1)	RT Médio		RT (CT2)	RT Médio		RT (CP)	RT Médio
NÃO CONDICIONADA	5,5	0,96	0,94	5,5	0,77	0,77	5,8	0,67	0,67
		0,92			0,83			0,75	
		0,95			0,71			0,60	
CONDICIONADA	5,5	0,76	0,77	5,5	0,56	0,56	5,8	0,47	0,51
		0,78			0,55			0,54	
		0,77			0,57			0,51	

Tabela 7.6 - Resistência Residual à Tração (RRT) entre as RT dos corpos de prova com e sem condicionamento, em MPa.

Teor de CAP (%)	RRT CT1	RRT Médio	Teor de CAP (%)	RRT CT2	RRT Médio	Teor de CAP (%)	RRT CP	RRT Médio
5,5	0,79	0,82	5,5	0,73	0,73	5,8	0,70	0,76
	0,85			0,66			0,72	
	0,81			0,80			0,85	

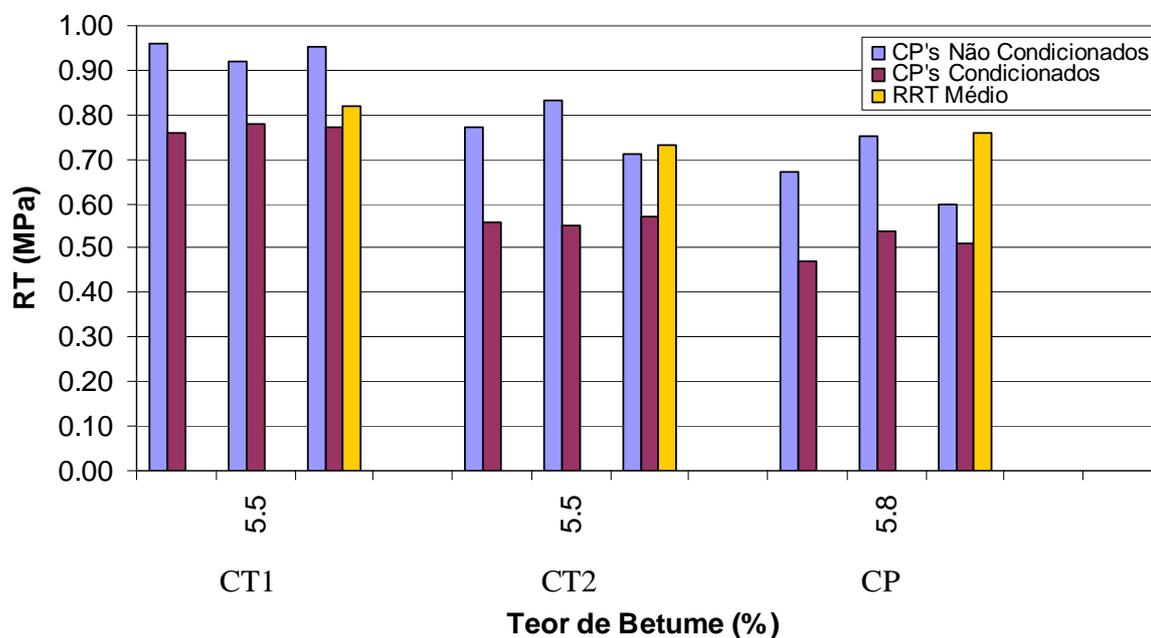


Figura 7.9 - Representação gráfica dos resultados da resistência à tração por compressão diametral das misturas asfálticas não condicionadas e condicionadas do ensaio *Lottman* Modificado.

Tratando da série não condicionada dos corpos de prova, analisando apenas os resultados da ruptura dos corpos de prova, verifica-se uma tendência de resultados semelhante à apresentada no tópico 7.3, em que a CT1 obteve os maiores valores de resistência à tração que a CT2 e a CP, pelas mesmas explicações já discorridas no tópico citado.

Todavia, o fato de terem sido obtidos valores mais elevados nas amostras não condicionadas no ensaio *Lottman* Modificado em relação às do ensaio de tração indireta, justificam-se em função de neste último ser empregado um número de golpes maior (no caso 76 golpes) em relação ao primeiro (cerca de 12 a 15 golpes), para que sejam atingidos os limites normativos de $7\% \pm 1\%$ de vazios nas misturas asfálticas.

Logo, devido a uma quantidade maior de impacto a que são submetidos os corpos de prova do ensaio de tração indireta, há uma ocorrência maior de ruptura das partículas que formam os arranjos dos grãos, contribuindo para o decréscimo da resistência das misturas asfálticas observada nos resultados apresentados nas Tabelas 7.3 e 7.5.

Quanto às amostras condicionadas deve-se compreender o objetivo da realização deste processo para o ensaio.

Os corpos de prova quando são submetidos a um gradiente térmico variável de -18°C a 60°C , não se objetiva simular somente as condições de gelo e degelo nas camadas de revestimento, mas o grau de adesividade na interface CAP/agregado.

Como os corpos de prova são saturados de 55% a 80% com água em uma bomba de vácuo antes de serem levados a uma câmara refrigeradora, tem-se que fisicamente a água na faixa de temperatura de 0°C a 4°C possui uma característica peculiar denominada de coeficiente de dilatação anômalo, em que ao mesmo tempo em que a sua temperatura é reduzida, aumenta de volume, acarretando a expansão de suas moléculas.

Isto faz com que ocorra uma dilatação do fluido no interior dos vazios existentes na mistura asfáltica, provocando uma força de arrancamento na interface CAP/agregado, onde duas situações podem acontecer: apenas a quebra da força de coesão entre as partículas dos arranjos dos grãos, ou seja, um simples afastamento entre as partículas ou; afastamento acompanhado de uma ruptura e posterior descolamento da película de CAP que envolve o agregado pela ação danosa da água, prejudicando a adesividade na interface citada, culminando com a posterior desagregação da mistura asfáltica ao longo de sua vida útil.

Os fatores mais influentes para que seja mantida uma resistência satisfatória ao efeito de expansão do fluido percolante são: o grau de atividade do fíler (relativo ao

coeficiente “k”), impulsionado principalmente pela sua composição química e; a viscosidade do CAP.

No caso das misturas asfálticas estudadas, o pó calcário utilizado como fíler não se mostrou, para os casos de temperaturas muito baixas (negativas), ser um bom agente inibidor da quebra da resistência na interface CAP/agregado mediante a percolação de fluidos. Este fator encontra explicação no aspecto de quase a metade de sua composição química ser de Carbonato (CO_3)²⁻, em torno de 41,88%, ou seja, um elemento eletronegativo, prejudicando um melhor desempenho do material na condição de melhorador de adesividade nas misturas asfálticas, condição esta que já havia sido detectada mediante os ensaios de adesividade DNER-ME 78/94 (tópico 5.1.2), onde houve a necessidade da incorporação de 1,0% de *dope* para que se atingisse uma adesividade completa do CAP 50/60 ao agregado.

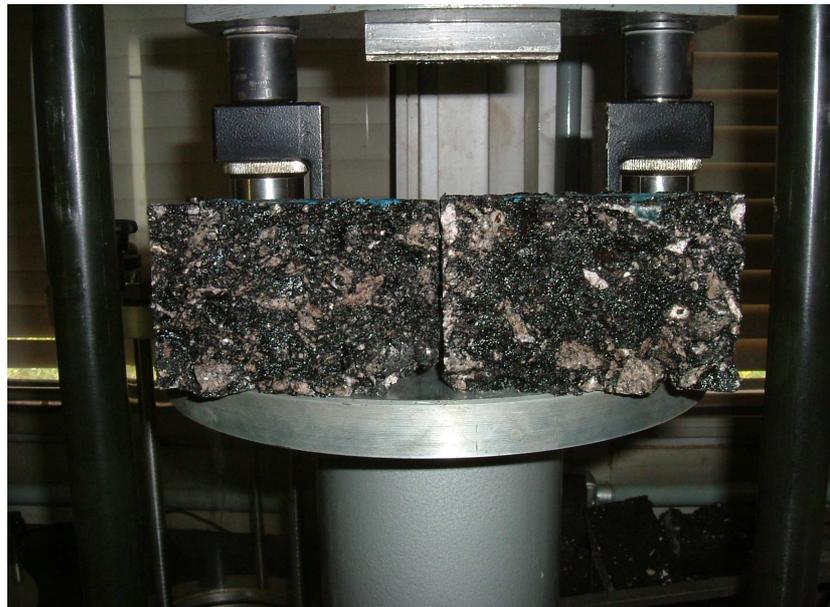
Outra condicionante que influencia sobremaneira na perda de adesividade do CAP ao agregado está ligada à elevada viscosidade do ligante empregado (CAP 50/60), principalmente quando submetido a um gradiente térmico considerável (como neste ensaio), em função de sua suscetibilidade térmica a elevadas temperaturas, tornando deficiente a ancoragem ao agregado.

Nem mesmo a adição de 1,0% de *dope* foi capaz de tornar mais eficiente a adesividade do mástique ao agregado mediante à severidade do gradiente térmico aplicado neste ensaio.

Isto é perceptível quando analisadas as amostras rompidas sem o condicionamento e após condicionadas, onde observa-se que nas primeiras a tensão aplicada na ruptura das misturas atravessa as partículas dos agregados e, nas demais este rompimento ocorre no entorno dos agregados, devido à ação expansivo-desagregadora da água aliada à suscetibilidade térmica do CAP ao processo severo do gradiente térmico a que é submetido, provocando o seu descolamento na interface CAP/agregado (Figura 7.10).



(a)



(b)

Figura 7.10 - Amostras submetidas ao ensaio *Lottman* Modificado:
(a) não condicionadas e (b) condicionadas.

Entretanto, mesmo tendo havido o rompimento da película de CAP na interface com os agregados durante o condicionamento das misturas, as relações entre os valores médios das resistências à tração com e sem condicionamento (resistência residual à tração - RRT) foram satisfatórias para todas as misturas, segundo o critério de HICKS (1991), e apenas para a CT1, de acordo com a especificação da metodologia Superpave (AASHTO T 283/89) (tópico 6.6), apresentando resultados finais de 82% (CT1), 73% (CT2) e, 76% (CP), respectivamente (Tabela 7.6).

Atribui-se esta condição à remanescência de alguns pontos de integridade do mástique na interface com os agregados, tendo sido mantida uma adesividade mais satisfatória em alguns pontos das misturas, garantindo uma certa resistência aos esforços de tração indireta aplicados nos corpos de prova.

Cabe ressaltar que apesar do condicionamento previsto neste ensaio servir como parâmetro avaliador do grau de adesividade das misturas asfálticas, retrata um cenário não encontrado na prática para a área de abrangência desta pesquisa, pois em um clima tropical quente e úmido, próximo à linha do Equador, com média de temperatura mínima em torno de 25°C, não é possível atingir condições climáticas que se aproximem do gradiente térmico simulado por este ensaio.

Para se ter uma idéia da severidade deste ensaio, no trabalho de CARVALHO (1999), em que estudou misturas asfálticas desenvolvidas com materiais da mesma área de abrangência desta pesquisa, mesmo utilizando 2% de cal hidratada como fíler (que possui um coeficiente de atividade "k" maior que o do pó calcário) e *dope* em uma CP semelhante à formulada para este trabalho, obteve resultados acima de 40% menores nas resistências à tração indireta das misturas condicionadas em relação às não condicionadas.

A preocupação que permeia a questão da adesividade para a Região Nordeste do Estado do Pará alia os aspectos de elevada pluviometria e forte umidade relativa do ar (85% a 95%), problemas estes que foram equacionados quando adicionado 1% de

dope juntamente aos 4% e 6% de pó calcário nas misturas asfálticas, conforme já mostrado no tópico 5.1.2.

Prova disto é que as misturas submetidas a 24 h em banho Maria a 60°C para execução do ensaio Cântabro na condição úmida, após a execução do ensaio quando foram rompidas à tração indireta para verificação da adesividade no interior das misturas (critério não previsto no ensaio, executado a parte), não apresentaram descolamento na interface CAP/agregado. O mesmo tendo acontecido para as misturas submetidas durante 40 minutos em banho Maria para aquisição dos dados de Estabilidade Marshall.

7.6. DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE PLACAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Foram submetidos à máquina de deformação permanente um total de 4 pares de placas de misturas asfálticas, abrangendo os arranjos dos grãos formulados para as curvas granulométricas estudadas, com a dosagem ótima de CAP baseada nas considerações citadas no tópico 7.1.

Os resultados do cálculo das percentagens dos afundamentos nas trilhas de roda são apresentados na Figura 7.11.

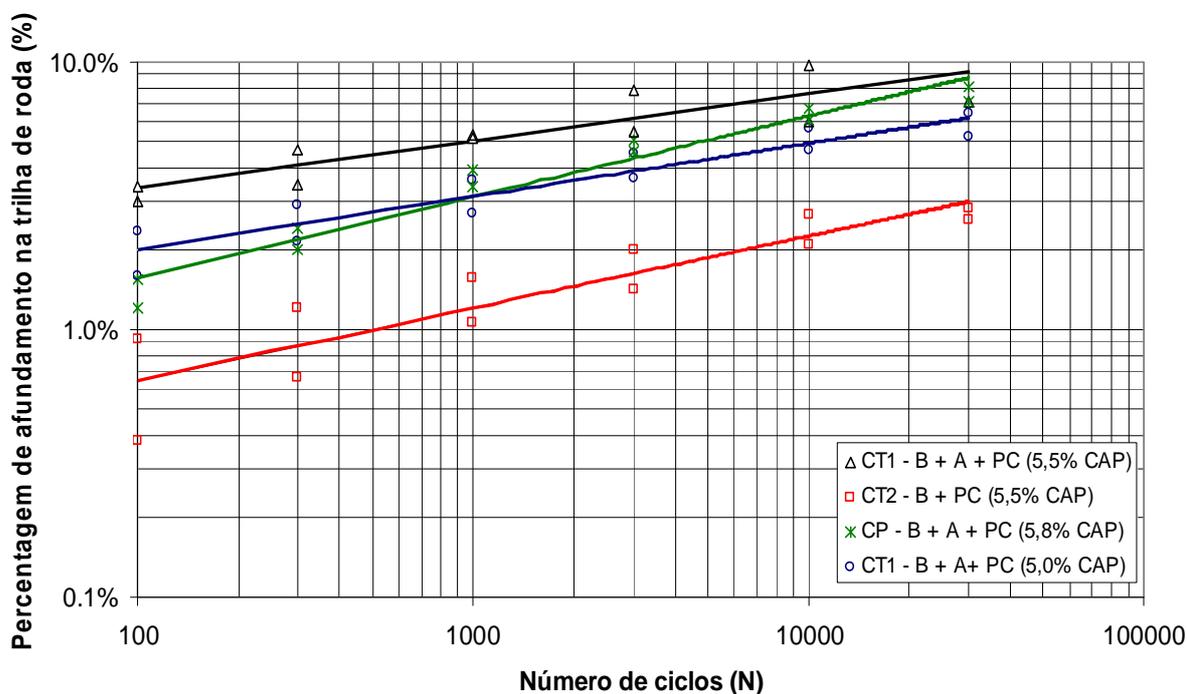


Figura 7.11 - Percentual do afundamento nas trilhas de roda das misturas asfálticas.

O ensaio de deformação permanente, por simular as solicitações sobre as camadas de revestimento de uma maneira mais próxima das condições práticas no campo, desde o procedimento de moldagem das placas, onde são compactadas por amassamento, indica com maior acurácia quais os parâmetros influentes nas deformações das misturas asfálticas concebidas.

Após as leituras realizadas mediante os 30000 ciclos previstos de aplicação da carga solicitante sobre as placas, observou-se que a CT2 foi a única que obteve o resultado enquadrado no critério de deformação máxima admissível previsto na norma francesa AFNOR NF P 98-130 que baliza o critério normativo adotado para as misturas denominadas BBSG (*Béton Bitumineux Semi Grenus*), ou seja, as misturas asfálticas densas, objeto de estudo nesta pesquisa, em que admite-se, no máximo, 5% de afundamento nas trilhas de roda em relação à espessura total das placas (no caso, 5 cm), tendo alcançado a percentagem final de 3,0%.

A CT1 e a CP deformaram em percentuais acima do especificado pela referência mencionada, apresentando afundamentos de 9,24% e 8,74%, respectivamente.

Contudo, foi percebido ainda nos ensaios de compactação das placas, que havia um escorregamento lateral excessivo da CT1 quando o semi-eixo compactador a solicitava, tornando dificultosa a compactação e conseqüentemente a moldagem da mistura asfáltica, apontando para duas causas possíveis: aquecimento excessivo da mistura pré-compactação ou excesso de CAP empregado na dosagem, tendo sido descartada a primeira hipótese, devido à execução de um controle rigoroso das temperaturas de usinagem e compactação.

Moldada a placa e submetida aos 30000 ciclos de solicitação do ensaio verificou-se que o problema tratava-se de excesso de CAP utilizado na mistura, pois uma deformação elevada como foi a obtida (9,24%) não era justificável para um arranjo granulométrico tão bem distribuído como o formulado para a referida curva (CT1). Optou-se por reduzir em 0,5% o teor de CAP em relação ao originalmente estabelecido como ótimo no Ensaio Marshall, ou seja, de 5,5% para 5,0%.

Com o ajuste da dosagem do CAP, o percentual final da deformação da CT1 sofreu uma redução de 3,07%, resultando em 6,17%. Esta redução no teor de CAP culminou com o aumento do percentual de vazios na mistura, elevando-o para 5,4%, alterando também o valor dos vazios do agregado mineral (VAM) para 16,8%, todavia, ainda acima do limite mínimo de 14% (VAM) estabelecido para misturas asfálticas com diâmetros máximos dos grãos da ordem de 19,1 mm (3/4").

Esta situação culminou em duas constatações:

- Como as frações de areia natural empregadas na CT1 possuem uma película de sílica envolvendo suas partículas, a absorção do CAP é menor que na CT2, totalmente composta por partículas britadas (areia artificial), com 0,5% a 0,7% de

absorção, gerando um acúmulo maior de CAP entre as partículas da CT1, contribuindo para a ocorrência de fluência excessiva na mistura;

- O Ensaio Marshall, por adotar procedimentos de compactação e ruptura dos corpos de prova totalmente diferentes das condições de solitação empregadas na prática, não raro indica como teores ótimos de CAP dosagens acima das condições ideais a serem empregadas nas misturas asfálticas, tornando-as potencialmente suscetíveis aos fenômenos de exsudação e fluência excessiva, provocando as deformações permanentes.

Por estas razões, também foi alterado o teor de CAP da CP (reduzido em 0,3%) antes mesmo do início dos ensaios de deformação permanente, inicialmente indicado em 6,1% como ótimo pelo Ensaio Marshall, para 5,8%, conforme descrito no tópico 7.1, tendo como base os estudos do trabalho de CARVALHO (1999).

Ao contrário das tendências apresentadas pelos ensaios de resistência à tração indireta, quando as partículas britadas componentes das frações finas da CT2, influenciaram na obtenção de resultados inferiores à CT1 (composta em parte por areia natural, 16%) (Tabela 7.3), por acarretarem um volume vazios maior na CT2, nos ensaios de deformação permanente a situação foi totalmente inversa, pois foram decisivas na resistência aos esforços de cisalhamento gerados à passagem das cargas dinâmicas solitantes das placas ensaiadas, devido formarem um ângulo de atrito mais acentuado entre os grãos, propiciando um intertravamento mais adequado à mistura, garantindo maior estabilidade.

A influência da presença de areia natural com a parte de suas frações formadas por partículas arredondadas nas misturas asfálticas é significativa, a ponto de mesmo possuindo as mesmas distribuições dos tamanhos das partículas no arranjo dos grãos, os afundamentos nas trilhas de roda das placas da CT1 (já com a redução de 0,5% de CAP) e CT2 são bastante díspares, totalizando uma diferença de 3,17% a

favor da CT2, em que os percentuais de deformação foram de 6,17% (CT1) e 3,0% (CT2).

No caso da CP, o percentual final do afundamento nas trilhas de roda após 30000 ciclos (8,74%) foi maior que os das CT, devido à má distribuição granulométrica dos agregados na composição dos arranjos dos grãos, destacando a presença do excesso de materiais finos (34% de pó de pedra e 17% de areia natural), causada pelas descontinuidades geradas entre as frações granulométricas, consequência de um peneiramento precário das partículas após o processo de britagem da rocha granítica (brita), fazendo com que os agregados de maior dimensão “flutuem” em meio às frações de menores tamanhos, não formando um entrosamento adequado entre os grãos, prejudicando a estabilidade da mistura, acarretando deformações permanentes elevadas.

Portanto, seguindo o critério normativo já citado para as deformações permanentes máximas nas misturas asfálticas, apenas a CT2 estaria apta a suportar as solicitações de um volume de tráfego intenso e as demais misturas poderiam servir a vias em geral e rodovias com volumes de tráfego baixos.

Acredita-se que, como a CT1 após o ajuste feito em sua dosagem de CAP, apresentou níveis de deformação mais próximos da condição máxima admissível prevista na norma francesa AFNOR NF P 98-130, caso fosse reduzido também o percentual de areia natural em sua composição de 16% para 10%, por exemplo, poderia haver um ganho significativo da estabilidade na mistura pela redução das partículas arredondadas no arranjo dos grãos, o que provavelmente reduziria ainda mais os percentuais de afundamento nas trilhas de roda verificados no ensaio de deformação permanente.

No trabalho de CARVALHO (1999), a CP semelhante à formulada para esta pesquisa com materiais oriundos da mesma área de abrangência da pesquisa, porém,

contando com a participação de 13% de areia natural, obteve uma deformação ao final de 30000 ciclos em torno de 8,0%.

No caso da CP, não somente a redução da parcela de finos que compõe a mistura seria necessário para o alcance de um desempenho mecânico satisfatório, mas a realização de um processo de peneiramento que compreendesse a obtenção de uma variedade maior e bem definida de diâmetros dos grãos, a fim de evitar descontinuidades na formulação das curvas granulométricas, o que contribui para um comportamento não desejável das misturas asfálticas no campo.

7.7. MANCHA DE AREIA

A medição da altura da mancha de areia para a quantificação do nível da macrotextura das misturas asfálticas estudadas, foi executado sobre os pares das placas moldadas no ensaio de compactação, descrito no tópico 6.7, tendo sido feitas as leituras em três pontos distintos em cada placa, ou seja, nas extremidades e no centro, em que a média dos resultados de cada par obtidos através da equação 6.1 foi considerada como o valor representativo das misturas (Tabela 7.7).

Tabela 7.7 - Altura da mancha de areia nas placas das misturas asfálticas.

Curva Granulométrica	Placa	D1 (cm)	D2 (cm)	D3 (cm)	DM (cm)	HS (mm)	HS Final (mm)
CT1 (5,5% CAP)	1	12,5	11,5	12,5	12,1	1,55	1,62
	2	12,0	11,5	11,5	11,6	1,68	
CT1 (5,0% CAP)	1	11,3	11,2	11,5	11,3	1,78	1,79
	2	11,2	11,3	11,4	11,3	1,79	
CT2	1	11,5	11,5	12,0	11,7	1,68	1,73
	2	11,5	11,0	11,5	11,3	1,78	
CP	1	21,0	16,0	20,0	19,0	0,63	0,68
	2	18,5	16,0	19,0	17,8	0,72	

Volume de areia empregado no ensaio = 12500 mm³ HS = altura da mancha de areia

A CT1 e a CT2 apresentaram superfícies mais rugosas que a mistura correspondente à CP, como já era esperado, devido esta última conter uma concentração excessiva de frações finas, mal distribuídas, entre as peneiras de 2,2 mm a 0,20 mm em sua distribuição granulométrica.

A CT1 e a CT2 enquadraram-se, segundo a classificação de PASQUET (1968), na classe E (textura muito rugosa), enquanto que a CP foi classificada como pertencente à classe C (textura média) (Tabela 6.1).

Como houve a necessidade da redução do teor de CAP na dosagem da CT1, conseqüentemente foi reduzida a película de ligante no entorno das partículas do arranjo dos grãos, acarretando em uma exposição maior dos agregados, tornando a rugosidade superficial da mistura asfáltica maior.

Apesar da textura das CT terem sido consideradas como muito rugosas, com suas recomendações indicadas para ambientes sujeitos a condições de gelo e degelo, é importante citar que em rodovias de tráfego intenso, o desgaste superficial das camadas de revestimento pela solicitação contínua dos eixos carregados dos veículos é bastante acelerado.

Um exemplo de que pesquisas devem ser desenvolvidas quanto ao estabelecimento de relações adequadas de velocidade, macrotextura e pluviometria para as condições brasileiras, é verificado na análise do resultado da altura da mancha de areia da CP, pois mesmo sendo bem inferior à das CT, ainda é recomendável para a aplicação em rodovias com velocidades de tráfego permitidas entre 80 km/h a 120 km/h, segundo a classificação de PASQUET (1968). Porém, a realidade observada na área de abrangência da pesquisa aponta para uma textura superficial lisa das camadas de revestimento, ou seja, não estando a favor do critério de segurança à trafegabilidade do usuário.

Entretanto, mesmo com os índices classificatórios das alturas da mancha de areia propostos por PASQUET (1968) terem sido desenvolvidos para a França, com condições climáticas diferentes da brasileira e dadas as ressalvas mencionadas no parágrafo anterior sobre a textura superficial da CP, tem-se que considerando os resultados expostos na Tabela 7.6, as macrotexturas obtidas para as misturas asfálticas estudadas estão em um patamar adequado para a aplicação em rodovias de tráfego intenso.

7.8. DRENABILIDADE

A partir da utilização do drenômetro (Figura 6.10), as tomadas de tempo do escoamento da água sobre a superfície dos pares das placas das misturas asfálticas foram executadas seguindo o mesmo posicionamento adotado para as medições da altura da mancha de areia, tendo sido considerado também o resultado médio de cada par como representativo das misturas (Tabela 7.8).

Tabela 7.8 - Drenabilidade das placas das misturas asfálticas.

Curva Granulométrica	Placa	Leitura 1 (s)	Leitura 2 (s)	Leitura 3 (s)	Média (s)	Média Final (s)
CT1 (5,5% CAP)	1	3"10	2"85	3"15	3"03	3"03
	2	2"90	3"20	2"97	3"02	
CT1 (5,0% CAP)	1	1"89	3"17	3"49	2"85	2"67
	2	2"48	1"76	3"22	2"49	
CT2	1	1"60	3"24	2"49	2"44	2"08
	2	1"68	1"62	1"86	1"72	
CP	1	5"83	8"40	12"30	8"84	8"85
	2	6"65	8"10	11"80	8"85	

Os resultados do ensaio de drenabilidade mostram que houve coerência com o grau de macrotextura calculado nos ensaios de mancha de areia, pois foram inversamente proporcionais ao grau da macrotextura medido no ensaio de mancha de areia, em

que os menores tempos de escoamento da água corresponderam às misturas com maior rugosidade superficial.

Como na área de abrangência da pesquisa, as precipitações pluviométricas são muito intensas é muito importante a concepção de misturas asfálticas que possuam uma macrotextura que possibilite um escoamento rápido do fluido através dos intercanais formados entre os agregados de maiores dimensões, a fim de evitar a formação de lâminas d'água que acarretam a ocorrência de hidroplanagem dos veículos, contribuindo para o aumento das estatísticas dos acidentes rodoviários.

Neste aspecto, as misturas asfálticas formuladas a partir de curvas teóricas mais uma vez mostraram-se mais eficientes, evidenciando que uma boa distribuição granulométrica não somente confere um melhor desempenho mecânico, mas também maior segurança na trafegabilidade do usuário.

CAPÍTULO 8

8.1. CONCLUSÕES

Os objetivos estipulados para a execução do estudo realizado foram cumpridos tanto em escala geral quanto específica.

As ocorrências dos materiais utilizados nos arranjos dos grãos das misturas asfálticas, após classificação geológica e caracterização laboratorial, constituem entre os materiais disponíveis na área de abrangência da pesquisa, as melhores alternativas para a concepção de camadas de revestimento destinadas a rodovias sujeitas a um volume de tráfego intenso.

O cálculo dos arranjos dos grãos através de curvas teóricas mostrou ser uma alternativa mais recomendável na concepção das misturas asfálticas em relação às faixas granulométricas, pois dentro das características dos materiais estudados propiciou uma melhor definição das distribuições granulométricas às curvas, ao contrário da faixa granulométrica de especificação (no caso, a Faixa C), que por possuir uma amplitude elevada entre os percentuais limítrofes de balizamento das partículas passantes entre as malhas da série de peneiras, permite o enquadramento mesmo de curvas que apresentem problemas de descontinuidade oriundos de processos de peneiramentos precários e inadequados.

A utilização do pó calcário como material de enchimento (fíler) nas misturas asfálticas mostrou tratar-se de um insumo de origem e produção local que além de contribuir na melhoria do desempenho mecânico das misturas asfálticas pela rigificação do mástique, também auxilia na obtenção de uma adesividade mais satisfatória na interface CAP/agregado (exceto sob gradientes térmicos muito elevados, como as condições de gelo e degelo), contribuindo para a diminuição dos custos finais das misturas asfálticas, devido à importação do fíler atualmente do Estado do Ceará.

A areia natural de cava, apesar de ser abundante na área de abrangência da pesquisa, e ser uma alternativa menos onerosa às areias artificiais, possui uma morfologia heterogênea em sua composição, em que possui parte de suas partículas com forma arredondada, contribuindo para a ocorrência de fluência excessiva das camadas de revestimento, resultando nos afundamentos de trilha de roda ou deformações permanentes.

O Ensaio Marshall mostrou-se não adequado como alternativa para a dosagem de CAP nas misturas asfálticas, pois indicou teores considerados como ótimos que foram alterados (reduzidos) durante a execução dos ensaios de deformação permanente e também com base no trabalho de CARVALHO (1999), caso da CT1 e da CP, respectivamente, devido à quantidade excessiva que gerou afundamentos nas trilhas de roda acima das expectativas.

Os resultados do módulo de resiliência foram coerentes com a formulação das composições dos arranjos dos grãos de cada curva, onde a CT2 apresentou os maiores resultados em função das frações finas de seu arranjo dos grãos até a peneira de abertura 0,15 mm (n°100) serem totalmente compostas por areia artificial, ou seja, agregados britados que conferem um melhor intertravamento entre as partículas por sua morfologia sub-angular, garantindo maior rigidez à mistura. A participação de 16% de areia natural e de uma distribuição granulométrica descontínua com frações excessivas de finos entre as peneiras de 2,2 mm a 0,20 mm (34% de pó de pedra e 17% de areia natural), fizeram com que a CT1 e a CP, respectivamente, tivessem uma rigidez menor que a mistura da curva CT2, com o pior desempenho apresentado pela CP.

A avaliação da resistência à tração indireta mostrou-se dependente, principalmente, do volume de vazios das misturas e das propriedades do CAP, pois os agregados britados mesmo favorecendo à maior rigidez da CT2, além de gerarem um número maior de vazios provocaram uma absorção maior do CAP em relação às partículas de areia natural da CT1 e da CP, fazendo com que houvesse uma redução na

película de ligante que envolve as partículas da mistura da CT2, contribuindo para uma suscetibilidade maior aos efeitos desagregadores dos esforços de tração.

No desgaste por abrasão do Ensaio Cântabro, observou-se que o teor de CAP é fundamental na resistência ao choque para as misturas asfálticas. Quanto maior for o seu percentual menor será o desgaste final. Nesta pesquisa, particularmente, para todos os teores ótimos de CAP selecionados às misturas estudadas, mesmo após os ajustes executados nas dosagens, os percentuais de desgaste estiveram em uma escala abaixo do limite normativo máximo de 25% (para misturas asfálticas drenantes), ainda que seja muito elevado para ser considerado às misturas asfálticas densas.

Para os ensaios de resistência à tração por umidade induzida (*Lottman Modificado*) tanto o pó calcário quanto o CAP 50/60 e o *dope* mostraram insuficiência nas questões de adesividade e de resistência a gradientes térmicos severos (simulações de gelo e degelo), onde todas as misturas sofreram uma espécie de “lavagem” do CAP na interface com o agregado, gerando maior suscetibilidade à desagregação pela ação danosa da água nas misturas asfálticas.

Quanto ao desempenho mecânico das misturas observado nos ensaios de deformação permanente, pode-se inferir que:

- A CT2 foi a única que apresentou condições de ser utilizada em rodovias com tráfego considerado forte pelas especificações francesas, sendo assim aplicáveis às rodovias brasileiras, devido o eixo padrão para dimensionamento dos pavimentos em nosso país (8,2 t) ser inferior ao francês (13 t) - apesar da frota brasileira já circular há bastante tempo com eixos carregados acima do padrão adotado para o país - isto muito em função do intertravamento adequado entre as partículas finas da areia artificial (agregado britado) que compõe o arranjo dos grãos da mistura;

- A CT1, apesar de ter tido um percentual de deformação acima do limite máximo especificado pela norma francesa, caso tenha a participação da areia natural reduzida em torno de 6%, chegando aos 10% de contribuição total na mistura, pode vir a alcançar o índice normativo limítrofe aceitável para o seu emprego em rodovias de tráfego intenso. Entretanto, esta conjecturação somente poderia ser confirmada após a submissão da referida mistura, com a respectiva alteração em seu arranjo granulométrico, ao ensaio de deformação permanente;

- A CP não apresenta um cenário promissor na questão de sua utilização em rodovias de tráfego intenso, pois a sua má distribuição granulométrica gera descontinuidades no arranjo dos grãos que provocam concentrações percentuais exacerbadas de certas frações na mistura, como é o caso do excesso de materiais finos, prejudicando a estabilidade da mistura, gerando deformações permanentes, por isso, o pior desempenho entre todas as misturas estudadas. Contudo, pode ser recomendada para o emprego em rodovias com volume de tráfego considerado fraco, segundo a especificação francesa.

Os resultados dos ensaios de altura da mancha de areia e drenabilidade mostraram coerência quando apresentaram escalas inversamente proporcionais, ou seja, menores foram os tempos de escoamento da água sobre as superfícies que possuíam maiores valores de macrotextura. No geral, observou-se que as condições de aderência pneu-pavimento foram mais seguras para as CT que para a CP.

8.2. RECOMENDAÇÕES

Após as conclusões apresentadas com base nos parâmetros pesquisados, as seguintes recomendações são propostas para a área de abrangência da pesquisa:

- Necessidade de alcançar uma granulometria de qualidade na produção dos granulares destinados à aplicação em obras rodoviárias, o que pode ser alcançado com a implantação de sistemas de britagem secundária através de britadores rocha

contra rocha, bem como de parques industriais dotados de centrais de peneiramento capazes de produzir uma variedade maior de diâmetros dos grãos britados;

- Desenvolvimento de uma série de experimentos que determinem uma curva de pontos de amolecimento para os mástiques variando os intervalos de realização dos ensaios de anel e bola, após a moldagem das amostras, a fim de verificar até que ponto existe um aumento da rigidificação do mástique com o passar do tempo e a partir de que período esta condição atinge constância;

- Formação de uma parceria público-privada, envolvendo Governo do Estado e Prefeitura juntamente com as empresas do setor rodoviário na Região, a fim de viabilizar a produção em larga escala do pó calcário como material de enchimento para as misturas asfálticas, reduzindo os custos de produção;

- Produção e fornecimento por parte da PETROBRÁS S.A., para a área de abrangência da pesquisa, de um CAP dotado de maior consistência, ou seja, com um ponto de amolecimento maior (como o CAP 40, por viscosidade, ou o CAP 85/100, por penetração), a fim de minorar os problemas de elevada suscetibilidade térmica a elevadas temperaturas do CAP 50/60.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO T 53/74 (1974), **Melting Point of Asphalt Cements: Method of Ring and Ball**. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 283/89 (1989), **Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage**. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T 304/96 (1996), **Uncompacted Void Content of Fine Aggregate**. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AFNOR NF T 66-008 (1993), **Pouvoir Rigidifiant**. Association Française de Normalisation.

AFNOR NF P 98-130 (1999), **Enrobés Hydrocarbonés: Couches de Roulement et Couches de Liaison (Bétons Bitumineux Semi-Grenus - BBSG)**. Association Française de Normalisation.

AFNOR NF P 98-250-2 (1993), **Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 2: Compactage des Plaques**. Association Française de Normalisation.

AFNOR NF P 98-252 (1993), **Essais Relatifs aux Chaussées: Essai à la Presse à Cisaillement Giratoire (PCG)**, Association Française de Normalisation.

AFNOR NF T 98-253-1 (1993), **Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 1: Essai d'Orniérage**. Association Française de Normalisation.

AFNOR NF T 98-254-3 (1993), **Mesure de Propriétés Liées à la Perméabilité des Matériaux des Mélanges Hydrocarbonés - Partie 3 : Essai au Drainomètre de Chantier**. Association Française de Normalisation.

ANTT (2005), **Agência Nacional de Transportes Terrestres**. www.antt.gov.br.
Último acesso em fevereiro de 2005.

ASPHALT INSTITUTE (1989), **The Asphalt Manual**, Asphalt Institute, Manual Series
n° 4 (MS-4).

ASTM D 242-95 (2000), **Standard Specification for Mineral Filler For Bituminous
Paving Mixtures**. In 2003 ASTM Book of Standards. American Society for Testing
and Materials.

BALBO, J. T., (1997), **Pavimentos Asfálticos - Patologias e Manutenção**, ed.
Plêiade, São Paulo.

BROSSEAUD, Y; DELORME, J-L.; HIERNAUX, R., (1993), **Study of Permanent
Deformations in Asphalt with Help of the LCPC Wheel Tracking Rutting Tester:
Evaluation and Future Prospects**. In 72nd Annual Meeting of Transportations
Research Board, USA.

BROWN, E. R.; Mc RAE & CRAWLEY, A. B. (1986), **Effects of Aggregates on
Performance of Bituminous Concrete**. Presented at ASTM Symposium on the
Implication of Aggregate in the Design, Construction and Performance of Flexible
Pavements. New Orleans, USA.

BROWN, E. R. & BASSET, C.E. (1990), **Effects of Maximum Aggregate Size on
Rutting Potential and Other Properties of Asphalt-Aggregate Mixtures**, *in*
Transportation Research Record (TRR) n° 1259 (USA), pp. 107 - 119.

BUFF, J. A. & FILIPPELI, S. S. (1995), **Estudo de Durabilidade e Avaliação do Comportamento de Capa Asfáltica com Cal Hidratada e Outros Tipos - “Fillers” Aplicada em Trechos Experimentais da Rodovia Marechal Rondon**. 29ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), vol. 2; pp. 563-618 - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV). Cuiabá (MT), 1995.

BUTTON, J. W.; PERDOMO, D.; LYTTON, R. L., (1990), **Influence of Aggregate on Rutting in Asphalt Concrete Pavements**. In Transportation Research Record (TRR) nº 1259 (USA), pp. 141-152.

CARVALHO, J. B. Q.; COÊLHO, R. M. G. & BRASILEIRO, F. E. (1995), **Utilização do Calcário em Concreto Asfáltico e em Estabilização de Bases Rodoviárias**. 29ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), vol. 2; pp. 01-21. Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV). Cuiabá (MT).

CARVALHO, J. B.; COÊLHO, R. M. G. & BRASILEIRO, F. E. (1996), **Uso de Calcários em Concreto Asfáltico: Análise Econômica**. 30ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), vol. 1; pp. 199-209 - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV). Salvador (BA).

CARVALHO, A. D. (1999), **Propriedades das Misturas Asfálticas Densas com Brita e com Seixo Rolado Utilizadas como Revestimento de Pavimentos no Pará**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo (SP).

CEDEX NLT-362/92 - Proposta de Norma de Ensayo - (1986), **Determinación de La Perdida por Desgaste de Mesclas el Empleo de La Maquina de Los Angeles**. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas - Centro de Estudios de Carreteras.

CERATTI, J. A. P.; D. H. WESSLING; SPECHT, L. P. (2003), **Estudo Laboratorial do Comportamento de Misturas em concreto Asfáltico com Diferentes Tipos de Fílers**. 34ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), CD-ROM; 15 p. Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV). Campinas (SP).

COELHO, V; SÓRIA, M. H. (1996), **Influência da Composição Granulométrica de Agregados, nas Faixas “B” e “C” da ABNT, na Estabilidade Mecânica de Misturas Asfálticas Preparadas a Quente**. 30ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), vol. 1; pp.210-240 - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV). Salvador (BA).

CPRM, **Companhia de Pesquisas em Recursos Minerais: Serviço Geológico do Brasil**. Ministério de Minas e Energia. www.cprm.gov.br. Último acesso em fevereiro de 2005.

DAMO, A. J. (1990), **Influence of Aggregate Morphology on Mechanical Behaviour of Asphalt Mixtures**, in Transportation Research Record (TRR) nº 1259 (USA).

De La ROCHE, C. (1996). **Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux, Expérimentations et Nouvelles Perspectives d'Analyse**, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris.

DI BENEDETTO, H.; BAAJ, H.; PRONK, A. & LUNDSTRÖM, R. (2003), **Fatigue of Bituminous Mixtures: different approaches and RILEM Group contribution**, in Proceedings of the 6th International RILEM Symposium; pp. 15-38. Zurich (Swiss).

DNIT (2002), **Especificações Gerais para Obras Rodoviárias**. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Rio de Janeiro (RJ).

DNER (1996), **Manual de Pavimentação**. 2ª Ed; 320 p. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ES 313/97 (1997), **Pavimentação - Concreto Betuminoso**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ES 386/99 (1999), **Pavimentação - Pré Misturado a Quente com Asfalto Polímero - Camada Porosa de Atrito**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ME 03/99 (1999), **Material Betuminoso: Determinação da Penetração**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ME 04/94 (1994), **Material Betuminoso: Determinação da Viscosidade Saybolt-Furol à Alta Temperatura**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ME 35/98 (1998), **Agregados: Determinação da Abrasão Los Angeles**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ME 43/95 (1995), **Misturas Betuminosas a Quente: Ensaio Marshall**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ME 78/94 (1994), **Agregado Graúdo: Adesividade ao Ligante Betuminoso**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ME 81/98 (1998), **Agregados: Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ME 84/95 (1995), **Agregado Miúdo: Determinação da Densidade Real**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ME 85/94 (1994), **Material Finamente Pulverizado: Determinação da Massa Específica Real**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ME 89/94 (1994), **Agregados: Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ME 133/94 (1994), **Misturas Betuminosas: Determinação do Módulo de Resiliência**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DOMINGUES, F. A. A., (1993), **MID - Manual para Identificação de Defeitos de Revestimentos Asfálticos de Pavimentos**, Ed. Felipe Augusto Aranha Domingues, São Paulo.

ELLIOT, R. P.; FORD Jr., M. C.; GHANIM, M. & TU, Y. F. (1991), **Effect of Aggregate Gradation Variation on the Properties of the Asphalt Concrete Mixtures**. Arkansas (USA).

FERREIRA, P. N. (2002), **Avaliação da Macrot textura de Trechos Pavimentados de Rodovias Estaduais Situadas na Região Insular do Município de Florianópolis**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, SC.

FHWA-AS 95-003 (1995), **Background of Superpave Asphalt Mixture Design and Analysis**. Federal Highway Administration, USA.

FUJIMURA, F., SOARES, L., HENNIES, W. T. & SILVA, M. A. R. (1995), **O Uso de Finos de Pedreiras de Rochas Gnáissicas e Graníticas em Substituição às Areias Naturais**. 29ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), vol. 1; pp. 146-156 - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV). Cuiabá (MT).

GEIPOT (2000), **Anuário Estatístico dos Transportes (última edição)**. Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes. www.geipot.gov.br. Último acesso em maio de 2004.

GOVERNO do ESTADO do PARÁ (2004). www.governodopara.pa.gov.br. Último acesso em maio de 2004.

GUIMARÃES, J. E. P. (1952), **Calcário no Estado de São Paulo**. Instituto Geográfico e Geológico; Boletim 32. São Paulo (SP).

GUIMARÃES, J. E. P. (2002), **A Cal - Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil**. Associação Brasileira de Produtores de Cal (ABPC); 2ª Edição - Ed: PINI. São Paulo (SP).

HICKS, R. P. (1991), **Moisture Damage in Asphalt Concrete**. National Cooperative Highway Research Program. Synthesis of Highway Practice 175. Transportation Research Board (TRB), 91 p. Washington, USA.

HEUKELOM, W. (1963), **The Role of Filler in Bituminous Mixes**. Koninklijke/Shell - Laboratorium/AAPT. Amsterdam, The Netherlands.

HUBER, G. A & SHULER, T. S. (1992), **Providing Sufficient Void Space for Asphalt Cement: Relationship of Mineral Aggregate Voids and Aggregate Gradation**. The Asphalt Institute, Lexington (KY) - USA.

IBGE (2002), **Contas Nacionais e Regionais do Brasil**. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. www.ibge.gov.br. Último acesso em janeiro de 2005.

JUNQUEIRA, F. F. & SOUZA, N. M. (1995), **Caracterização dos Calcários do Distrito Federal e Avaliação do Seu Potencial para Uso na Pavimentação**. 29ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv) - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV), vol. 1; pp. 518-541. Cuiabá (MT).

KÖPPEN (1928), *in* About Geography. <http://geography.about.com>. Último acesso em maio de 2004.

KRUTZ, N. C. & SEBAALY, P. E. (1993), **The Effects of Aggregate Gradation on Permanent Deformation of Asphalt Concrete**, *in* Asphalt Paving Technology. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists; March 22-24, v. 62. Austin, Texas (USA).

LCPC RG-2/71 (1971), **Rugosité Géométrique des Revêtements Routiers - Mesure de la Profundeur au Sable**. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. RG-2, France.

MÁQUINAS FURLAN Ltda. www.furlan.com.br. Último acesso em janeiro de 2005.

MB-7, **Granulometria por Peneiramento de Agregados**. Método Brasileiro. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

MB-827, **Viscosidade a 60°C do Cimento Asfáltico**. Método Brasileiro. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

METSO MINERALS. www.metsominerals.com. Último acesso em janeiro de 2005.

MOMM, L.; DOMINGUES, F. A. A. (1996a), **Comportamento das Misturas Asfálticas à Deflexão: Módulo, um Dilema não Resolvido**. 30^a Reunião Anual de Pavimentação (RAPv) - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), vol. 2, pp. 674-699. Salvador (BA).

MOMM, L. (1998), **Estudo dos Efeitos da Granulometria Sobre a Macrotextura Superficial do Concreto Asfáltico e Seu Comportamento Mecânico**. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo (SP).

MOTTA, L. M. G. & LEITE, L. F. M. (2000), **Efeito do Fíler nas Características Mecânicas das Misturas Asfálticas**. 11^o Congresso Pan-Americano de Engenharia de Trânsito e Transporte, pp. 1019-1030. Gramado (RS).

MOURA, E. (2001), **Estudo do Efeito de Aditivos Químicos e da Cal como Melhoradores de Adesividade em Misturas Asfálticas Densas**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo (SP).

MOURA, E; BERNUCCI, L. L. B.; FERREIRA, P. N. (2004), **Estudo do Efeito da Variação da Granulometria de Areia na Determinação da Macrotextura de Pavimentos**. 35^a Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), CD-ROM; Paper 090; 11 p. Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv). Rio de Janeiro (RJ)

MOUTIER (1997), **Giratory Compactor: Justification of its use in the French Mix Design**. Superpave Asphalt Mixture Expert Task Group, Purdue University.

NBR 7219/87 (1987), **Teor de Material Pulverulento dos Agregados Graúdos e Miúdos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR 7220/87 (1987), **Teor de Impurezas Orgânicas**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR 7809/87 (1987), **Índice de Forma do Agregado Graúdo**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR 12891/93 (1993), **Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR 15087/2004 (2004), **Misturas Betuminosas: Determinação da Resistência à Tração Indireta por Compressão Diametral**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR 15140/2004 (2004), **Agregados: Determinação do Desgaste por Abrasão**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

PARANHOS, C. A.; LEAL, J. F. (1990), **Compatibilidade das Emulsões Asfálticas com a Natureza Mineralógica dos Agregados**. 10º Encontro de Asfalto; Instituto Brasileiro do Petróleo (IBP). Rio de Janeiro (RJ).

PASQUET, A.; BERTHIER, J. (1966), **Recherches Relatives à la Glissance Routière - Conséquences sur la Conception des Revêtements Routiers**, *in* Spécial F - Ministère de l'Équipement - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.

PASQUET, A. (1968), **Campagne Nationale de Glissance 1967 en France**, *in* Colloque International sur la Glissance et la Sécurité de la Circulation sur Routes Mouillées, Berlin, pp. 717-732.

PEREIRA, A. M. (1982), **Instruções para a Dosagem de Concretos Betuminosos Usinados a Quente**. Relatório Técnico elaborado para a Empresa Carioca de Engenharia S. A.

PEREIRA, P.P.A.; PAIS, J.C. & SILVA, H.D. (2003), **The Influence of Fine Aggregate on the Bituminous Mixture Mechanical Behaviour**, *in* Proceedings of the 6th International RILEM Symposium; pp. 15-38. Zurich (Swiss).

PETROBRÁS S.A. (2005), **Refinaria - Lubrificantes e Derivados de Petróleo do Nordeste (LUBNOR)**. www.petrobras.com.br. Último acesso em fevereiro de 2005.

PUZINAUSKAS, V. P. (1969), **Filler in Asphalt Mixtures**. The Asphalt Institute - Research Report 69-2. Maryland (USA).

RODRIGUES, G. F.; VIANA, M. A. & VASCONCELOS, J. A. G. (1995), **Trecho Experimental/CE: Estudo e Planejamento para a Aplicação da Especificação SHRP no Nordeste**. 29^a Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), vol. 2; pp. 361-376 - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv). Cuiabá (MT).

ROQUE, R., DOMINGUEZ, G., ROMERO, P. (1996), **Efect of Asphalt Mixture Characteristics and Design on Frictional Resistance of Bituminous Wearing Course Mixtures**, *in* Transportation Research Record, n° 1507, pp.39-50.

RUIZ, C. (1943), **Sobre las Propiedades Mecanicas del Sistema Filler - Betún**. LEMIT, Série II, n° 8. Apresentado também na 2^a (1947) e 3^a (1948) Reunión de la Comission Permanente Del Asfalto. Argentina.

SANTANA, H. (1992), **Manual de Pré-Misturados a Frio**. Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP) - 1^a Edição. Rio de Janeiro (RJ).

SANTANA, H. (1995), **Considerações sobre os Nebulosos Conceitos e Definições de Filler em Misturas Asfálticas**. 29ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), vol. 1; pp. 574-604 - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv). Cuiabá (MT).

SANT'ANA, W. C. (1992), **Estudo de Misturas de Areia-Asfalto a Quente para o Estado do Maranhão**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo (SP).

SECRETARIA NACIONAL DE DEFESA AGROPECUÁRIA (1986), **Classificação do Calcário Quanto à Presença de Óxido de Magnésio (MgO)** - Portaria nº 03; 13 de junho. Brasília (DF).

SECTAM, **Núcleo de Hidrometeorologia**. Secretaria Executiva de Ciência, Tecnologia e Meio Ambiente do Estado do Pará. www.sectam.pa.gov.br. Último acesso em janeiro de 2005.

SENÇO, W. de (1979), **Pavimentação**. Ed. Grêmio Politécnico - DLP, 2ª Edição. São Paulo (SP).

SETRAN, **Diretoria de Transporte Terrestre (Modal Rodoviário)**. Secretaria Executiva de Transportes do Estado do Pará. www.setram.pa.gov.br. Último acesso em janeiro de 2005.

SHRP (1994), **Fatigue Response of Asphalt-Aggregate Mixes**. Strategic Highway Research Program (National Research Council), SHRP A-404. Asphalt Research Program - Institute of Transportation Studies; University of California, Berkeley.

SOLIMAN, S.; DOAN, T. H., (1977), **Influence des Paramètres de Formulation sur le Module et la Resistance à la Fatigue de s Graves-Bitume**, in Bulletin de Liaison des Laboratoires Central des Ponts et Chaussées, N° Special V, pp. 229-246.

TERREL, R. L.; AL-SWAILMI, S. (1993), **Role of Pessimism Voids Concept in Understanding Moisture Damage to Asphalt Concrete Mixes**, *in* Transport Research Board (TRR), n°1386; pp 31-37.

TSA (2001), **Development of Revised Grading Envelope for Standard Asphalt Mixes**. Technology Development Section - Project n° 95/SU/007; Report n° 137 MTRD.

YAGER, T.J. & BÜHLMANN, F. (1982), **Macrotexture and Drainage Measurements on a Variety of Concrete and Asphalt Surfaces**, *in* Pavement Surface Characteristics and Materials, ASTM STP 763, Ed. C. M. Hayden, American Society for Testing Materials, pp. 16-30.