

NOVA ABORDAGEM DA DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS COM USO DO COMPACTADOR GIRATÓRIO E FOCO NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Luis Alberto Herrmann do Nascimento

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

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Rio de Janeiro Dezembro de 2008 NOVA ABORDAGEM DA DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS COM USO DO COMPACTADOR GIRATÓRIO E FOCO NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Luis Alberto Herrmann do Nascimento

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

Aprovada por:

Prof. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Prof. Jacques de Medina, L.D.

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, D.Sc.

Prof. Glauco Túlio Pessa Fabri, D.Sc.

Rio de Janeiro, RJ - Brasil Dezembro de 2008 Nascimento, Luis Alberto Herrmann

Nova Abordagem da Dosagem de Misturas Asfálticas Densas com Uso do Compactador Giratório e Foco na Deformação Permanente/ Luis Alberto Herrmann do Nascimento. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2008.

XXIII, 204 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Laura Maria Goretti da Motta

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2008.

Referências Bibliográficas: p. 196-204.

 Dosagem. 2. Misturas Asfálticas. 3. Compactador Giratório. 4. Deformação Permanente I. Motta, Laura Maria Goretti. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título. Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

NOVA ABORDAGEM DA DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS COM USO DO COMPACTADOR GIRATÓRIO E FOCO NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Luis Alberto Herrmann do Nascimento

Dezembro/2008

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil

Este estudo tem como principal objetivo a proposição de uma nova abordagem para a dosagem de misturas asfálticas densas, com foco na prevenção da deformação permanente, baseada em critérios oriundos do comportamento dos materiais na compactação giratória e em ensaios mecânicos. Foram utilizados diferentes agregados minerais, granulometrias e ligantes para o preparo de misturas asfálticas com os compactadores Marshall e giratório, que foram submetidas aos ensaios de deformação permanente no simulador de tráfego francês, ensaios uniaxiais para a determinação do módulo dinâmico e do Flow Number, entre outros parâmetros mecânicos, e análises do intertravamento do esqueleto pétreo segundo o Método de Bailey. As curvas de compactação giratória foram utilizadas para a obtenção de diversos índices que foram associados ao esqueleto pétreo e comparados com o desempenho das misturas nos ensaios mecânicos. Verificou-se que esses índices oriundos do compactador giratório são sensíveis ao grau de intertravamento do esqueleto pétreo e ao teor de ligante, tendo boa correlação entre si e com o comportamento das misturas asfálticas, indicando que os mesmos têm grande potencial de serem utilizados nos processos de seleção dos materiais e de dosagem das misturas, visando à prevenção da deformação permanente nos revestimentos asfálticos.

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

NEW APPROACH FOR HOT-MIX ASPHALT DESIGN USING THE GYRATORY COMPACTOR TO RUTTING PREVENTION

Luis Alberto Herrmann do Nascimento

December/2008

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

The main objective of this study is to develop a new approach for hot-mix asphalt (HMA) design focused on rutting prevention, based on parameters from the materials behavior during the gyratory compaction and mechanical tests. It was used different mineral aggregates, gradations and binders to prepare HMA's using Marshall and gyratory compactors. These HMA's were submitted to French wheel track rutting test, uniaxial tests to determine the dynamic modulus, Flow Number and others mechanical properties, and analysis of the aggregate skeleton interlock using the Bailey Method. The gyratory compaction curves index were compared with the aggregate skeleton properties and it was associated to mechanical testes rutting performance parameters. It was verified that these index from gyratory compactor are sensible to aggregate interlock and binder content, and it has a good correlation with themselves and the HMA's behavior, indicating that these parameters has a good potential to be used in the materials selection and HMA design processes to prevent the asphalt layers rutting.

SUMÁRIO

1.	INTRO	DUÇÃO	1
2.	REVIS	ÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2	.1. DEFORM	MAÇÃO PERMANENTE NOS REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS	4
	2.1.1.	Agregados Minerais	7
	2.1.2.	Ligante Asfáltico	11
	2.1.3.	Propriedades Volumétricas das Misturas Asfálticas	14
2 [.2. ENSAIO	OS MECÂNICOS EM MISTURAS ASFÁLTICAS PARA A DETERMINAÇÃO 10 EM TERMOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	do 17
	2.2.1.	Módulo Dinâmico Uniaxial	19
	2.2.2.	Módulo Dinâmico Cisalhante	24
	2.2.3.	Ensaio Triaxial Convencional	28
	2.2.4.	Ensaio Uniaxial Estático – Creep	31
	2.2.5.	Ensaio Uniaxial de Carga Repetida	35
	2.2.6.	Simuladores Tipo Wheel Track	38
2	.3. Uso do	OCOMPACTADOR GIRATÓRIO PARA DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS	45
	2.3.1.	Histórico do Uso do Compactador Giratório	45
	2.3.2.	Compactação de Campo x Compactação de Laboratório	49
	2.3.3.	A Compactação e a Estrutura Interna das Misturas Asfálticas	53
	2.3.4.	Características da Compactação Giratória Atual	62
2 N	4. USO E Aisturas A	DO COMPACTADOR GIRATÓRIO PARA A PREVISÃO DO DESEMPENHO ASFÁLTICAS	DE 67
	2.4.1.	Compaction Densification Índex (CDI)	68
	2.4.2.	Traffic Densification Índex (TDI)	69
	2.4.3.	Prato de Carga Giratória (GLPA)	71
	2.4.4.	Parâmetros de Compactação Oriundos do GLPA	74
	2.4.5.	Locking Point	80

2.4.6.	Índices	de	Compactação	Giratória	е	0	Desempenho	das	Misturas
Asfálticas	83								

	2.5. Anális	SE DO ESQUELETO PÉTREO SEGUNDO O MÉTODO DE BAILEY	
	2.5.1.	Definições de Agregado Graúdo e Fino do Método de Bailey	
	2.5.2.	Combinação Volumétrica dos Agregados	
	2.5.3.	Critério de Análise das Misturas	
3.	PROC	EDIMENTOS EXPERIMENTAIS	99
	3.1. VISÃO	GERAL	
	3.2. CARAG	CTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS	102
	3.3. Dosad	GENS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	104
	3.4. Proce	ESSAMENTO DAS CURVAS DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA	108
	3.5. ENSAI	DS MECÂNICOS	114
	3.5.1.	Ensaio de Deformação Permanente no Simulador Francês	114
	3.5.2.	Ensaios Uniaxiais para Determinação do Módulo Dinâmico	115
		, .	
	3.5.3.	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida	121
4.	3.5.3. MATE	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida	121 126
4.	3.5.3. MATE 4.1. Agree	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida RIAIS EMPREGADOS	121 126 126
4 .	3.5.3. MATE 4.1. Agrec 4.2. Curv/	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida RIAIS EMPREGADOS GADOS MINERAIS	121 126 126 128
4 .	3.5.3. MATE 4.1. Agrec 4.2. Curv 4.3. Ligan	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida RIAIS EMPREGADOS GADOS MINERAIS AS GRANULOMÉTRICAS	<i>121</i> 126 126 128 133
4. 5.	3.5.3. MATE 4.1. Agrec 4.2. Curv/ 4.3. Ligan ⁻ RESU	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida RIAIS EMPREGADOS GADOS MINERAIS AS GRANULOMÉTRICAS TES ASFÁLTICOS LTADOS E ANÁLISES	121 126 128 133 135
4. 2 5.	3.5.3. MATE 4.1. AGREC 4.2. CURV/ 4.3. LIGAN RESU 5.1. DOSAC	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida RIAIS EMPREGADOS GADOS MINERAIS AS GRANULOMÉTRICAS TES ASFÁLTICOS LTADOS E ANÁLISES GENS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	121 126 126 128 133 135
4. 2. 5.	3.5.3. MATE 4.1. AGREC 4.2. CURV/ 4.3. LIGAN RESU 5.1. DOSAC 5.1.1.	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida RIAIS EMPREGADOS GADOS MINERAIS AS GRANULOMÉTRICAS TES ASFÁLTICOS LTADOS E ANÁLISES GENS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS Espessura da Película de Ligante	121 126 126 128 133 135 137
4. 5.	3.5.3. MATE 4.1. AGREC 4.2. CURVA 4.3. LIGAN 5.1. DOSAC 5.1.1. 5.1.2.	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida RIAIS EMPREGADOS GADOS MINERAIS AS GRANULOMÉTRICAS TES ASFÁLTICOS LTADOS E ANÁLISES GENS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS Espessura da Película de Ligante Comparação do Teor de Projeto: Marshall x Superpave	121 126 126 128 133 135 135 137 141
4. 2. 5.	3.5.3. MATE 4.1. AGREC 4.2. CURV/ 4.3. LIGAN 6.1. DOSAC 5.1.1. 5.1.2. 5.2. ANÁLIS	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida RIAIS EMPREGADOS GADOS MINERAIS	121 126 126 128 133 135 135 137 141 148
4. 5.	3.5.3. MATE 4.1. AGREC 4.2. CURVA 4.3. LIGAN 5.1. DOSAC 5.1.1. 5.1.2. 5.2. ANÁLIS 5.3. ÍNDICE	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida RIAIS EMPREGADOS	121 126 126 128 133 135 135 137 141 148 153
4. 5.	3.5.3. MATE 4.1. AGREC 4.2. CURV/ 4.3. LIGAN 6.1. DOSAC 5.1.1. 5.1.2. 5.2. ANÁLIS 5.3. ÍNDICE 5.4. ENSAI	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida RIAIS EMPREGADOS GADOS MINERAIS	121 126 126 128 133 135 135 137 141 148 148 153 165

REF	ERÊNCI	AS BIBLIOGRÁFICAS	196
6.	CONC	LUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	191
5.	7. ANÁLIS	ES ADICIONAIS COM OUTROS MATERIAIS	182
5.0 PF	3. ANÁLIS ₹EVISÃO E	E COMPARATIVA DOS ÍNDICES DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA ASSOCIADO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE)S À 178
5.	5. COMPA	RAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS MECÂNICOS	175
	5.4.3.	Ensaios Uniaxiais de Módulo Dinâmico	169
	5.4.2.	Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida	167

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Exemplo de revestimento asfáltico com deformação permanente, em menos de 60 dias de serviço1
Figura 2.1: Evolução do ATR com o número de repetição de ciclos de uma mistura asfáltica submetida à ensaio acelerado em simulador de tráfego (ZHONG e HOSSAIN, 2002)
Figura 2.2: Comparação do esqueleto pétreo de misturas tipo SMA (A) e densas (B) (MOURÃO, 2003)9
Figura 2.3: Detalhe do esqueleto mineral de misturas tipo SMA (MOURÃO, 2003) 9
Figura 2.4: Correlação entre a deformação permanente observada no simulador de tráfego do Indiana DOT e o VAM <i>in-situ</i> (STIADY <i>et al.</i> , 2001)
Figura 2.5: Exemplo de curva de estabilidade e fluência Marshall de uma mistura asfáltica
Figura 2.6: Esquema do ensaio de módulo dinâmico uniaxial19
Figura 2.7: Comparação entre <i>E</i> * a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas <i>MnRoad</i> (WITCZAK <i>et al.,</i> 2002)
Figura 2.8: Comparação entre $ E^* $ /sen ϕ a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas <i>MnRoad</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.9: Comparação entre <i>E</i> * a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF – <i>Turner Fairbanks</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.10: Comparação entre $ E^* $ /sen ϕ a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF – <i>Turner Fairbanks</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.11: Comparação entre <i>E</i> * a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas <i>WesTrack</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.12: Comparação entre <i>E</i> * /sen∳ a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas <i>WesTrack</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.13: Carregamentos aplicados durante o ensaio de módulo dinâmico cisalhante

Figura 2.14: Esquema dos carregamentos aplicados durante o ensaio de módulo dinâmico cisalhante de mistura asfáltica
Figura 2.15: Comparação entre <i>G</i> * a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas <i>MnRoad</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)27
Figura 2.16: Comparação entre <i>G</i> * a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF – <i>Turner Fairbanks</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.17: Resistência ao cisalhamento a 54,4°C versus afundamento de trilha de roda nas pistas <i>MnRoad</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.18: Resistência ao cisalhamento a 54,4°C versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF – <i>Turner Fairbanks</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.19: Resistência ao cisalhamento a 54,4°C versus afundamento de trilha de roda nas pistas <i>WesTrack</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.20: Exemplo de uma curva típica da função fluência de uma mistura asfáltica (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.21: Parâmetros de regressão do modelo potência da Zona Secundária (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.22: Comparação entre <i>Flow Time</i> (54,4°C e 0,07MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas <i>MnRoad</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.23: Comparação entre <i>Flow Time</i> (54,4°C e 0,14MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.24: Comparação entre <i>Flow Time</i> (54,4°C e 0,07MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas <i>WesTrack</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.25: Deformação plástica (ε _p) acumulada em função do número de ciclos num ensaio uniaxial de carga repetida em mistura asfáltica (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)36
Figura 2.26: Comparação entre <i>Flow Number</i> (54,4°C e 0,07MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas <i>MnRoad</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.27: Comparação entre <i>Flow Number</i> (54,4°C e 0,14MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)

Figura 2.28: Comparação entre <i>Flow Number</i> (54,4°C e 0,07MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas <i>WesTrack</i> (WITCZAK <i>et al.</i> , 2002)
Figura 2.29: Equipamento simulador de tráfego de laboratório francês, desenvolvido pelo LCPC (EMPA – Suíça)
Figura 2.30: Equipamento simulador de tráfego de laboratório brasileiro, desenvolvido pela UFC em parceria com a iniciativa privada – Sistran
Figura 2.31: Equipamento simulador de tráfego de laboratório norte-americano APA: na esquerda uma visão geral; e na direita detalhe do sistema de aplicação de cargas (Petrobras Distribuidora S.A.)
Figura 2.32: Mesa compactadora francesa desenvolvida no LCPC, utilizada para moldagem das placas de mistura asfáltica41
Figura 2.33: Resultados dos ensaios de deformação permanente no equipamento francês, com dois ligantes asfálticos argentinos (Fonte: CENPES)
Figura 2.34: Simulador de tráfego de laboratório Hamburg (NCAT)43
Figura 2.35: Simulador de tráfego de laboratório sul-africano MLS: na esquerda uma visão geral do simulador (dentro da câmara de temperatura); na direita detalhe da roda do equipamento (EMPA – Suíça)43
Figura 2.36: Simulador de tráfego de laboratório PurWheel (<i>North Central Superpave</i> <i>Center</i> – Indiana DOT)
Figura 2.37: Tela do <i>software</i> IMAGO mostrando a fatia <i>i</i> de um corpo-de-prova e seu respectivo histograma com a distribuição de CT (NASCIMENTO <i>et al.</i> 2006) 56
Figura 2.38: Regiões do corpo-de-prova para análise da distribuição dos vazios com ar no estudo de NASCIMENTO <i>et al.</i> (2006)
Figura 2.39: Imagem digital obtida da seção transversal de um corpo-de-prova (a); e mesma imagem processada no Autocad, representando os eixos dos agregados e a área central da seção (b)
Figura 2.40: Distribuição dos vazios com ar em corpos-de-prova Marshall (a) e Superpave 100mm (b)58
Figura 2.41: Distribuição dos vazios com ar em corpos-de-prova Superpave 150mm (a) e Superpave – núcleos extraídos (b)

xi

Figura 2.42: Distribuição dos vazios com ar em corpo-de-prova típico extraído da pista (a); e (b) em preto, a distribuição total dos vazios dos corpos-de-prova da pista e na cor laranja, a média dessa distribuição
Figura 2.43: Reconstruções tridimensionais, destacando os vazios com ar no interior dos diferentes tipos de materiais estudados por NASCIMENTO <i>et al.</i> (2006) 61
Figura 2.44: Gráficos com os resultados das análises da orientação dos agregados nos diferentes corpos-de-prova (NASCIMENTO <i>et al.</i> 2006)
Figura 2.45: Esquema do compactador giratório Superpave (MARQUES, 2004) 62
Figura 2.46: Configurações do SGC e parâmetros de compactação (MARQUES, 2004)
Figura 2.47: Curva de compactação típica obtida no SGC (MARQUES, 2004)66
Figura 2.48: Exemplo de representação gráfica do índice CDI
Figura 2.49: Exemplo de representação gráfica do índice TDI70
Figura 2.50: Esquema ilustrativo do Prato de Carga Giratória – GLPA (MAHMOUD e BAHIA, 2004)
Figura 2.51: Montagem do GLPA sobre o corpo-de-prova durante a compactação (MAHMOUD e BAHIA, 2004)72
Figura 2.52: Ponto de excentricidade calculado a partir das forças P ₁ , P ₂ e P ₃ oriundas das células de carga (MAHMOUD e BAHIA, 2004)73
Figura 2.53: Exemplos típicos da variação de <i>w</i> em função do número de giros (MAHMOUD e BAHIA, 2004)
Figura 2.54: Ilustração da área sob a curva de esforço resistivo onde são calculados os índices CFI e TFI (MAHMOUD e BAHIA, 2004)
Figura 2.55: Forças atuando na metade inferior do corpo-de-prova em um determinado ângulo θ de giro (DESSOUKY <i>et al.</i> , 2004)76
Figura 2.56: Exemplo de curva de compactação ilustrando o intervalo onde é calculado o índice CEI (DESSOUKY <i>et al.</i> , 2004)78
Figura 2.57: Correlação entre TDI e TFI obtida em estudo na Universidade de Wisconsin (MAHMOUD e BAHIA, 2004)

Figura 2.58: Esquema ilustrativo do <i>Locking Point</i> , segundo definição de VAVRIK e CARPENTER (1998)	. 81
Figura 2.59: Número de giros no <i>Locking Point</i> (N _{LP}) das misturas projetadas no N _{des} no estudo de MOHAMMAD e SHAMSI (2007)	; . 82
Figura 2.60: Valores de CDI e TDI modificados encontrados por MOHAMMAD e SHAMSI (2007) para as misturas estudadas	. 83
Figura 2.61: Correlação entre TDI e FN para as misturas asfálticas do estudo de MAHMOUD e BAHIA (2004)	. 87
Figura 2.62: Correlação entre TFI e FN para as misturas asfálticas do estudo de MAHMOUD e BAHIA (2004)	. 88
Figura 2.63: Correlação entre CDI e FN para as misturas asfálticas do estudo de MAHMOUD e BAHIA (2004)	. 88
Figura 2.64: Correlação entre TDI e FN para as misturas asfálticas do estudo de MAHMOUD e BAHIA (2004) - todas com ligante de mesma classificação e sem material reciclado	ı . 89
Figura 2.65: Correlação entre CDI e FN para as misturas asfálticas do estudo de MAHMOUD e BAHIA (2004) - todas com ligante de mesma classificação e sem material reciclado	ı . 89
Figura 2.66: Esquema do Método de Bailey para seleção da massa específica escolhida para os agregados graúdos (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002)	. 95
Figura 3.1: Curva de densificação típica de um CP compactado no SGC 1	110
Figura 3.2: Esquema do método de retangularização utilizado para calcular as áreas sob a curva de densificação nesta pesquisa1	; 11
Figura 3.3: Esquema ilustrativo do PTA, adaptado da definição de VAVRIK e CARPENTER (1998)1	112
Figura 3.4: Misturador mecânico francês BBMAX 80 do Cenpes 1	16
Figura 3.5: Ilustração da obtenção do CP usado para o ensaio uniaxial a partir do núcleo extraído, cortado no topo e na base1	116
Figura 3.6: Esquema de fixação dos sensores axiais ao CP (AASHTO TP 62-05) 1	117

Figura 3.7: Ilustração de um CP com os sensores axiais MTS e o circunferencial Epsilon acoplados – prensa hidráulica do Cenpes
Figura 3.8: Ilustração esquemática dos deslocamentos axial e circunferencial 119
Figura 3.9: Tela do microcomputador da prenda MTS do Cenpes, com os aplicativos MPT e DPM em funcionamento durante ensaio uniaxial
Figura 3.10: Carregamento aplicado no ensaio uniaxial de carga repetida a 60°C 123
Figura 3.11: Gráfico com a deformação plástica e a taxa de deformação plástica ao longo de um ensaio de carga repetida, com a identificação do FN (Cenpes) 124
Figura 3.12: Exemplo de um CP ao final de um ensaio típico de FN a 60°C, com carga de 204kPa (Cenpes)
Figura 4.1: Curva granulométrica com TMN = 25mm (Faixa A) 129
Figura 4.2: Curva granulométrica com TMN = 19mm (Faixa B)130
Figura 4.3: Curva granulométrica com TMN = 12,5mm (Faixa C)
Figura 4.4: Curva granulométrica com TMN = 9,5mm (Faixa C)
Figura 5.1: Espessura total de ligante em função da superfície específica dos agregados
Figura 5.2: Espessura total de ligante em função do VAM das misturas asfálticas 140
Figura 5.3: Espessura total de ligante em função da RBV das misturas asfálticas 141
Figura 5.4: Comparação do teor de projeto das dosagens Marshall e Superpave com CAP 20 REVAP
Figura 5.5: Comparação do teor de projeto das dosagens Marshall e Superpave com CAP 20 REGAP
Figura 5.6: Variação dos vazios com o teor de ligante, em diferentes giros de referência – mistura com granulometria de TMN = 12,5mm e CAP 20 REGAP 144
Figura 5.7: Variação da porcentagem de vazios com os giros de referência, no teor de ligante ótimo Marshall – mistura com granulometria de TMN = 12,5mm e CAP 20 REGAP
Figura 5.8: Comparação dos N _{eq} das misturas Marshall

Figura 5.9: Correlações do giro equivalente com as espessuras efetiva e total da película de ligante asfáltico	47
Figura 5.10: Variação do CDI com o teor de ligante para as misturas com CAP 20 REVAP1	55
Figura 5.11: Variação do CDI com o teor de ligante para as misturas com CAP 20 REGAP	55
Figura 5.12: Variação do TDI _m com o teor de ligante para as misturas com CAP 20 REVAP1	56
Figura 5.13: Variação do TDI _m com o teor de ligante para as misturas com CAP 20 REGAP	56
Figura 5.14: Variação do PTA versus teor de ligante para as misturas com CAP 20 REVAP e CAP 20 REGAP1	57
Figura 5.15: Valores do CDI das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REVAP1	59
Figura 5.16: Valores do CDI das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REGAP1	60
Figura 5.17: Valores do TDI _m das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REVAP	60
Figura 5.18: Valores do TDI _m das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REGAP	61
Figura 5.19: Valores do PTA das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REVAP1	61
Figura 5.20: Valores do PTA das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REGAP1	62
Figura 5.21: Valores do PTA das misturas asfálticas, nos teores de projeto Marshall e Superpave, comparados com o CDI1	e 62
Figura 5.22: Comparação do TDI com o CDI das misturas asfálticas no teor de projet Marshall - CAP 20 REVAP	to 64

Figura 5.23: Comparação do CDI das misturas asfálticas, nos teores de projeto Marshall e Superpave, com o VAG _{mc}
Figura 5.24: Resultados do afundamento de trilha de roda com 30.000 ciclos no simulador francês das misturas deste estudo
Figura 5.25: Resultados de FN das misturas com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall desta pesquisa
Figura 5.26: Resultados de b das misturas com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall desta pesquisa
Figura 5.27: Valores de módulo dinâmico a 25°C das misturas com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall desta pesquisa
Figura 5.28: Valores de módulo dinâmico a 60°C das misturas com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall
Figura 5.29: Valores de E* x sen a 10Hz e 25°C das misturas com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall por granulometria estudada
Figura 5.30: Valores de E* /sen∳ a 5Hz e 60°C das misturas com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall por granulometria estudada
Figura 5.31: Coeficiente de Poisson versus deformação vertical de ensaio das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall
Figura 5.32: Comparação dos resultados de FN com a taxa de deformação (b) das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall deste estudo
Figura 5.33: Comparação dos resultados de FN com a deformação permanente após 30.000 ciclos no simulador francês das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall
Figura 5.34: Comparação dos resultados da taxa de deformação (b) com a deformação permanente após 30.000 ciclos no simulador francês das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall
Figura 5.35: Comparação dos resultados de FN com E* /sen

Figura 5.36: Comparação dos resultados de deformação permanente após 30.000 ciclos no simulador francês com E* /sen∳ das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall
Figura 5.37: Comparação dos resultados de CDI com a deformação permanente após 30.000 ciclos no simulador francês das misturas deste estudo no teor de projeto Marshall
Figura 5.38: Comparação dos resultados de PTA com a deformação permanente após 30.000 ciclos no simulador francês das misturas deste estudo no teor de projeto Marshall
Figura 5.39: Comparação dos resultados de CDI com o FN das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall
Figura 5.40: Comparação dos resultados de TDI com a deformação permanente no simulador francês após 30.000 ciclos das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall (aproximados)
Figura 5.41: Comparação dos resultados de TDI com o FN das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall
Figura 5.42: Comparação da deformação permanente no simulador francês após 30.000 ciclos com o CDI das misturas asfálticas da Tabela 5.16
Figura 5.43: Comparação da deformação permanente no simulador francês após 30.000 ciclos com o CDI das misturas asfálticas da Tabela 5.16 projetadas com o SGC
Figura 5.44: Ilustração esquemática do uso do CDI como parâmetro adicional de dosagem com o SGC – proposição inicial sugerida neste estudo
Figura 5.45: Comparação da deformação permanente no simulador francês após 30.000 ciclos com o G*/senδ a 64°C dos ligantes asfálticos para todas as misturas
Figura 5.46: Comparação da deformação permanente no simulador francês após 30.000 ciclos com o G*/sen δ a 64°C das misturas dos grupos A a F e J a O 190

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Recomendações Superpave para VAM (AASHTO M 323-04) 15
Tabela 2.2: Fatores que afetam o afundamento de trilha de roda nos revestimentosasfálticos (MAHMOUD e BAHIA, 2004)
Tabela 2.3: Valores de N _{ini} , N _{des} e N _{max} para diferentes níveis de tráfego, segundo AASHTO R 35-04
Tabela 2.4: Misturas asfálticas estudadas por MAHMOUD e BAHIA (2004) 85
Tabela 2.5: Resultados dos parâmetros de deformação permanente da pesquisa deMAHMOUD e BAHIA (2004)
Tabela 2.6: Critérios de dosagem baseados nos índices CDI e TDI, propostos porBAHIA e FAHEEM (2007)
Tabela 2.7: Peneiras de controle do Método de Bailey (VAVRIK et al., 2002)
Tabela 2.8: Valores recomendados para os parâmetros de proporção dos agregados em misturas de comportamento graúdo (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002)
Tabela 2.9: Peneiras de controle do Método de Bailey para misturas decomportamento fino (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002)
Tabela 2.10: Valores recomendados para os parâmetros de proporção dos agregadosem misturas de comportamento fino (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002)
Tabela 3.1: Misturas asfálticas utilizadas neste estudo
Tabela 3.2: Ensaios de caracterização dos agregados
Tabela 3.3: Requisitos volumétricos da dosagem Marshall (Asphalt Handbook – MS-4,1989)
Tabela 3.4: Requisitos volumétricos da dosagem Superpave (AASHTO M 323-04). 106
Tabela 3.5: Limites da curva de densificação considerados neste trabalho para o cálculo dos índices CDI, TDI e TDI _m
Tabela 3.6: Número de ciclos, intervalos de cálculo e número de determinações domódulo dinâmico utilizados na determinação do módulo dinâmico

Tabela 4.1: Propriedades físicas dos agregados minerais de Juiz de Fora – MG, utilizados nesta pesquisa	26
	.0
Tabela 4.2: Curvas granulométricas utilizadas nesta pesquisa	28
Tabela 4.3: Propriedades específicas das diferentes granulometrias usadas nesta pesquisa 13	31
Tabela 4.4: Fatores de área utilizados para o cálculo da superfície específica dascurvas granulométricas (ROBERTS <i>et al.</i> , 1996)	32
Tabela 4.5: Propriedades dos ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa	3
Tabela 4.6: Temperaturas de mistura e compactação utilizadas no preparo dos CPsMarshall e Superpave nesta pesquisa13	34
Tabela 5.1: Resultados volumétricos das dosagens das misturas asfálticas com o compactador Marshall 13	35
Tabela 5.2: Resultados volumétricos das dosagens das misturas asfálticas com o SG	C 36
Tabela 5.3: Espessuras da película de ligante das misturas asfálticas Marshall eSuperpave no teor de projeto	88
Tabela 5.4: Número de giros equivalente (N _{eq}) do compactador giratório, para obter mesmo teor de ligante ótimo Marshall (75 golpes por face)	5
Tabela 5.5: Resultados das análises para definição do comportamento das misturasasfálticas deste estudo	19
Tabela 5.6: Parâmetros do Método de Bailey das misturas asfálticas deste estudo . 15	50
Tabela 5.7: Índices de compactação giratória dos CPs utilizados na dosagem com oSGC das misturas desta pesquisa15	53
Tabela 5.8: Índices de compactação giratória nos teores de projeto Marshall eSuperpave15	58
Tabela 5.9: Índice de compactação giratória TDI das misturas com CAP 20 REVAP eteor de projeto Marshall16	3
Tabela 5.10: Resultados dos ensaios de deformação permanente no simulador francê– misturas com teor de projeto Marshall	es 05

Tabela 5.11: Resultados dos ensaios uniaxiais de carga repetida a 60°C – misturas com teor de projeto Marshall e CAP 20 REVAP deste estudo
Tabela 5.12: Resultados dos ensaios uniaxiais de módulo dinâmico a 25°C – misturas com teor de projeto Marshall e CAP 20 REVAP deste estudo
Tabela 5.13: Resultados dos ensaios uniaxiais de módulo dinâmico a 60°C – misturas com teor de projeto Marshall e CAP 20 REVAP deste estudo
Tabela 5.14: Características básicas das misturas asfálticas utilizadas nas análisesadicionais desta dissertação
Tabela 5.15: Propriedades dos ligantes asfálticos utilizados nas misturas adicionaisdesta dissertação
Tabela 5.16: Resultados de CDI, deformação permanente no simulador francês e FN das misturas asfálticas utilizadas nas análises adicionais desta dissertação 185

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

- AG Agregado Graúdo
- ALF Accelerating Loading Facility
- APA Asphalt Pavement Analyzer
- As Superfície específica do agregado
- ATR Afundamento de Trilha de Roda
- b Taxa de deformação da zona secundária da curva de fluência total (log) versus tempo (log)
- BMP Polietileno e borracha moída de pneu
- C Fator de correção: G_{mb} (medido) ÷ G_{mb} (estimado)
- C10 % da densidade relativa máxima (%G_{mm}) após 10 giros
- C230 % da densidade relativa máxima (%G_{mm}) após 230 giros
- CDI Compaction Densification Índex
- CEI Contact Energy Index
- CENPES Centro de Pesquisa e Desenvolvimento Américo Leopoldo Miguez de Mello
- CFI Compaction Force Índex
- CP Corpo-de-prova
- γw Massa específica da água
- D' Função fluência viscoelástica em um dado instante
- D₀ Fluência instantânea
- D_b Densidade relativa do ligante
- d_N variação de altura do CP no giro N
- DOT Department of Transportation
- DPM Dynamic Property Monitor
- D(t) Função fluência
- e excentricidade da força resultante

- E_c Módulo de *creep* dinâmico
- EVA Etileno-acetato de vinila (copolímero)
- FAF Proporção fina do agregado fino (Método de Bailey)
- FN Flow Number
- |G*| Módulo complexo no cisalhamento
- GAF Proporção graúda do agregado fino
- GLPA Gyratory Load Plate Assembly Prato de Carga Giratória
- G_{mb} Densidade específica aparente de mistura asfáltica
- G_{mm} Densidade específica máxima de mistura asfáltica
- GTM Gyratory Testing Machine
- k número de giros do compactador giratório (N_g) sobre o número de passadas no campo (N_p)
- Locking Point Ponto de Travamento dos Agregados
- μ_e espessura efetiva do filme asfáltico
- μ_t espessura total do filme asfáltico
- MPT Multi Purpose Testware
- MR Módulo de resiliência
- N_{des} Número de giros de projeto
- Neg Número equivalente de giros no SGC
- N_{ini} Número inicial de giros
- N_{max} Número máximo de giros
- N-SR_{Max} Número de giros para obter a tensão cisalhante máxima
- P Força na célula de carga do SGC
- P_b Teor de ligante total, %
- P_{be} Teor de ligante efetivo, %
- P_{ca} % de agregados graúdos na mistura asfáltica
- PCG Prensa de Cisalhamento Giratório

- PCP Peneira de Controle Primário
- PCS Peneira de Controle Secundário
- PCT Peneira de Controle Terciário
- PG Grau de desempenho do ligante asfáltico
- PM Peneira média
- PTA Ponto de Travamento dos Agregados (Locking Point)
- PURWHEEL Purdue Wheel Track Device
- q Resultante das forças com sua excentricidade no GLPA
- RBV Relação Betume-Vazios
- RPB Relação Pó-Betume Efetivo
- SBR Borracha Estireno Butadieno
- SBS Estireno Butadieno Estireno
- S_{θ} Tensão cisalhante durante compactação giratória
- SGC Superpave Gyratory Compactor
- SHRP Strategic Highway Research Program
- SMA Stone Matrix Asphalt
- Superpave Superior Performing Asphalt Pavements
- **TDI** Traffic Densification Index
- TFI Traffic Force Index
- TMN Tamanho máximo nominal (dos agregados)
- V_a Vazios com ar, %
- VAG_{mc} Vazios dos agregados graúdos na mistura asfáltica, %
- $\mathsf{VAG}_{\mathsf{ss}}-\mathsf{Vazios}$ dos agregados graúdos soltos no estado seco, %
- VAM Vazios dos agregados minerais, %
- V_{mx} Volume do CP de mistura asfáltica em um giro x
- w Esforço resistivo no SGC por unidade de volume por giro

1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos tem sido bastante comum a ocorrência de problemas associados à deformação permanente nos revestimentos asfálticos aplicados em rodovias brasileiras. O que agrava a situação é que este tipo de defeito costuma se manifestar de maneira precoce, comprometendo a serventia dos pavimentos em poucas semanas (NASCIMENTO *et al.*, 2008).

A deformação permanente nos revestimentos asfálticos pode ser definida como depressões longitudinais nas trilhas de roda, as quais aumentam com as cargas repetidas impostas pelo tráfego de veículos (MAHMOUD e BAHIA, 2004). Também é conhecida como afundamento de trilha de roda (ATR) e o seu desenvolvimento se dá pela combinação entre a densificação e a deformação de cisalhamento, podendo ocorrer em uma ou mais camadas do pavimento, incluindo o subleito. Na Figura 1.1 é apresentada uma ilustração com este defeito num revestimento com menos de 60 dias em serviço.



Figura 1.1: Exemplo de revestimento asfáltico com deformação permanente, em menos de 60 dias de serviço

Os métodos brasileiros de dosagem de misturas asfálticas baseiam-se principalmente nas propriedades volumétricas destes materiais – densidade, porcentagem de vazios, vazios dos agregados minerais, relação betume vazios, entre outros parâmetros tais como estabilidade e fluência Marshall, os quais não reproduzem adequadamente o desempenho de campo. Assim, mesmo atendendo aos requisitos especificados pelas

normas vigentes, muitas misturas asfálticas apresentam comportamento insatisfatório quando em serviço.

O mais recente avanço nas metodologias de dosagem é o sistema Superpave, o qual considera o clima e o tráfego na seleção dos materiais, sendo o uso do compactador giratório Superpave (SGC) no preparo dos corpos-de-prova o principal diferencial do processo. Segundo MOHAMMAD e SHAMSI (2007), o SGC é geralmente utilizado para medir apenas as propriedades volumétricas como densidade e porcentagem de vazios em função do número de giros, não sendo feitas análises de estabilidade ou resistência com os dados da compactação giratória.

Porém, segundo BAHIA e FAHEEM (2007), são as propriedades mecânicas que estão mais relacionadas com o desempenho dos pavimentos asfálticos. Embora diversos trabalhos tenham sido feitos para desenvolver testes separados de medição das propriedades mecânicas das misturas, estes procedimentos, em geral, requerem mais equipamentos e tempo, os quais podem ser reduzidos se inicialmente forem identificados os materiais de melhor potencial para garantir o desempenho da mistura que está sendo projetada.

Levando-se em conta que o SGC é componente chave na atual metodologia de dosagem Superpave, e que seu uso tem sido cada vez mais freqüente e entendido, inclusive no Brasil, é desejável utilizá-lo para a obtenção de dados associados ao comportamento mecânico das misturas. A correta interpretação dos seus resultados pode levar ao estabelecimento de padrões e normas que podem servir de suplemento para as dosagens volumétricas. Já existe uma série de trabalhos nesta linha, inclusive alguns até são anteriores ao Superpave. Estes estudos têm um tema em comum, ou seja: definir se o SGC pode ser utilizado para a avaliação do desempenho na deformação permanente das misturas asfálticas.

Por outro lado, a origem, a granulometria, a forma, a textura e algumas outras propriedades dos agregados minerais são fundamentais no desempenho dos revestimentos asfálticos.

Muitos pesquisadores vêm tentando relacionar as propriedades dos agregados com o desempenho das misturas, mas essa não é uma tarefa fácil, tendo-se em vista que uma única propriedade desse material pode influenciar características fundamentais das misturas, acarretando em alterações complexas do todo (GOUVEIA, 2006).

2

Dentro do que foi apresentado, este estudo tem como principal objetivo a proposição de uma nova abordagem para a dosagem de misturas asfálticas densas, com foco na prevenção da deformação permanente, baseada em critérios oriundos do comportamento dos materiais na compactação giratória e em ensaios mecânicos uniaxiais.

No entanto, a pesquisa tem outros objetivos secundários, entre eles:

- Fazer uma comparação entre as dosagens com os compactadores Marshall e SGC;
- Analisar a influência do esqueleto pétreo no comportamento das misturas asfálticas durante a compactação giratória, com a aplicação do Método de Bailey;
- Analisar a influência do esqueleto pétreo e do ligante asfáltico no desempenho das misturas asfálticas em termos de deformação permanente;
- Fazer a comparação entre os resultados dos ensaios de deformação permanente no simulador de tráfego francês e dos ensaios uniaxiais dinâmicos para a determinação do módulo dinâmico e do *Flow Number*.

No Capítulo 2 deste documento está apresentada a revisão bibliográfica da pesquisa, onde são descritos os fundamentos teóricos relacionados com o comportamento das misturas asfálticas em termos de deformação permanente; ensaios mecânicos para a sua caracterização; histórico e estado da arte sobre o uso do SGC para a dosagem e previsão do desempenho das misturas asfálticas; e análises do esqueleto pétreo segundo o Método de Bailey.

No Capítulo 3 são descritos o procedimento experimental e as metodologias empregadas nas análises, onde se dá uma visão geral da pesquisa; apresenta-se os testes realizados nos agregados, as metodologias utilizadas nas dosagens, as técnicas de processamento das curvas de compactação giratória e o detalhamento dos ensaios mecânicos nas misturas asfálticas. No Capítulo 4 são apresentados e caracterizados os materiais utilizados.

No Capítulo 5 estão os resultados encontrados e suas respectivas análises e discussões. No Capítulo 6 são formalizadas as conclusões e recomendações, juntamente com as sugestões de trabalhos futuros sobre o tema desta pesquisa. Por fim, no Capítulo 7 são mostradas as referências bibliográficas utilizadas no trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Deformação Permanente nos Revestimentos Asfálticos

Dependendo da magnitude das cargas do tráfego e da resistência relativa das camadas do pavimento, a deformação permanente pode ocorrer no subleito, nas camadas de base ou nas camadas asfálticas utilizadas como revestimento. A vulnerabilidade dessas camadas variam nas diferentes épocas do ano. Por exemplo, a deformação permanente no revestimento asfáltico é mais comum durante os meses quentes do verão do que no inverno, enquanto que as camadas granulares de base tornam-se mais susceptíveis aos afundamentos em épocas chuvosas. Outro fator importante é o nível de tensão numa camada individual do pavimento, o qual é função das espessuras das camadas e dos materiais utilizados, e também das cargas aplicadas pelos veículos pesados.

No caso de má compactação das camadas, a consolidação e a densificação dos materiais são as principais causas do afundamento. Por outro lado, quando o processo de compactação é bem sucedido, estudos feitos nas pistas experimentais da AASHO em 1962, e em seções experimentais monitoradas por HOFSTRA e KLOMP (1972), indicaram que neste caso a deformação cisalhante é o principal mecanismo causador do ATR, ao invés da densificação.

Entretanto, uma causa comum de ATR é a deformação permanente associada à camada de revestimento asfáltico, especialmente em rodovias de tráfego pesado, com elevadas cargas por eixo e alta pressão de pneus. Muitos destes afundamentos podem ser atribuídos à dosagem imprópria da mistura asfáltica (ROBERTS *et al.*, 1996). O emprego de quantidades excessivas de ligante asfáltico é um dos grandes causadores do ATR. Isto se deve ao fato de que o maior volume de asfalto irá agir como lubrificante e reduzir o atrito interno e o intertravamento do esqueleto pétreo da mistura. HOFSTRA e KLOMP (1972) também mostraram que a deformação no concreto asfáltico era maior próximo à superfície solicitada e gradualmente se reduzia com a profundidade. Este decréscimo foi atribuído, na época, ao aumento da tensão confinante com a profundidade, o que resultava em maior resistência ao escoamento plástico, e também à diminuição das tensões cisalhantes.

A resistência ao ATR também foi relacionada com a espessura do revestimento asfáltico. UGE e VAN DE LOO (1974) relataram que a deformação nesta camada não cresce com o aumento de sua espessura a partir de um determinado limiar (aproximadamente 13cm). Em outras palavras, revestimentos asfálticos com

espessuras inferiores a 13cm deformarão mais quanto maior a sua espessura. Entretanto, em revestimentos com espessuras maiores do que este limite, o seu aumento não exerce influência no afundamento. Medidas feitas nas pistas da AASHO mostraram que o ATR apresenta valor máximo em espessuras de aproximadamente 25cm de concreto asfáltico. Camadas mais espessas, por sua vez, não apresentaram afundamento adicional. Estes resultados sugerem que o aumento de espessura em revestimentos delgados contribui para o desenvolvimento de trilhas de roda, oriundas desta camada.

Estes primeiros entendimentos sobre o comportamento do ATR foram confirmados em pesquisas mais recentes. EISENMANN e HILMER (1987) descreveram que este processo, na camada asfáltica, é principalmente causado pelo fluxo de deformação com e sem variação de volume em dois estágios:

- As primeiras solicitações do tráfego de veículos podem gerar um crescimento de deformações irreversíveis debaixo dos pneus, as quais são maiores do que as deformações observadas nas zonas adjacentes às cargas (elevação lateral), indicando que estão ocorrendo predominantemente variações volumétricas.
- Depois deste estágio inicial, o decréscimo de volume sob os pneus torna-se igual ao incremento de volume nas zonas adjacentes. Tal fato é uma indicação de que a maior parte da sobre-compactação gerada pelo tráfego de veículos foi completada e que a partir daí o ATR será causado principalmente pelo cisalhamento a volume constante. Este segundo estágio é considerado o mais representativo na deformação permanente, já que se manifesta na maior parte da vida de projeto do pavimento.

Mais recentemente, KALOUSH e WITCZAK (2002) confirmaram que o ATR no segundo estágio pode ser considerado como afundamento cisalhante, através do deslocamento lateral das misturas sobre as cargas do tráfego de veículos, manifestando-se após o período de consolidação do revestimento asfáltico. A Figura 2.1 ilustra uma evolução típica da deformação permanente de uma mistura asfáltica submetida à ensaio acelerado em simulador de tráfego (ZHONG e HOSSAIN, 2002).



Figura 2.1: Evolução do ATR com o número de repetição de ciclos de uma mistura asfáltica submetida à ensaio acelerado em simulador de tráfego (ZHONG e HOSSAIN, 2002)

Observa-se que o perfil de afundamento nos primeiros ciclos de carga apresenta pequenas elevações laterais, enquanto que nos ciclos mais avançados esta elevação é significativamente maior.

A deformação permanente nos revestimentos asfálticos é um fenômeno bastante complexo. São citados múltiplos fatores que a afetam, entre eles: (1) granulometria dos agregados, (2) absorção dos agregados, (3) afinidade entre asfalto e agregado mineral, (4) tamanho dos agregados, (5) forma dos agregados graúdos, (6) textura dos agregados graúdos, (7) forma dos agregados miúdos (angularidade), (8) propriedades do filer mineral, (9) teor de asfalto, (10) Grau de Desempenho do asfalto (PG) e (11) presença de finos plásticos nos agregados miúdos. Muitos diferentes fatores podem causar ou contribuir para o ATR no revestimento asfáltico. Alguns deles parecem ter impacto mais significante do que outros, motivo pelo qual serão melhor detalhados a seguir. É importante salientar, que partir deste momento serão apresentados fatores que afetam a deformação permanente na camada de revestimento asfáltico, individualmente. Os fatores relativos às camadas subjacentes do pavimento, apesar de importantes, não serão abordados neste trabalho, uma vez que o foco desta dissertação de mestrado é o estudo de misturas asfálticas.

2.1.1. Agregados Minerais

As partículas de agregados adequadas para o uso em misturas asfálticas devem ser aproximandamente cúbicas ao invés de chatas ou alongadas. Após a compactação, partículas mais angulares exibem maior intertravamento e atrito interno do que partículas arredondadas, o que resulta em maior estabilidade mecânica. Por outro lado, misturas contendo partículas arredondadas têm melhor trabalhabilidade e requerem menores energias de compactação para atingirem a densidade exigida. Esta facilidade de compactação, entretanto, não é necessariamente uma vantagem, uma vez que as misturas poderão continuar densificando-se com as cargas do tráfego, levando ao ATR em função de baixos teores de vazios e de fluência plástica (ROBERTS *et al.*, 1996).

UGE e VAN DE LOO (1974) reportaram que misturas preparadas com agregados angulosos (obtidos por britagem) tiveram deformações permanentes menores e maior estabilidade quando comparadas com misturas de mesma composição e granulometria, porém compostas por agregados arredondados (seixo rolado). De acordo com estes autores, misturas mais estáveis foram feitas com agregados britados, enquanto que o uso de agregados arredondados resultou em misturas mais susceptíveis ao ATR. O que chamou atenção neste estudo foi uma composição intermediária de agregados, onde apenas a fração arenosa foi britada, que teve melhor desempenho que misturas com apenas os agregados graúdos britados, apesar da primeira conter maior proporção de componentes arredondados (70% contra 25%). Assim, tal fato indica que o contato entre as partículas de agregados também afeta o comportamento das misturas asfálticas.

Segundo ROBERTS *et al.* (1996), misturas asfálticas projetadas com quantidades elevadas de areias naturais ou agregados não-britados (seixo rolado, por exemplo) têm baixa estabilidade e são susceptíveis à grandes afundamentos. Areias naturais são freqüentemente arredondadas ou sub-arredondadas, além de em alguns casos conterem argilas e matérias orgânicas, as quais levam a uma perda geral de desempenho do material asfáltico. Muitos estados norte-americanos limitam a quantidade de areia natural nas misturas entre 10% e 25%. Entretanto, conforme o arranjo granulométrico dos agregados, quantidades menores de areia podem tornar-se prejudiciais à estabilidade. As especificações de projeto americanas geralmente determinam uma porcentagem mínima de faces fraturadas para agregados graúdos, por exemplo, pelo menos 75% das partículas com duas ou mais faces fraturadas e 90% delas com pelo menos uma face fraturada.

No caso dos agregados miúdos, torna-se difícil a observação de suas faces fraturadas. Por isso, foi desenvolvido um ensaio para a sua determinação que avalia indiretamente o grau de atrito interno desses materiais, relacionado com a angularidade dos grãos. O nome do ensaio é *Uncompacted Void Content of Fine Aggregate*, cujo resultado é conhecido no Brasil como angularidade dos agregados miúdos. Esta propriedade é sensível à forma das partículas, textura e granulometria. Seu procedimento é normalizado pela especificação AASHTO T 304-04.

Uma pesquisa conduzida por PERDOMO *et al.* (1992) relacionou nove causas de ATR, porém concluiu que as características dos agregados são as que mais influenciam a deformação permanente em termos de qualidade dos materiais. STAKSTON (2002) estudou a influência da angularidade dos agregados finos na estabilidade de misturas asfálticas. Sua conclusão foi que as propriedades dos agregados que mais influenciam o comportamento das misturas são: (1) granulometria e (2) angularidade.

STIADY *et al.* (2001) não chegaram na mesma conclusão, apesar de não serem exatamente contraditórios seus resultados. Os efeitos do tamanho máximo nominal, do tipo de agregado, da angularidade dos agregados miúdos e da granulometria foram avaliados usando o *Purdue Wheel Track Device* (PURWheel) e o simulador de tráfego *indoor* do *Indiana Department of Transportation* (Indiana DOT). A análise dos resultados revelou que misturas com granulometrias passantes acima, através e abaixo da zona restrita Superpave tiveram desempenhos adequados, sendo que agregados graníticos apresentaram melhor comportamento no ATR do que agregados calcários. Verificou-se também que a angularidade dos agregados miúdos de altíssima angularidade não tiveram melhor desempenho do que agregados miúdos de altíssima angularidade não tiveram melhor desempenho do que agregados miúdos de altíssima angularidades típicas (≈45%).

Misturas asfálticas descontínuas são comumente consideradas mais desejáveis para mitigar os efeitos do ATR. Quando corretamente compactadas, essas misturas têm maior número de pontos de contato entre partículas graúdas do que misturas densas (ou contínuas). Este conceito foi considerado na teoria de desenvolvimento de misturas tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA). Estas misturas são descontínuas através da redução de agregados médios e finos, combinada com o uso de agregados graúdos de alta resistência e angularidade. O resultado desta composição é um esqueleto pétreo resistente, com o contato agregado graúdo – agregado graúdo favorecido

8

(Figura 2.2). Esta propriedade do SMA desenvolve o atrito interno e a resistência ao cisalhamento, os quais permitem ao material resistir com facilidade ao ATR.





B

Figura 2.2: Comparação do esqueleto pétreo de misturas tipo SMA (A) e densas (B) (MOURÃO, 2003)

A granulometria de uma mistura asfáltica tipo SMA é caracterizada por conter uma elevada porcentagem de agregados graúdos (70–80% retido na peneira nº. 10), e formar um grande volume de vazios entre os agregados graúdos que será preenchido por um mástique asfáltico ("total mortar"), um tipo de argamassa que é a composição do ligante betuminoso modificado ou não por polímeros, filer, finos minerais (fração areia) e fibras naturais (MOURÃO, 2003). A Figura 2.3 ilustra esse conceito.



Figura 2.3: Detalhe do esqueleto mineral de misturas tipo SMA (MOURÃO, 2003)

Com aumento da pressão dos pneus, das cargas por eixo e do número de repetições de carga, ressurgiu o interesse em utilizar misturas do tipo *large-stone*. DAVIS (1988) relatou que alguns revestimentos construídos com asfaltos brandos (de menor viscosidade), altas concentrações de agregados, baixos volume de vazios e maiores tamanhos máximos nominais (TMN) dos agregados (37,5mm ou mais) apresentaram boa resistência ao ATR. Baseado nestas observações, ele concluiu que o uso de maiores TMN – aproximadamente 2/3 da espessura da camada – aumenta a resistência à formação de trilhas de roda em misturas submetidas a altas pressões.

A granulometria dos agregados pode ser considerada a sua mais importante propriedade. Ela afeta as principais características das misturas asfálticas, entre elas: rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga, atrito e resistência à umidade (ROBERTS *et al.*, 1996). Tendo isto em vista, a granulometria é a primeira preocupação durante o procedimento de dosagem, sendo seus limites os mais variados, conforme o tipo de mistura, especificação e disponibilidade dos materiais.

Teoricamente, seria razoável que a melhor granulometria fosse aquela onde ocorresse o melhor empacotamento dos agregados, resultando em máxima densidade. Assim, esse arranjo aumentaria a estabilidade através do seu elevado contato partículapartícula e reduzida porcentagem de vazios do agregado mineral (VAM). Entretanto, precisa haver espaço mínimo que permita a incorporação de quantidade adequada de ligante asfáltico, visando durabilidade; além de vazios com ar para evitar a exsudação do mesmo e a instabilização do sistema. Também, misturas com VAM reduzido são mais sensíveis às pequenas mudanças no teor de ligante, o que prejudica o processo construtivo.

Diversos pesquisadores têm proposto a granulometria ideal para obtenção da densidade máxima. FULLER e THOMPSON (1907) propuseram a curva de densidade máxima de Fuller, apresentada na Equação 1.

$$P = 100 \times \frac{d^{n}}{D}$$
(1)

onde *d* é o diâmetro da peneira em questão, *P* é a porcentagem passante e *D* é o tamanho máximo do agregado. Estudos de Fuller e Thompson mostraram que a densidade máxima pode ser obtida utilizando-se n = 0,5.

No começo dos anos 60, o *Federal Highway Administration* (FHWA) introduziu um gráfico de graduação de agregados baseado na curva de Fuller, entretanto usando o expoente n = 0,45 na Equação 1. Esta representação é bastante conveniente para reconhecer a linha de densidade máxima e ajustar a granulometria. Usando-se este gráfico, as linhas de densidade máxima podem ser facilmente obtidas plotando-se uma linha reta a partir da origem (no canto inferior esquerdo do gráfico) até a peneira de tamanho máximo (100% passante). Neste caso, a peneira de tamanho máximo foi definida como a menor peneira na qual nenhum agregado é retido.

Entretanto, granulometrias muito próximas da linha de densidade máxima, conforme já dito, geralmente resultam em VAM muito baixo, sem espaço adequado para inserção do ligante asfáltico. Para evitar isso, normalmente procura-se manter as curvas granulométricas de projeto afastadas da linha de densidade máxima. ROBERTS *et al.* (1996) fazem as seguintes recomendações:

- Se o os agregados finos forem predominantemente areias naturais, então é preferível que a curva de projeto fique abaixo da linha de densidade máxima para minorar os efeitos deletérios deste material;
- Se os agregados finos forem britados ou muito angulares, a curva de projeto pode estar acima da linha de densidade máxima. Contudo, essas misturas podem não ser econômicas uma vez que o seu VAM mais elevado irá requerer maior teor de ligante para o seu preenchimento, visando atender aos valores especificados de vazios com ar; e
- É indesejável ter uma curvatura convexa na granulometria entre as peneiras de número 30 e 50, especialmente na presença de areias naturais. Rampas desta forma, nesta faixa de peneiras, tendem a produzir misturas instáveis durante o processo de compactação.

Diante da importância da granulometria dos agregados, o engenheiro Robert Bailey, do DOT de Illinois, em 1962, desenvolveu uma ferramenta para a sua avaliação, denominada hoje de Método de Bailey (VAVRIK *et al.*, 2001). Esta ferramenta possui um sistema que avalia o intertravamento do esqueleto pétreo da mistura, fazendo um relacionamento entre a granulometria e os vazios da mistura. Assim, esta metodologia auxilia no desenvolvimento e ajuste das frações de agregados, buscando resistência à deformação permanente sem comprometer os parâmetros volumétricos. Mais adiante, neste capítulo, o Método de Bailey será descrito.

2.1.2. Ligante Asfáltico

Vários estudos têm indicado a importância do ligante asfáltico no desempenho de misturas quanto à deformação permanente. Viscosidade, teor de asfalto e modificação são alguns dos fatores mais importantes. MAHBOUB e LITTLE (1988) concluíram que asfaltos menos viscosos tornam as misturas betuminosas menos rígidas e mais susceptíveis às deformações irreversíveis, ou seja, aos afundamentos de trilhas de roda. Diversos pesquisadores e engenheiros rodoviários têm usado modificadores (polímeros, microfíleres, aditivos químicos, etc...) para aumentar a viscosidade do

ligante em altas temperaturas sem afetar negativamente o seu desempenho nas temperaturas mais baixas.

De acordo com HUNTER (2000), a modificação de asfaltos com polímeros faz com que o mesmo tenha menor rigidez em baixas temperaturas e maior rigidez nas temperaturas mais elevadas. Desta forma, tanto a resistência à fadiga quanto à deformação permanente podem ser melhoradas com a adição de polímeros. Tais ganhos de desempenho dependem não apenas do tipo e concentração de polímero, mas também da origem e da classificação do ligante original. Um parâmetro freqüentemente utilizado para avaliar o efeito da modificação por polímero é o ângulo de fase, o qual indica o grau de elasticidade do ligante. Menores ângulos de fase indicam maior elasticidade, que se traduz em maior resistência à deformação permanente no pavimento.

Através do *Strategic Highway Research Program* (SHRP), foi reconhecido que o maior fator do ligante asfáltico que afeta o ATR é o seu Grau de Desempenho (PG). Segundo MARQUES (2004), o PG (*Performance Grade*) é designado pelas letras "PG" seguidas por dois números (por exemplo: PG 64-22). O primeiro número é o "Grau a alta temperatura", que é a temperatura mais alta em que o ligante possui propriedades físicas adequadas para resistir à deformação permanente. Deve ser comparada à temperatura mais elevada do pavimento que se espera no trecho onde se vai usar este ligante. O segundo número é o "Grau a baixa temperatura", que é a temperatura mais baixa em que o ligante possui propriedades físicas adequadas, e, da mesma forma deve ser comparada com a mínima temperatura do trecho onde o ligante será utilizado.

Estudos comparando misturas asfálticas produzidas com ligantes modificados por polímero com aqueles não-modificados, apontam reduções significativas no ATR. O uso de modificadores possibilita ganhos no PG, os quais podem reduzir em mais de 50% a deformação permanente e proporcionar um aumento da vida de fadiga em mais de 300% (KAMEL e MILLER, 1994). Ou seja, alguns aditivos podem melhorar o desempenho em alta temperatura sem prejudicar o comportamento à fadiga em temperatura mais baixas. É importante salientar, que alguns modificadores apesar de promover ganhos nas temperaturas mais elevadas, prejudicam a durabilidade em termos de trincamento por fadiga.

LEITE (1999), trabalhou com a incorporação de diversos polímeros em diferentes asfaltos. Segundo os seus estudos, como as temperaturas do ar no Brasil são bem

mais altas do que nos países da Europa e EUA, ao adotar especificações estrangeiras de asfaltos modificados por polímero deve-se adaptá-las às condições climáticas brasileiras, principalmente no que tange às temperaturas relativas à fadiga e às trincas térmicas. Esta adaptação torna a elasticidade do ligante requerida para resistir a estes tipos de problemas menos crítica. Logo, uma das vantagens (ganhos na vida de fadiga) introduzida pelos asfaltos modificados pelo copolímero estireno-butadienoestireno (SBS) perde importância em algumas aplicações rodoviárias. Na maior parte dos serviços de pavimentação, onde se requerem asfaltos modificados com maior resistência à deformação permanente, pode-se empregar os asfaltos modificados por SBS, pelo copolímero etileno-acetato de vinila (EVA), borracha estireno-butadieno (SBR), polietileno e borracha moída de pneu (BMP). Quando se necessita de ligantes com maior resistência à fadiga que os convencionais, significando algum ganho em elasticidade a temperaturas intermediárias, pode-se utilizar asfaltos modificados por SBS e SBR ou até mesmo asfalto modificado por EVA. O teor e o tipo de polímero requeridos no asfalto modificado para ser empregado num determinado serviço de pavimentação irão depender do clima, do tráfego, do tipo de serviço e das propriedades químicas do asfalto original.

Um estudo feito por KAMEL e MILLER (1994) indicou que um teor de asfalto excessivo pode levar o revestimento a problemas de estabilidade. Por outro lado, baixos teores de asfalto comprometem a durabilidade do material em termos de fadiga e envelhecimento precoce, além de tornar a mistura asfáltica segregável e de difícil aplicação, com baixa trabalhabilidade. De acordo com SEBAALY (1997), o teor de asfalto pode ser mais importante do que a granulometria na definição do desempenho global de misturas asfálticas. Contudo, vale lembrar que esse teor é também fortemente dependente da granulometria, da origem dos agregados, da metodologia de dosagem adotada e da energia de compactação.

Um estudo bastante abrangente, sobre os efeitos do ligante na deformação permanente de misturas, foi feito utilizando-se 66 seções experimentais do *National Center for Asphalt Technology* (NCAT). Estas seções foram submetidas a tráfego controlado durante dois anos, através de quatro caminhões com sobrecarga, que aplicaram uma carga equivalente (fatores AASHTO) a 10.000.000 de passagens do eixo padrão de 8,2 toneladas neste período. Foram utilizados diferentes tipos de agregados, diferentes granulometrias (incluindo SMA) e diversos ligantes asfálticos, modificados ou não, com variados PGs. BROWN *et al.* (2004) relataram os resultados deste estudo. As principais conclusões foram:
- A deformação permanente em todas as seções foi pequena. As deformações paravam quando a temperatura do ar ficava inferior a 28°C e no segundo verão a acumulação de ATR foi significativamente inferior do que no primeiro;
- Sobre tráfego, misturas contendo ligantes com PG 64-22 densificaram mais do que aquelas com PG 76-22. Tal fato indica que uma pequena quantidade a mais de asfalto pode ser colocada em misturas com ligantes de PGs mais elevados, melhorando assim a durabilidade sem sacrificar o desempenho na deformação permanente;
- A deformação permanente foi 60% menor em seções com ligante de PG 76-22 quando comparadas com aquelas com ligante de PG 64-22;
- O desempenho de misturas com granulometrias graúdas e finas foi aproximadamente o mesmo;
- A adição de 0,5% de ligante acima do teor de projeto, em misturas produzidas com o PG 64-22, aumentou em 50% a deformação permanente. Entretanto, não foi observado o aumento no ATR quando adicionou-se a mesma quantidade de ligante em misturas com o PG 76-22.

2.1.3. Propriedades Volumétricas das Misturas Asfálticas

As principais propriedades volumétricas das misturas asfálticas incluem vazios do agregado mineral (VAM) e porcentagem total de vazios com ar. Alguns estudos indicam que misturas com boa resistência à deformação permanente devem ter baixo VAM, sendo que a obtenção da granulometria adequada para tal deve ser a partir de ensaios com agregados sem ligante. Entretanto, conforme já dito anteriormente, deve-se estar atento à utilização de misturas com baixo VAM, uma vez que em alguns casos pode não haver espaço suficiente entre os agregados para a acomodação de quantidade adequada de ligante. Todas as especificações de dosagem de misturas asfálticas requerem um valor mínimo de VAM, o qual geralmente varia com o tipo de mistura e com o tamanho máximo nominal dos agregados. Como exemplo, na Tabela 2.1 estão apresentados os valores mínimos de VAM recomendados para a dosagem Superpave de misturas asfálticas densas.

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

Tabela 2.1: Recomendações Superpave para VAM (AASHTO M 323-04)

STIADY *et al.* (2001), usando o simulador de tráfego do Indiana DOT, avaliaram o desempenho de misturas asfálticas Superpave quanto ao ATR em granulometrias de dois tamanhos máximos nominais: 19mm e 9,5mm e dois tipos de agregados (granito e calcário). Foi verificado que a deformação permanente tem forte relação com o VAM *in-situ*, entretanto é dependente do tamanho máximo nominal dos agregados. A relação linear positiva sugere que quanto maior for o VAM *in-situ*, pior será o desempenho do material em termos de ATR. Na Figura 2.4 estão apresentados os gráficos com as correlações obtidas.

Na Tabela 2.2 estão apresentados, de forma resumida, os fatores associados à mistura asfáltica que afetam o ATR, segundo MAHMOUD e BAHIA (2004).

	u uc rouu				
asfálticos (MAHMOUD e BAHIA, 2004)					

	Fator	Variação do fator	Efeito na resistência ao ATR
Agregados	textura superficial	lisa para rugosa	aumento
	granulometria	descontínua para densa	aumento
	forma	arredondada para angular	aumento
	tamanho	aumento no tamanho máximo	aumento
Ligante	rigidez	aumento	aumento
Mistura	teor de ligante	aumento	redução
	porcentagem de vazios	aumento	redução
	VAM	aumento	redução

	energia de compactação	aumento	aumento
Condições de campo	temperatura	aumento	redução
	estado de tensões/deformações	aumento na pressão dos pneus	redução
	repetições de carga	aumento	redução
	água	aumento	redução se a mistura for sensível à água



Figura 2.4: Correlação entre a deformação permanente observada no simulador de tráfego do Indiana DOT e o VAM *in-situ* (STIADY *et al.*, 2001)

2.2. Ensaios Mecânicos em Misturas Asfálticas para a Determinação do Desempenho em Termos de Deformação Permanente

Existem vários métodos de dosagem de misturas asfálticas, sendo que o mais usado no Brasil é o Marshall. No caso desta metodologia, o ensaio de estabilidade e fluência é o único teste que estabelece parâmetros mecânicos, entretanto seus limites são completamente empíricos.

A estabilidade Marshall é definida como a carga máxima aplicada em um corpo-deprova, a 60°C, numa velocidade de carregamento de 50,8mm/minuto. É uma medida indireta da pseudo-viscosidade da massa asfáltica, afetada significantemente pelo atrito interno da mistura e pela viscosidade do ligante na temperatura de ensaio (ROBERTS *et al.*, 1996). Entretanto, a estabilidade Marshall e o comportamento da mistura em campo não estão necessariamente relacionados. Freqüentemente, quando ocorrem problemas de ATR no campo, busca-se elevar a estabilidade Marshall da mistura através do aumento do seu valor mínimo especificado. Porém, a experiência em campo tem demonstrado que esta solução não funciona, o que pode ser facilmente explicado, uma vez que a mistura asfáltica, quando em serviço, está submetida à diferentes temperaturas, tipos de carga, freqüências de carregamento e pressões de contato dos pneus, além da variação de outras propriedades.

Desta forma, o principal uso da estabilidade Marshall tem sido a avaliação de sua variação em função do teor de ligante, servindo este parâmetro para auxiliar na definição do teor ótimo, porém não garantindo desempenho adequado à mistura em termos de deformação permanente.

O outro parâmetro obtido no ensaio de estabilidade Marshall é a fluência, que é definida como sendo o deslocamento vertical no corpo-de-prova desde o início do carregamento até a carga máxima de ruptura. Na Figura 2.5 estão ilustrados os parâmetros obtidos no ensaio Marshall, como exemplo.



Figura 2.5: Exemplo de curva de estabilidade e fluência Marshall de uma mistura asfáltica

Valores elevados de fluência geralmente indicam excesso de plasticidade na mistura, acarretando em problemas de deformação permanente. Por outro lado, baixos valores sugerem vazios com ar elevados e insuficiente quantidade de asfalto, implicando em redução da durabilidade (ROBERTS *et al.*,1996).

De acordo com BAHIA e FAHEEM (2007), uma limitação da dosagem Superpave é que ela considera apenas parâmetros volumétricos na definição do projeto da mistura. Contudo, são as propriedades mecânicas que estão mais relacionadas com o desempenho dos revestimentos asfálticos, fato pelo qual foram desenvolvidos diferentes tipos de testes para caracterizar o seu comportamento em termos de deformação permanente. Neste capítulo serão descritos os principais ensaios afins, apresentados na listagem que segue:

- Módulo dinâmico uniaxial;
- Módulo dinâmico cisalhante;
- Triaxial convencional;
- Uniaxial estático Creep;
- Uniaxial de carga repetida;

• Simuladores tipo Wheel Track.

2.2.1. Módulo Dinâmico Uniaxial

O ensaio para determinação do módulo dinâmico é o mais antigo e melhor documentado entre os testes de compressão uniaxial. Foi normatizado em 1979 como ASTM D 3497 – *Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Concrete Mixtures*, sendo que a norma mais atualizada é a AASHTO TP 62-05 – *Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures*. O ensaio consiste em aplicar uma carga uniaxial compressiva senoidal em um corpo-de-prova cilíndrico confinado ou não, conforme ilustrado na Figura 2.6.



Figura 2.6: Esquema do ensaio de módulo dinâmico uniaxial

A relação tensão-deformação durante o carregamento senoidal contínuo, para materiais viscoelásticos lineares, é definida por um número complexo chamado de "Módulo Complexo" (E^*). O valor absoluto do módulo complexo, $|E^*|$, é definido como "Módulo Dinâmico". O módulo dinâmico é matematicamente definido como a tensão dinâmica máxima (σ_0) dividida pela deformação axial recuperável máxima (ϵ_0):

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \tag{2}$$

As porções real e imaginária do módulo complexo (E^*) podem ser escritas da seguinte forma:

$$E^* = E' + iE'' \tag{3}$$

O *E*' é genericamente referido como a fração de armazenamento ou elástica do módulo complexo; Já o *E*'' é referido como a fração de perda ou viscosa do módulo. O ângulo de fase, ϕ , é o ângulo de atraso de ε_0 em relação a σ_0 . Trata-se de um indicador das propriedades viscosas do material que está sendo ensaiado, sendo matematicamente expresso por:

$$\boldsymbol{E}^* = |\boldsymbol{E}^*| \cos \phi + i | \boldsymbol{E}^*| \operatorname{sen} \phi \tag{4}$$

Ou

$$\phi = \frac{t_{\rm i}}{t_{\rm p}} \times 360 \tag{5}$$

Onde

 t_i = fração de tempo entre os picos de tensão e deformação;

 t_p = tempo de um ciclo de carga;

i = número imaginário.

Para um material puramente elástico $\phi = 0^{\circ}$, e o módulo complexo (*E**) será igual ao módulo dinâmico. Por outro lado, para um material puramente viscoso, $\phi = 90^{\circ}$.

Um estudo norte-americano realizado pelo National Cooperative Highway Research *Program* (NCHRP) e relatado no *Report* 465 – *Simple Performance Test for Superpave Mix Design* (WITCZAK *et al.*, 2002) apresenta algumas correlações dos ensaios de módulo dinâmico com o afundamento de trilha de roda observado em campo.

O objetivo deste estudo foi utilizar algumas seções experimentais amplamente avaliadas, com variadas magnitudes de defeitos, para selecionar os testes e os parâmetros melhor relacionados com o desempenho das misturas asfálticas. Assim, foram consideradas 16 pistas experimentais oriundas de 3 instalações de ensaios acelerados em pavimentos: *MnRoad*, *Accelerated Loading Facility* (ALF) – *Turner Fairbanks* e *WesTrack*.

Todos os corpos-de-prova foram preparados de modo a ter a porcentagem de vazios e outras propriedades volumétricas (teor de asfalto, granulometria, entre outras) similares àquelas obtidas quando da aplicação destas misturas.

Para confecção das amostras, todas as misturas asfálticas foram envelhecidas a curto prazo em estufa, por 4 horas na temperatura de 135°C, de acordo com o método AASHTO PP2 - 2001 – *Standart Practice for Short and Long Term Aging of Hot Mix Asphalt*, previamente à compactação, a qual foi realizada com o compactador giratório Servopac, obtendo-se corpos-de-prova de 150mm de diâmetro e altura de 160mm. Na seqüência, foram extraídos os núcleos destes corpos-de-prova, a partir de seu centro, posteriormente cortando-se 5mm de cada face do núcleo extraído, chegando-se a uma geometria final de 100mm de diâmetro por 150mm de altura.

A massa específica aparente e a porcentagem de vazios, para cada corpo-de-prova, foram determinadas previamente aos ensaios mecânicos. A tolerância utilizada para aceitar ou rejeitar as amostras foi $\pm 0,5\%$ da porcentagem de vazios média obtida durante a construção das respectivas pistas.

Os módulos dinâmicos determinados a 5Hz, nas temperaturas de 37,8°C e 54,4°C foram os selecionados para as análises de correlação. Os parâmetros utilizados nas comparações estatísticas com a deformação permanente foram $|E^*|$ e $|E^*|$ /sen ϕ . Os gráficos das Figuras 2.7 a 2.12 apresentam os resultados obtidos nas análises a 54,4°C, lembrando que no relatório citado os procedimentos estão descritos de forma mais detalhada.



Figura 2.7: Comparação entre $|E^*|$ a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas *MnRoad* (WITCZAK *et al.*, 2002)



Figura 2.8: Comparação entre $|E^*|$ /sen ϕ a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas *MnRoad* (WITCZAK *et al.*, 2002)



Figura 2.9: Comparação entre $|E^*|$ a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF – *Turner Fairbanks* (WITCZAK *et al.*, 2002)



Figura 2.10: Comparação entre $|E^*|$ /sen ϕ a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF – *Turner Fairbanks* (WITCZAK *et al.*, 2002)



Figura 2.11: Comparação entre $|E^*|$ a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas *WesTrack* (WITCZAK *et al.*, 2002)



Figura 2.12: Comparação entre $|E^*|$ /sen ϕ a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas *WesTrack* (WITCZAK *et al.*, 2002)

Assim, de acordo com todos os gráficos e correlações do módulo dinâmico uniaxial com a deformação permanente em campo verificados no *Report* 465 do NCHRP (WITCZAK *et al.*, 2002), este ensaio uniaxial fornece bons parâmetros para caracterizar as misturas asfálticas quanto ao seu comportamento ao afundamento de trilha de rodas. Contudo, quando se utilizada o parâmetro $|E^*|$ /sen ϕ , as correlações, em geral, ficam melhores.

2.2.2. Módulo Dinâmico Cisalhante

O ensaio para determinação do módulo dinâmico no cisalhamento pode ser realizado segundo método AASHTO TP 7 – 2001 - *Standard Test Method for Determining the Permanent Deformation and Fatigue Characteristics of Hot Mix Asphalt Using the Simple Shear Test Device*. Foi desenvolvido durante o programa SHRP para medir parâmetros de desempenho dos materiais e é definido de maneira análoga ao módulo dinâmico uniaxial, ou seja, é o valor absoluto do módulo complexo no cisalhamento:

$$\mid \mathbf{G}^{\star} \mid = \frac{\tau_{\circ}}{\gamma_{\circ}} \tag{6}$$

Onde:

|G*| = módulo dinâmico no cisalhamento;

 τ_0 = amplitude da tensão cisalhante;

 γ_0 = amplitude da deformação cisalhante.

Com os resultados deste ensaio, pode-se determinar o comportamento elástico e viscoso das misturas asfálticas através do cálculo do módulo cisalhante de armazenamento (G') e do módulo cisalhante de perda (G''), de maneira análoga à discutida no ensaio para determinação do módulo dinâmico uniaxial.

O teste é realizado com controle de deformação, a qual não deve ultrapassar o limite de 0,0001mm/mm. Assim, a deformação cisalhante é aplicada através de um atuador horizontal, em freqüências na faixa 10Hz – 0,01Hz, usando carregamento senoidal, conforme esquematizado na Figura 2.13.



Figura 2.13: Carregamentos aplicados durante o ensaio de módulo dinâmico cisalhante

O corpo-de-prova deve ter diâmetro de 150mm e altura de 50mm, sendo que para a realização do ensaio suas faces são coladas entre os dois pratos de alumínio da máquina. Com isso, a deformação cisalhante é aplicada a partir da base do corpo-de-prova, conforme ilustrado na Figura 2.14.



Figura 2.14: Esquema dos carregamentos aplicados durante o ensaio de módulo dinâmico cisalhante de mistura asfáltica

O atuador horizontal é servo-controlado, obtendo leituras de um transdutor tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*) montado horizontalmente no corpo-de-prova. Ainda, a altura do corpo-de-prova é mantida constante ao longo do ensaio através da compressão ou tração aplicada pelo atuador vertical, também servo-controlado, o qual mantém essa altura baseado em leituras oriundas de um LVDT verticalmente instalado.

Na mesma pesquisa do NCHRP onde comparou-se o módulo dinâmico uniaxial com o desempenho em campo, foram feitos ensaios para a determinação do módulo dinâmico no cisalhamento, cujos resultados também são apresentados no *Report* 465 (WITCZAK *et al.*, 2002).

O preparo e a moldagem dos corpos-de-prova ensaiados seguiu metodologia parecida com a do ensaio uniaxial, sendo os mesmos obtidos a partir do compactador giratório, sendo serrados na altura desejada (50mm), ou seja, de cada corpo-de-prova preparado no giratório foram obtidos dois para ensaio de cisalhamento. Vale salientar que para estes ensaios não foram extraídos os núcleos de 100mm, uma vez que a geometria do ensaio requer diâmetro final de 150mm.

As Figuras 2.15 e 2.16 apresentam algumas das correlações entre o módulo dinâmico cisalhante e o afundamento de trilha de roda observado nas pistas *MnRoad* e ALF. Os

resultados apresentados de $|G^*|$ foram obtidos com deformação de 100 microstrains, 5Hz e temperatura de 54,4°C.



Figura 2.15: Comparação entre $|G^*|$ a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas *MnRoad* (WITCZAK *et al.*, 2002)

Conforme os gráficos das Figuras 2.15 e 2.16, o módulo dinâmico determinado em ensaios de cisalhamento tem boa correlação com o desempenho em campo. A vantagem deste ensaio em relação ao uniaxial é a possibilidade de testar corpos-deprova de campo. Por outro lado, não se costuma utilizar o parâmetro $|G^*|$ em análises estruturais de pavimentos. Com relação aos aspectos operacionais do ensaio, em temperaturas elevadas pode-se ter problemas de controle do ensaio, levando a valores muito baixos de módulo, os quais podem ser agravados pelo efeito de borda.



Figura 2.16: Comparação entre $|G^*|$ a 54,4°C e 5Hz versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF – *Turner Fairbanks* (WITCZAK *et al.*, 2002)

2.2.3. Ensaio Triaxial Convencional

Trata-se de um ensaio típico de ruptura, menos utilizado do que o módulo dinâmico e os testes de carga repetida para a avaliação da deformação permanente de misturas asfálticas. É normatizado pelo método AASHTO T 167 – 2005 - *Standard Test Method for Compressive Strenght of Bituminous Mixtures*, e pode ser executado não confinado ou confinado, podendo-se assim definir uma envoltória de ruptura do material.

A resistência ao cisalhamento de uma mistura asfáltica pode ser caracterizada por dois parâmetros da teoria de Mohr-Coulomb obtidos neste ensaio: (1) a coesão, ou intercepto coesivo, geralmente associada ao asfalto; e (2) a capacidade de intertravamento do esqueleto pétreo, referido como ângulo de atrito interno. No entanto, os valores destes parâmetros variam substancialmente com as taxas de carregamento, temperatura e propriedades volumétricas das misturas.

A envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb é definida conforme segue:

$$\tau = \mathbf{c} + \sigma \tan \phi \tag{7}$$

Onde:

 τ = tensão de cisalhamento;

 σ = tensão normal;

c = intercepto coesivo; e

 ϕ = inclinação da envoltória de ruptura ou ângulo de atrito interno.

Valores típicos de *c* para misturas densas ficam na faixa de 35kPa – 250kPa, enquanto que o ângulo de atrito interno varia de 35° a 48°. Os ensaios triaxiais usualmente requerem três ou mais níveis de pressão de confinamento para produzirem envoltórias precisas.

Nos estudos do NCHRP (WITCZAK *et al.*, 2002), conforme já relatado neste documento, para cada mistura asfáltica foram feitos ensaios triaxiais confinados em três diferentes níveis de pressão e um ensaio não confinado, permitindo assim a construção das envoltórias de ruptura. Os ensaios foram conduzidos em corpos-de-prova cilíndricos com 100mm de diâmetro e 150mm de altura, preparados da mesma forma que os corpos-de-prova submetidos aos ensaios de módulo dinâmico uniaxial. Após aplicada a pressão confinante, os ensaios foram conduzidos a uma taxa de deformação axial de 1,27mm/mm/minuto até ruptura, nas temperaturas de 37,8°C e 54,4°C.

Nas Figuras 2.17, 2.18 e 2.19 estão plotados os valores da deformação permanente observada nas pistas experimentais do *Report* 465 (WITCZAK *et al.*, 2002) versus a resistência ao cisalhamento a uma dada pressão normal das respectivas misturas asfálticas.



Figura 2.17: Resistência ao cisalhamento a 54,4°C versus afundamento de trilha de roda nas pistas *MnRoad* (WITCZAK *et al.*, 2002)



Figura 2.18: Resistência ao cisalhamento a 54,4°C versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF – *Turner Fairbanks* (WITCZAK *et al.*, 2002)



Figura 2.19: Resistência ao cisalhamento a 54,4°C versus afundamento de trilha de roda nas pistas *WesTrack* (WITCZAK *et al.*, 2002)

De acordo com os resultados apresentados nas Figura 2.17Figura 2.18, concluiu-se, a exceção das pistas *WesTrack* (cuja mudança de tendência não tem explicação), que a resistência ao cisalhamento obtida em ensaios triaxiais tem correlação de boa a razoável com o desempenho à deformação permanente observado em campo. As estatísticas com os resultados do intercepto coesivo mostraram que este parâmetro

tem boa correlação apenas na temperatura de 37,8°C, o que não era esperado, uma vez que as temperaturas mais altas são mais críticas para o afundamento de trilha de roda. Já o ângulo de atrito interno mostrou ter uma correlação muito fraca com o afundamento da mistura asfáltica, tanto a 37,8°C quanto a 54,4°C, o que também não era esperado.

2.2.4. Ensaio Uniaxial Estático – Creep

Na caracterização de materiais viscoelásticos, como as misturas asfálticas, é bastante conveniente utilizar a função fluência - D(t) para análises que envolvem a relação tensão-deformação. A função fluência é a recíproca do módulo em materiais elásticos.

A principal vantagem do uso desta função na teoria da viscoelasticidade – viscoplasticidade é que este parâmetro permite a separação entre a parcela da deformação dependente do tempo daquela independente.

Num ensaio de compressão estática (*Creep*) mede-se a relação da deformação total com o tempo para um determinado carregamento, o qual pode ser confinado ou não. Assim, utilizando-se um ciclo de carga e descarga, ou até mesmos ciclos repetidos incrementais de carga, obtém-se informações suficientes para a determinação das componentes instantânea elástica (recuperável) e plástica (não-recuperável) independentes do tempo; assim como os parâmetros viscoelastoplásticos, que são dependentes do tempo.

A Figura 2.20 apresenta uma curva típica da função fluência para uma mistura asfáltica. Conforme pode-se observar, ela pode ser dividida em três zonas:

- Zona Primária: região da curva onde a taxa de deformação diminui com o tempo de carregamento;
- Zona Secundária: taxa de deformação é constante com o tempo;
- Zona Terciária de Fluência: taxa de deformação aumenta com o tempo.

Idealmente, na Zona Terciária a fluência aumenta enquanto o corpo-de-prova mantém o seu volume constante. O ponto inicial de deformação terciária é definido como *Flow Time* (ou Tempo de Fluência), o qual tem sido um parâmetro significante na avaliação do desempenho de misturas asfálticas em termos de deformação permanente. Tal tempo também é visto como o ponto mínimo da taxa de variação da compliança ao longo do ensaio e pode ser definido como o tempo em que o cisalhamento se dá a volume constante.



Figura 2.20: Exemplo de uma curva típica da função fluência de uma mistura asfáltica (WITCZAK *et al.*, 2002)

Detalhes de modelos de função fluência e parâmetros de regressão estão disponíveis em diversas bibliografias (DANIEL e KIM, 2002), onde séries de Prony, transformadas de Laplace, entre outros recursos matemáticos são utilizados para representar a função fluência de maneira mais complexa, tanto em carregamentos estáticos quanto em dinâmicos.

Contudo, num ensaio estático, pode-se descrever o comportamento da função fluência na Zona Secundária através de modelos de potência, conforme equação que segue:

$$D' = D(t) - D_0 = at^m \tag{8}$$

Onde:

D' = função fluência viscoelástica em um dado instante;

D(t) = função fluência total em dado instante;

D₀ = fluência instantânea;

t = tempo de carregamento; e

a, m = constantes da regressão de um dado material – parâmetros de fluência.

Na Figura 2.21 estes parâmetros são representados de maneira gráfica.



Figura 2.21: Parâmetros de regressão do modelo potência da Zona Secundária (WITCZAK et al., 2002)

Na análise da deformação permanente, utiliza-se, além do *Flow Time*, os coeficientes de regressão *a* e *m*, geralmente referidos como parâmetros de fluência. Assim, valores mais elevados de *a* indicam maior fluência, o que se traduz em menor rigidez e maior deformação permanente a uma dada temperatura. Por outro lado, mantendo-se constante o valor de *a*, um aumento no parâmetro de inclinação *m* significará maior deformação permanente.

Em síntese, comparações feitas entre os parâmetros do ensaio uniaxial estático e os afundamentos medidos nas pistas experimentais *MnRoad*, ALF e *WesTrack* mostraram correlações boas à excelentes. Nas Figuras 2.22, 2.23 e 2.24 estão plotados os valores de *Flow Time* versus afundamento de trilha de roda, a 54,4°C, nas pistas citadas anteriormente.



Figura 2.22: Comparação entre *Flow Time* (54,4°C e 0,07MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas *MnRoad* (WITCZAK *et al.*, 2002)



Figura 2.23: Comparação entre *Flow Time* (54,4°C e 0,14MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF (WITCZAK *et al.*, 2002)



Figura 2.24: Comparação entre *Flow Time* (54,4°C e 0,07MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas *WesTrack* (WITCZAK *et al.*, 2002)

No geral, o *Flow Time* e a função fluência apresentaram correlações mais fortes com o afundamento de trilha de roda do que aquelas obtidas com os parâmetros *a* e *m*. Além disso, os modelos de *Flow Time* mostraram grandes distinções entre as diferentes misturas.

2.2.5. Ensaio Uniaxial de Carga Repetida

No ensaio uniaxial de carga repetida a mistura asfáltica é submetida a um carregamento cíclico de compressão e a deformação permanente acumulada é obtida em função do número de ciclos. Tanto no Brasil, quanto internacionalmente, o ciclo consiste de um pulso *haversine* de 0,1s seguido por um repouso de 0,9s. Tipicamente o tempo máximo de ensaio é de 3 horas.

Os resultados deste ensaio são apresentados em termos da deformação permanente acumulada versus número de ciclos de carga. Similarmente ao ensaio de *Creep* (uniaxial estático), a deformação permanente acumulada (ε_p) pode ser dividida em três zonas: primária, secundária e terciária. No entanto, o número de ciclos onde começa o estágio terciário (cisalhamento com volume constante) é referido como *Flow Number*. Na Figura 2.25 está apresentado um exemplo deste comportamento, plotado na escala log-log.



Figura 2.25: Deformação plástica (ε_p) acumulada em função do número de ciclos num ensaio uniaxial de carga repetida em mistura asfáltica (WITCZAK *et al.*, 2002)

O intercepto *a* representa a deformação plástica no ciclo N=1, enquanto que a inclinação *b* indica a taxa de variação da deformação plástica em função do número de ciclos, ambos parâmetros derivados da zona secundária (linear) de deformação plástica. Três outros parâmetros oriundos deste ensaio têm sido relacionados com a deformação permanente: módulo resiliente (MR), deformação plástica (ϵ_p) por ciclo e relação entre as deformações plástica e resiliente - ϵ_p/ϵ_r .

Contudo, segundo o *Report* 465 (WITCZAK *et al.*, 2002), o *Flow Number* é o parâmetro oriundo do ensaio uniaxial de carga repetida que melhor se relaciona com a deformação permanente. Nas Figura 2.26Figura 2.27Figura 2.28 são apresentados os gráficos comparando os resultados de *Flow Number* com o desempenho das misturas asfálticas nos ensaios acelerados das pistas experimentais *MnRoad*, ALF e *WesTrack*, respectivamente.



Figura 2.26: Comparação entre *Flow Number* (54,4°C e 0,07MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas *MnRoad* (WITCZAK *et al.*, 2002)



Figura 2.27: Comparação entre *Flow Number* (54,4°C e 0,14MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas ALF (WITCZAK *et al.*, 2002)



Figura 2.28: Comparação entre *Flow Number* (54,4°C e 0,07MPa) versus afundamento de trilha de roda nas pistas *WesTrack* (WITCZAK *et al.*, 2002)

Outras abordagens existem para os ensaios uniaxias estático e de carga repetida. Para o ensaio estático, por exemplo, é uma prática comum aplicar o carregamento por uma hora, medindo-se os deslocamentos axiais em intervalos pré-determinados de tempo. No atual estágio de desenvolvimento deste ensaio no Brasil, aplica-se pequenas tensões e determina-se a função fluência do material na temperatura de teste, que geralmente é de 40°C.

Já no ensaio de carga repetida, costuma-se aplicar uma pequena carga 3.600 vezes (durante uma hora), monitorando-se as deformações axiais plásticas acumuladas ao longo do teste. Ao final, obtém-se a deformação plástica total.

Segundo BERNUCCI *et al.* (2008), embora não seja um termo utilizado no meio da mecânica dos materiais, é comum na pavimentação utilizar o conceito de módulo de *creep* dinâmico (E_c), que é a tensão de compressão aplicada dividida pela deformação (ε), conforme apresentado na Equação 9:

$$E_{c}(t) = \frac{\sigma}{\varepsilon(t)} \tag{9}$$

2.2.6. Simuladores Tipo Wheel Track

Uma outra forma de determinação do comportamento de misturas asfálticas à deformação permanente é através do uso de simuladores de tráfego. Existem diversos

tipos de simuladores: (i) de laboratório; e (ii) de verdadeira grandeza. Esses equipamentos permitem uma investigação mais próxima da realidade, porém em geral também acarretam a necessidade de uso de fatores laboratório-campo para previsões de deformações permanentes *in situ* ou do estabelecimento de limites de deformação permanente em laboratório por análises empíricas de resultados em campo.

No que diz respeito aos ensaios de simulação em laboratório, o Brasil possui no momento apenas quatro equipamentos: (i) dois franceses desenvolvidos pelo LCPC (*Laboratoire Central dês Ponts et Chaussées*) – um no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da USP e outro no Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Petrobras – CENPES (Figura 2.29); (ii) um equipamento similar ao do LCPC desenvolvido pelo Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da UFC em parceria com a iniciativa privada (Figura 2.30), denominado Sistran; e (iii) um norte-americano – *Asphalt Pavement Analyser* (APA) em operação no Laboratório Central da Petrobras Distribuidora (Figura 2.31).



Figura 2.29: Equipamento simulador de tráfego de laboratório francês, desenvolvido pelo LCPC (EMPA – Suíça)



Figura 2.30: Equipamento simulador de tráfego de laboratório brasileiro, desenvolvido pela UFC em parceria com a iniciativa privada – Sistran



Figura 2.31: Equipamento simulador de tráfego de laboratório norte-americano APA: na esquerda uma visão geral; e na direita detalhe do sistema de aplicação de cargas (Petrobras Distribuidora S.A.)

No caso dos simuladores franceses do LCPC, a mistura asfáltica é primeiramente compactada através de amassamento por roda de pneu com cargas e pressão de inflação reguláveis, na temperatura de projeto, em equipamento denominado mesa compactadora, ilustrado na Figura 2.32. O processo de compactação segue a especificação francesa NF P 98-250-2 e produz uma placa de mistura asfáltica compactada nas dimensões de 500mm de comprimento e 180mm de largura, sendo a altura de 50mm ou 100mm.



Figura 2.32: Mesa compactadora francesa desenvolvida no LCPC, utilizada para moldagem das placas de mistura asfáltica

O ensaio de deformação, propriamente dito, segue a especificação francesa NF P 98-253-1, sendo feito em um equipamento munido de rodas pneumáticas e câmara de controle de temperatura, uma vez que o ensaio geralmente é executado a 60°C. O teste é realizado em duas placas simultaneamente, pois o equipamento é dotado de um eixo com dois pneumáticos, os quais ficam permanentemente em contato com as placas asfálticas, aplicando carregamentos através de movimento longitudinal repetitivo em freqüência de 1Hz.

Mede-se o afundamento na trilha de roda em diversos pontos da placa a cada número de repetições, geralmente em 1.000, 10.000 e 30.000 ciclos. O resultado do ensaio é dado em termos de afundamento em milímetros ou como um percentual da altura inicial da placa. O gráfico da Figura 2.33 apresenta alguns exemplos de resultados do ensaio para duas misturas asfálticas de mesma granulometria, densa com tamanho máximo nominal de 12,5mm, porém com diferentes ligantes asfálticos: um CA-20 puro e o outro modificado por aditivo químico, ambos oriundos da Petrobras Argentina (PESA).



Figura 2.33: Resultados dos ensaios de deformação permanente no equipamento francês, com dois ligantes asfálticos argentinos (Fonte: CENPES)

No caso do simulador norte-americano – APA, o ensaio possui similaridades com o francês. Contudo, a compactação de placas é feita em mesa vibratória, sendo que o equipamento permite ensaiar, além de placas, corpos-de-prova cilíndricos oriundos do compactador giratório com diâmetro de 150mm. A norma AASHTO TP 63-03 – *Determining Rutting Susceptibility of Asphalt Paving Mixtures Using the Asphalt Pavement Analyzer* regulamenta os procedimentos do APA. A carga é transmitida aos corpos-de-prova por meio de mangueiras de borracha pressurizadas com ar, ao contrário do francês que aplica a carga diretamente através de pneus. Uma das vantagens deste equipamento, é que o mesmo permite (opcionalmente) a execução do ensaio imerso em água, com temperatura controlada, fornecendo dados de desempenho dos materiais quando na presença da umidade.

No ensaio com o APA, a pressão interna das mangueiras é ajustada para 700kPa, enquanto que a carga vertical aplicada pela passagem de roda (sobre as mangueiras) é de 445N, sendo ensaiados três corpos-de-prova simultaneamente. O número de ciclos de ensaio é 8.000, ao longo dos quais o afundamento de trilha de roda é monitorado, sendo que em alguns equipamentos esta medição é feita de maneira automatizada, como é o caso do APA em operação na Petrobras Distribuidora. Com relação à temperatura de ensaio, a norma americana recomenda que o teste seja realizado na temperatura admitida pelo ligante segundo classificação Superpave preconizada pela norma AASTHO M 320-05 – *Performance-Graded Asphalt Binder*.

Porém, o projetista pode optar em analisar o material em temperaturas de acordo com o clima local.

Além destes equipamentos simuladores em uso no Brasil, existem internacionalmente vários outros tipos de *Wheel Tracks*, entre eles o Hamburg (Figura 2.34), o qual é regulamentado pela norma AASHTO T 324 – *Hamburg Wheel-Track Testing of Compacted Hot-Mix Asphalt*, o simulador de laboratório sul-africano MLS (Figura 2.35), o PurWheel (Figura 2.36), entre outros, os quais baseiam-se em princípios similares aos dos equipamentos descritos nesta seção.



Figura 2.34: Simulador de tráfego de laboratório Hamburg (NCAT)



Figura 2.35: Simulador de tráfego de laboratório sul-africano MLS: na esquerda uma visão geral do simulador (dentro da câmara de temperatura); na direita detalhe da roda do equipamento (EMPA – Suíça)



Figura 2.36: Simulador de tráfego de laboratório PurWheel (*North Central Superpave Center* – Indiana DOT)

2.3. Uso do Compactador Giratório para Dosagem de Misturas Asfálticas

2.3.1. Histórico do Uso do Compactador Giratório

Segundo HARMAN *et al.* (2002) o desenvolvimento do conceito da compactação giratória é atribuído aos engenheiros Philippi, Raines e Love do Departamento de Rodovias do Estado do Texas, Estados Unidos, na década de 1930. O primeiro compactador giratório do Texas era manual e foi usado em pesquisas de 1939 a 1946. Em 1939 este Departamento iniciou uma pesquisa sobre projeto e controle de misturas asfálticas, estabelecendo dois critérios para definir métodos de avaliação em laboratório: primeiro, o método deveria ser adaptável tanto ao controle de campo das misturas quanto ao projeto; segundo, o método deveria produzir essencialmente a mesma densidade, ou razão de vazios, que aquela obtida no pavimento acabado.

Nos anos 50, John L. McRae, do Corpo de Engenheiros do Exército Norte-Americano, desenvolveu um compactador por amassamento giratório, uma vez que as pesquisas daquela época já indicavam que a compactação por impacto Marshall não simulava apropriadamente as densidades das misturas nas trilhas das rodas sob tráfego pesado, tão pouco as propriedades mecânicas das amostras extraídas dos pavimentos (HARMAN *et al.*, 2002).

No sistema de McRae, a ação giratória é induzida pelo uso de um mecanismo de dois pontos, que permite ao ângulo de giro ser modificado durante a compactação. O equipamento também mede a pressão no mecanismo de dois pontos e a altura da amostra. Na época, este equipamento foi chamado de máquina de ensaio giratório (GTM – *Gyratory Test Machine*).

No final da década de 50, uma ramificação da compactação giratória adotada pelo Departamento de Rodovias do Texas foi aplicada a uma série de equipamentos desenvolvidos pelo LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) da França. Diferentemente dos americanos, o compactador giratório do LCPC é referido como Prensa de Cisalhamento Giratório (PCG), e trata-se de um dispositivo com uma parte externa fixa, que forma um ângulo de parede de 1° e pressão de compactação de 600kPa. Na França, este equipamento é usado na fase inicial do processo de dosagem para otimizar a composição da mistura. Segundo HARMAN *et al.* (2002), a Comunidade Européia da área de pavimentação asfáltica, num esforço de harmonização de suas especificações, adotou os conceitos de compactação de laboratório e projeto do LCPC.

Em 1990, a FHWA (Federal Highway Administration) usou um laboratório móvel para mostrar em várias partes dos Estados Unidos as propostas do programa SHRP. Na avaliação do FHWA o uso do GTM era impraticável e a funcionalidade da máquina de ensaio giratório do Texas deficiente. Foi desenvolvido então um conceito híbrido para um compactador giratório: com a condição portátil e ângulo fixo da unidade do Texas e que incorporasse o sistema de medição similar aos das unidades GTM e compactador francês do LCPC. Em abril de 1991 foi apresentada uma versão com as recomendações anteriormente citadas, ou seja, um equipamento com o tamanho e o custo do GTM e o ângulo de compactação alto (6°) do compactador do Texas. Este alto valor do ângulo de giro causava uma compactação relativamente rápida, com 15 a 18 giros, mas não permitia uma medida de comparação da habilidade de compactação entre as misturas. Assim sendo, em maio de 1991 a empresa Rainhart Company obteve um contrato para fabricar uma máquina de testes giratórios modificada. Este equipamento tinha o estilo francês, com o ângulo de giro de 1° e foi adaptada de um equipamento giratório do Texas de 6 polegadas (150mm) de diâmetro. A maioria dos ensaios e testes realizados pelo programa SHRP foi feita com este equipamento adaptado (HARMAN et al., 2002).

Durante o programa de pesquisa SHRP, intensos debates foram mantidos para avaliar a conveniência e efetividade da compactação giratória. O professor Carl Monismith, da Universidade de Berkeley, defendeu a adoção da compactação por meio de rolagem de rodas (HARVEY *et al.*, 1994). Ele citou problemas com a uniformidade das amostras produzidas pelo compactador giratório tanto na direção radial quanto vertical e considerava esta uniformidade crítica ao se determinar as propriedades de engenharia em ensaios de desempenho de laboratório. Porém, a compactação por rolagem sugerida pelo Prof. Monismith mostrou elevado grau de dificuldade para ser um meio de compactação de laboratório e o equipamento proposto era grande, exigindo grandes quantidades de mistura.

A composição das misturas asfálticas na França era feita por meio dos ensaios Marshall e Duriez até os anos setenta. A construção do primeiro compactador giratório francês foi feita em 1957 e até os anos setenta era utilizado somente na preparação de amostras compactadas para realização de ensaios mecânicos. A partir desta época o compactador giratório tornou-se uma ferramenta importante no estudo do comportamento das misturas asfálticas por causa das informações produzidas durante a compactação e passou a fazer parte da dosagem rotineira de misturas asfálticas de todos os laboratórios regionais da administração francesa (MAGALHÃES, 2004).

46

Os pesquisadores MOULTIER (1977) e BONNOT (1986) recomendaram em seus estudos o compactador giratório para avaliar a trabalhabilidade de misturas asfálticas francesas.

Depois de considerar as pesquisas sobre a disponibilidade de compactadores para o sistema de misturas Superpave, os pesquisadores do SHRP selecionaram um compactador giratório que operasse de maneira similar ao compactador francês do LCPC. O compactador giratório francês estipula 6rpm. O objetivo do SHRP era reduzir o tempo de compactação pelo aumento da velocidade de giro, se possível.

Conseqüentemente, um primeiro projeto experimental foi desenvolvido para comparar o teor ótimo de asfalto da mistura, o índice de vazios, VAM, RBV e densidade baseada nas velocidades de rotação de 6, 15 e 30rpm, sendo pequenas diferenças observadas. Como os resultados dos teores de vazios, para o teor de asfalto de projeto foram estatisticamente os mesmos para 6, 15 e 30rpm, o SHRP selecionou a velocidade de 30rpm no lugar de 6rpm do procedimento francês, visando reduzir o tempo de preparação das amostras.

Em seguida, os pesquisadores do SHRP conduziram outra pesquisa para determinar se era suficiente especificar o ângulo de giro, a velocidade de rotação (30rpm) e a pressão vertical (600KPa). Nesta fase foram experimentados dois compactadores: o compactador giratório SHRP, produzido pela Rainhert Company e um compactador giratório modificado fornecido pelo Instituto de Asfalto, com alterações feitas no compactador do Departamento de Transportes do Texas. No primeiro, a pressão vertical podia ser ajustada mas foi fixada em 600kPa, a velocidade de rotação em 30rpm, o ângulo de giro foi ajustado para 1°, com possibilidade de produção de amostras com diâmetro de 100 ou 150mm. No segundo, as modificações incluíam um controlador de freqüência que permitia selecionar a velocidade de giro e uma mudança no ângulo de giro para 1°. Neste experimento, as misturas compactadas pelo compactador SHRP foram avaliadas para determinar se cada família de curvas de compactação se comportaria da mesma maneira que as misturas compactadas pelo compactador do Texas modificado.

Naquela época, a curva de compactação ou densificação era caracterizada por três parâmetros: o C10 - a porcentagem da densidade relativa máxima ($\%G_{mm}$) após 10 giros; o C230 - a porcentagem da densidade relativa máxima após 230 giros; e o K - a inclinação da linha de densificação (Pinto, 1981). A comparação de C10, C230 e K foi feita para as misturas compactadas com o compactador giratório SHRP e o

compactador giratório modificado do Texas (COMINSKY *et al.*,1994). Também foi feita uma avaliação com o compactador giratório do Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE), designado por GTM. Este compactador operava com um ângulo variável de giro e com tensão vertical variável, com velocidade de rotação menor do que 30rpm . Enquanto o compactador SHRP usava um sistema de três pontos para aplicar o ângulo de giro, que o mantinha firmemente fixado durante todo o processo de compactação, o compactador do USACE usava um sistema de dois pontos para aplicação do ângulo de giro, que permitia um grau de liberdade maior.

Quando os parâmetros C10, C230 e K foram comparados observou-se que os dois primeiros dispositivos não compactavam as misturas similarmente. O compactador do Texas modificado apresentou o ângulo de giro de 0,97°, enquanto que o compactador SHRP apresentou ângulos de 1,14° e 1,30° (para amostras de 150 e 100mm respectivamente). Quando se comparou os três tipos de compactadores, o compactador do USACE produziu parâmetros de densificação diferentes do compactador SHRP, sendo mais similar ao compactador do Texas modificado. As curvas de compactação do compactador SHRP para amostras de 100mm apresentaram inclinações maiores que dos outros compactadores. Destes experimentos concluiu-se que a especificação de uma velocidade de rotação de 30rpm e tensão vertical de 600kPa não eram suficientes para produzir compactações similares. Manter o ângulo firmemente fixado parecia ser necessário. Com isso, concluiu-se também que o ângulo de giro deveria ter uma tolerância de 1,00 \pm 0,02° (COMINSKY *et al.*, 1994, BROWN e BUCHANAN, 2001).

COMINSKY *et al.* (1994) mostram um experimento para a validação de campo do compactador giratório em que nove projetos piloto foram construídos nos estados do Arizona, Maryland e Wisconsin entre 1992 e 1993. Sete diferentes misturas foram projetadas pelo sistema Superpave. Embora o projeto original especificasse o ângulo de giro de 1°, pressão vertical de 600kPa e velocidade de rotação de 30rpm, problemas foram encontrados em alguns projetos. Mostrou-se que o ângulo de giro de 1° não foi suficiente para alcançar o nível de vazios de ar de projeto de 4% ao se usar o número de giros de projeto (N_{des}) de 113 giros. As diferenças encontradas são devidas à quantidade do esforço de compactação fornecido às amostras. Esta diferença afeta tanto os teores dos vazios de ar quanto os teores de asfalto de projeto.

Por essa razão, o ângulo foi aumentado para 1,27° e os projetos de mistura feitos novamente. Os pesquisadores determinaram que o teor de asfalto a um nível de

vazios de ar de projeto de 4% foi apropriado (resultando em uma diminuição do teor de asfalto) e que o ângulo de 1,27° foi mais apropriado que de 1°.

O ângulo de giro foi então ajustado e os pesquisadores do SHRP definiram as seguintes especificações finais para o compactador giratório: pressão vertical de consolidação de 600kPa, ângulo de giro de 1,25° e velocidade de giro de 30rpm.

2.3.2. Compactação de Campo x Compactação de Laboratório

MOULTIER (1977) levanta a hipótese de que a mistura com a melhor compactação de laboratório também seria mais bem compactada no campo para uma dada espessura, qualquer que fosse o equipamento de rolagem. Se esta hipótese não for válida, não se justificaria qualquer metodologia que altere os parâmetros da mistura de modo a modificar as características de compactação da mesma, bem como os respectivos ensaio mecânicos.

Porém, ao longo dos anos, algumas inconsistências têm sido encontradas entre resultados de campo e laboratório. Estas podem originar-se da variedade de equipamentos de compactação e possivelmente de um uso errôneo das ferramentas de laboratório. Tornou-se necessário comparar resultados de ensaios de laboratório àqueles dos equipamentos de compactação de campo para estabelecer possíveis correlações entre as curvas de compactação giratória e aquelas resultantes dos rolos pneumáticos.

Para simular a compactação de campo, MOULTIER (1977) compactou camadas de concreto asfáltico de várias espessuras, usando um equipamento pneumático. Várias passadas do rolo foram usadas. Analisando-se os resultados obtidos comparando as porcentagens de compactação versus o número de giros do compactador giratório, e a porcentagem de compactação versus o número de passadas do rolo, notou-se que existe um fator de proporcionalidade (k) entre o número de passadas e o número de giros, conforme Equação 10:

$$k = \frac{n_g}{n_p} = 2,2 \tag{10}$$

Os resultados de MOULTIER (1977) mostraram que existem correlações que podem ser feitas entre as curvas do compactador giratório e as curvas da compactação de campo.
Para COMINSKY *et al.* (1994), o desempenho de revestimentos asfálticos estruturalmente adequados é afetado por dois fatores: o projeto de mistura e a compactação. Nenhum destes fatores sozinho pode assegurar a vida do pavimento satisfatoriamente, mas podem atrapalhar. Por exemplo, mesmo a mistura mais bem projetada estará sujeita a redução do desempenho se não for compactada suficientemente.

A compactação é o processo de redução do teor dos vazios de ar de um concreto asfáltico. Este processo deverá acontecer mais durante a construção que sob o tráfego. COMINSKY *et al.* (1994) relatam que pesquisas têm mostrado que os vazios de ar presentes no revestimento diminuem de 2% a 8% da época da construção até as primeiras solicitações do tráfego.

O aspecto mais importante que relaciona a densidade de laboratório à de campo é o tempo no qual a densidade de campo é determinada. O método de compactação de laboratório afeta as propriedades mais importantes da mistura no desempenho do revestimento; e diferentes técnicas de compactação produzem amostras de concreto asfáltico com diferentes orientações de partículas e deste modo diferentes propriedades físicas e mecânicas.

SOUSA *et al.* (1991) avaliaram três dispositivos de compactação: compactador giratório do Texas, compactador por amassamento (compressão estática) e compactador por rolagem. Este estudo determinou a extensão na qual o método de compactação de laboratório afeta o desempenho do pavimento em termos de deformação permanente e fadiga. Os resultados mais importantes foram:

- Amostras preparadas com o compactador giratório do Texas são mais sensíveis ao tipo de asfalto (e talvez ao teor de asfalto) do que as amostras preparadas pelo compactador por amassamento;
- Amostras preparadas usando o compactador por amassamento são mais resistentes à deformação permanente devido ao desenvolvimento de uma estrutura de contato inter-partícula mais completa, mínima para agregados densamente graduados. Misturas preparadas com este compactador são mais sensíveis às angularidades dos agregados e à sua textura superficial;
- Amostras preparadas pelo compactador por rolagem foram classificadas entre as amostras preparadas pelos métodos por amassamento e giratório em termos da sua resistência à deformação permanente. Elas foram mais rígidas

sob carga transiente e mais resistentes à fadiga do que as amostras preparadas pelo compactador giratório ou por amassamento.

SOUSA *et al.* (1991) concluíram que o método de compactação tem um impacto profundo nas propriedades fundamentais da mistura. Eles indicaram o compactador por rolagem como o que melhor simula misturas compactadas no campo: apesar de utilizar resultados de ensaios de propriedades das misturas relacionadas ao desempenho em serviço, a ligação entre as propriedades das misturas compactadas em laboratório e compactadas no campo não foi apresentada.

Os estudos de SOUSA *et al.* (1991) também concluíram que o compactador por amassamento produz amostras com maior resistência ao afundamento do que o compactador por rolagem ou compactador giratório do Texas; e que as amostras produzidas pelo compactador giratório do Texas foram as que se mostraram mais suscetíveis ao afundamento.

Com base nos estudos de SOUSA *et al.* (1991), entre outros com as mesmas conclusões, os pesquisadores do SHRP iniciaram trabalhos objetivando determinar qual de quatro dispositivos de compactação simularia mais adequadamente o processo de campo. Foram usados o compactador giratório do Texas, o compactador por rolagem, o soquete Marshall e o compactador por amassamento (COMINSKY *et al.*, 1994).

As conclusões desta fase dos estudos da pesquisa SHRP foram as seguintes, conforme relatam COMINSKY *et al.* (1994):

- Análises estatísticas indicaram que o método giratório produz amostras similares às do pavimento. Os compactadores por rolagem e amassamento apresentaram a mesma probabilidade de produzir amostras similares às do pavimento e o compactador Marshall de base rotativa apresentou a menor probabilidade;
- Quando os dados são considerados coletivamente, são relativamente pequenas as diferenças nas amostras refletidas pelas propriedades da mistura e produzidas pelos quatro métodos de compactação de laboratório comparados no estudo. O compactador por rolagem não controlou vazios de ar nas amostras acabadas tão facilmente quanto os outros métodos de compactação. Este compactador requer em torno de 100kg de mistura para preparar um grupo de amostras (uma laje) a um determinado nível de vazios

de ar. Isto o torna muito trabalhoso e com operações muito intensas para preparar amostras com vários teores de vazios;

- Para produzir pequenas amostras de teores de vazios específicos como nesse estudo, o compactador giratório é mais barato, mais conveniente e mais rápido que o compactador por rolagem;
- O compactador Marshall quebra agregados mais freqüentemente durante a compactação do que os outros três compactadores. Este fenômeno aparentemente tem pequeno efeito na medida das propriedades das misturas compactadas;
- O compactador por amassamento facilmente produz uma laje de 17kg com um teor de vazios de ar pré-definido. Ele é conveniente e oferece grande versatilidade.

Com base nestas conclusões prévias, os pesquisadores do SHRP recomendaram o seguinte (COMINSKY *et al.*, 1994):

- Quando comparado ao compactador por rolagem, o compactador giratório do Texas parece ser a melhor escolha para preparar amostras de laboratório para ensaios de rotina de projeto de misturas de concreto asfáltico. Deve-se chamar a atenção que, baseado em outros estudos, a distribuição de vazios de ar das amostras compactadas pelo giratório é menos similar às de campo que as amostras compactadas pelo compactador por rolagem. Esta diferença, entretanto, não afeta desfavoravelmente as propriedades das misturas medidas;
- O compactador por rolagem pode ser o método de escolha para fabricação de amostras especializadas, tais como aquelas para estudos de fadiga em vigas ou trincamento térmico;
- Pesquisa adicional é necessária para investigar em detalhes o tamanho e a distribuição dos vazios de ar dentro das amostras de misturas asfálticas a quente compactadas por diferentes métodos e o efeito sobre as propriedades fundamentais de engenharia;
- Os testes em estudo foram limitados às misturas densas, ao passo que SMA ou outras misturas não convencionais não foram avaliadas.

HARVEY e MONISMITH (1993) estudaram vários procedimentos de compactação de laboratório e concluíram que o seu efeito na performance é no mínimo o mesmo que o do tipo de agregado, tipo de ligante, quantidade de finos e vazios com ar. O efeito da compactação tem sido atribuído principalmente às variações na estrutura interna dos materiais, definida como a distribuição dos agregados e seus vazios associados.

2.3.3. A Compactação e a Estrutura Interna das Misturas Asfálticas

O desempenho de uma mistura asfáltica está relacionado com diferentes variáveis, tais como: granulometria, teor de asfalto, volume de vazios com ar e vazios no agregado mineral (VAM). Porém, quando se avalia sua estrutura interna, verifica-se que existem vazios com diferentes tamanhos, formas e conectividade, o que afeta seu comportamento. Por exemplo, poros muito pequenos no mástique podem não afetar significativamente a resistência à formação de trilhas de rodas, visto que após a aplicação da mistura na pista, estes podem desaparecer com as variações de temperatura. Ao contrário, vazios grandes, especialmente aqueles inseridos no esqueleto formado pelas partículas graúdas, não podem ser preenchidos quando o asfalto expande. Ainda, vazios grandes podem se agrupar, formando uma região fragilizada e induzindo uma instabilidade local. Baseando-se nestes argumentos, vê-se a importância de se conhecer o tamanho dos vazios e sua distribuição espacial, visando compreender melhor os mecanismos de fadiga e de resistência à deformação permanente em misturas asfálticas (WANG *et al.*, 2000).

O arranjo das partículas de agregados, em termos da distribuição espacial, direcional e pontos de contato, é responsável pela formação do esqueleto mineral. Essas distribuições resultam do proporcionamento e propriedades dos materiais, além da forma de compactação. Esses fatores são considerados durante o procedimento de dosagem por meio dos limites impostos pelas especificações para as propriedades macroscópicas, tais como granulometria, forma dos agregados, parâmetros volumétricos e propriedades mecânicas. A diferença nas propriedades de uma mesma mistura asfáltica submetida a diferentes métodos de compactação deve-se principalmente às variações na estrutura interna, em particular a distribuição e orientação dos agregados graúdos. A estrutura interna das misturas asfálticas vem sendo cada vez mais associada às suas propriedades mecânicas, bem como aos defeitos encontrados no campo. Em muitos modelos mecanísticos, no entanto, o material compósito é assumido como homogêneo e isotrópico, sendo sua estrutura negligenciada. Segundo YUE *et al.* (1995), tal fato deve-se à dificuldade associada às medidas quantitativas da estrutura interna das misturas, bem como à natureza de distribuição aleatória dos agregados (VASCONCELOS *et al.*, 2005).

O objetivo da compactação de corpos-de-prova em laboratório tem sido fabricar misturas asfálticas tão próximas quanto possível das produzidas durante os processos construtivos de campo, e, conseqüentemente, com propriedades mecânicas semelhantes. Se a técnica de compactação no laboratório não reproduzir misturas próximas das de campo, as sensibilidades de um método de ensaio e equipamento de nada adiantarão para a análise do comportamento do material (TASHMAN *et al.*, 2001).

A diferença entre os procedimentos de compactação se manifesta na estrutura interna da mistura, afetando a distribuição dos agregados e os vazios de ar associados. Conseqüentemente, a comparação entre laboratório e campo deve obrigatoriamente considerar a estrutura interna. Essa comparação direta é interessante desde que não sejam incluídas as incertezas herdadas das análises mecânicas, que assumem esses materiais como homogêneos e isotrópicos. As informações referentes à estrutura interna também podem ser utilizadas para o desenvolvimento de compactações de campo que produzam revestimentos com alta resistência aos defeitos tradicionais.

As técnicas de processamento de imagem têm sido largamente utilizadas na caracterização de diferentes materiais na engenharia, mas sua aplicação na análise da estrutura interna de misturas asfálticas tem sido limitada. Recentes avanços de *hardware* e *software* para processamento de imagens digitais estão propiciando numerosas oportunidades para significantes avanços na dosagem e análise de concreto asfáltico.

Diversos trabalhos já foram publicados com análises de imagens produzidas através de compactação giratória. Além da comparação com amostras obtidas de campo, também foram realizadas variações nos parâmetros de compactação, tais como: ângulo de giro, altura da amostra, tensão aplicada, etc. SAADEH *et al.* (2002) concluíram que os agregados das amostras que passaram por compactação giratória tiveram, em média, menos anisotropia que as amostras extraídas de campo. Concluíram ainda que o ângulo de compactação, bem como a altura da amostra, são fatores importantes para orientação das partículas, porém a tensão de aplicação da carga não, sendo o mesmo observado por TASHMAN *et al.* (2001). Quando usados diferentes números de giros, MASAD *et al.* (1999) concluíram que as amostras obtidas

54

para um alto número de giros. Para o volume de vazios, porém, acontece o oposto. É necessário um pequeno número de giros para que o volume de vazios da amostra do compactador giratório se iguale ao volume de vazios obtido em campo (VASCONCELOS *et al.*, 2005).

NASCIMENTO *et al.* (2006) compararam a estrutura interna de misturas asfálticas oriundas do compactador giratório Superpave, do Marshall e de campo com o auxílio de técnicas de tomografia computadorizada. Neste trabalho, foram utilizados os seguintes parâmetros: distribuição interna dos vazios com ar – vertical e radial; e, orientação dos agregados e sua aleatoriedade nas diferentes áreas dos corpos-de-prova.

O processo de análise da distribuição dos vazios com ar foi dividido em duas etapas: aquisição de imagens por tomografia assistida por computador e análise dos dados extraídos dessas imagens. O equipamento de tomografia utilizado foi uma unidade de 4^a geração da marca Picker, modelo PQS, sendo que a primeira etapa foi adquirir imagens tomográficas bidimensionais de fatias do corpo-de-prova ao longo de sua altura, a cada 1mm. Tais imagens contêm informações do Coeficiente de Atenuação (CT) em diferentes pontos daquele plano do cilindro (corpo-de-prova), ou seja, valores proporcionais à densidade pontual. Utilizando-se o programa computacional IMAGO (Figura 2.37), desenvolvido pela Petrobras para processamento de imagens tomográficas na área de produção petrolífera, essas fatias foram processadas integralmente (em três dimensões) obtendo-se um histograma com a freqüência de ocorrência dos valores de CT nos diferentes pontos do volume, associados às suas coordenadas espaciais *x*, *y* e *z*.



Figura 2.37: Tela do *software* IMAGO mostrando a fatia *i* de um corpo-de-prova e seu respectivo histograma com a distribuição de CT (NASCIMENTO *et al.* 2006)

No mesmo corpo-de-prova, foi determinada a porcentagem de vazios com ar pela metodologia convencional de laboratório (pesagem hidrostática e densidade máxima pelo método de Rice), que serviu de base para a análise do histograma global de CT do corpo-de-prova, e já sabendo a porcentagem de vazios, conseguiu-se obter a faixa de CT equivalente aos vazios com ar no interior do material. Posteriormente, utilizando-se uma ferramenta de invasão de fluidos do IMAGO, conseguiu-se filtrar essa faixa de CT obtida e determinar o volume de vazios em cada região do corpo-de-prova. No âmbito deste trabalho, os corpos-de-prova foram divididos em três seções cilíndricas concêntricas: central, intermediária e externa; sendo que em cada uma delas os vazios foram determinados também ao longo da altura, a cada 1mm, conforme mostrado esquematicamente na Figura 2.38.

A parte final do processamento das imagens tomográficas consistiu em fazer uma reconstrução tridimensional para visualização da distribuição dos vazios com ar no interior do corpo-de-prova. Para tal, utilizou-se o *software* ENSIGHT, o qual toma as fatias e seus respectivos histogramas e, através de uma ferramenta de interpolação, reconstrói o corpo-de-prova. Com isso, já sabendo a faixa de CT equivalente aos vazios, pôde-se filtrá-la na imagem tridimensional, tornando visíveis apenas as iso-superfícies referentes a essa faixa selecionada.



Figura 2.38: Regiões do corpo-de-prova para análise da distribuição dos vazios com ar no estudo de NASCIMENTO *et al.* (2006)

Por outro lado, para determinar a orientação dos agregados em um corpo-de-prova, o mesmo foi serrado transversalmente ao longo de sua seção central e a imagem dessa face de corte foi digitalizada em *scanner* de alta resolução. Em seguida, essa imagem foi importada para um programa computacional tipo CAD (AutoCAD 2005) onde, através de um *script* específico para esta tarefa, o ângulo entre o eixo de cada partícula de agregado com a linha horizontal do plano serrado (θ_k) foi determinado, conforme ilustrado na Figura 2.39.



Figura 2.39: Imagem digital obtida da seção transversal de um corpo-de-prova (a); e mesma imagem processada no Autocad, representando os eixos dos agregados e a área central da seção (b)

Utilizando-se a orientação individual de cada partícula, foram calculados, segundo Equações 11 e 12, os parâmetros estatísticos *vetor magnitude* (Δ) e *ângulo médio de inclinação com a horizontal* (θ), visando quantificar a distribuição direcional dos agregados.

$$\Delta = \frac{100}{N} \sqrt{\left(\sum sen 2\theta_k\right)^2 + \left(\sum \cos 2\theta_k\right)^2} \tag{11}$$

$$\theta = \frac{\sum |\theta_k|}{N} \tag{12}$$

onde θ_k é a orientação individual de cada partícula dos agregados, variando de -90° a +90°, e *N* é o número de agregados onde o ângulo foi determinado. O valor do vetor magnitude varia de 0% a 100%. Ou seja, uma distribuição completamente randômica da orientação das partículas dos agregados resultará em Δ = 0%. Ao contrário, Δ = 100% indica que todos os agregados estão exatamente na mesma direção.

Tais parâmetros estatísticos foram obtidos em relação à área total da seção e, também, em relação à sua área central. A área central, imaginando a seção dividida em 3 linhas e 5 colunas, equivale àquela limitada pela linha central e pelas 3 colunas centrais, conforme indicado na Figura 2.39. Nas Figuras 2.40 a 2.42 são mostrados os gráficos com os resultados das análises tomográficas. No eixo das ordenadas são expressos os valores de altura dos corpos-de-prova, enquanto no eixo das abscissas os valores da porcentagem de vazios com ar. A curva representada na cor preta, mostra a distribuição dos vazios ao longo da altura em todo o material. Já as curvas vermelha, verde e azul representam a distribuição nas regiões externa, intermediária e central, respectivamente. Os valores mostrados nos gráficos são oriundos da média dos resultados de cada grupo de amostras.



Figura 2.40: Distribuição dos vazios com ar em corpos-de-prova Marshall (a) e Superpave 100mm (b)



Figura 2.41: Distribuição dos vazios com ar em corpos-de-prova Superpave 150mm (a) e Superpave – núcleos extraídos (b)



Figura 2.42: Distribuição dos vazios com ar em corpo-de-prova típico extraído da pista (a); e (b) em preto, a distribuição total dos vazios dos corpos-de-prova da pista e na cor laranja, a média dessa distribuição

Analisando-se os resultados expostos nos gráficos, percebeu-se que os corpos-deprova Marshall apresentaram uma certa assimetria vertical, ou seja, uma distribuição de vazios com leve variação ao longo da altura, independentemente da região (externa, intermediária ou central), com tendência de densificação na parte do corpo de prova que fica inferiormente disposta aos primeiros 75 golpes durante a compactação. Entretanto, radialmente, verificou-se que na região externa os vazios são maiores que nas regiões intermediária e central dos corpos-de-prova.

Os corpos-de-prova Superpave com 100mm e 150mm de diâmetro, por sua vez, apresentaram distribuição vertical perfeitamente simétrica em todas as regiões, com aumento sistemático da porcentagem de vazios nas extremidades – topo e base. Desconsiderando as extremidades, a densificação ao longo da altura foi bastante uniforme. Radialmente, verificou-se uma considerável densificação no sentido borda – centro, sendo os corpos-de-prova de menor diâmetro mais homogêneos. Os corpos-de-prova Superpave extraídos (núcleos) mostraram distribuição bastante homogênea tanto na direção vertical como radialmente, porém com porcentagem de vazios muito próxima de zero.

Observando-se os gráficos da Figura 2.42, nota-se que a distribuição dos vazios nas amostras oriundas da pista é próxima da apresentada pelos corpos-de-prova Superpave. Chama a atenção o fato da região externa do corpo-de-prova de campo estar mais densificada que o resto do material. Deve-se isso ao processo de extração dos corpos-de-prova, cuja água para refrigeração injetada se contamina com sólidos procedentes do corte, que ficam em suspensão e colmatam os vazios da superfície (NASCIMENTO *et al.*, 2006).

Na Figura 2.43 são mostradas as reconstruções tridimensionais, destacando os vazios com ar no interior dos diferentes tipos de materiais estudados no trabalho de NASCIMENTO *et al.* (2006). Notou-se, no corpo-de-prova oriundo da pista, que os vazios são mais intensos, em função de suas maiores proporções nesta amostra; e também com tamanhos menores, em função da granulometria dos agregados ser mais fina do que a das amostras de laboratório.

Na Figura 2.44 são mostrados os gráficos com os resultados das análises da orientação dos agregados feitas por NASCIMENTO *et al.* (2006). Em ambos, as barras na cor azul representam os valores na área central da seção, enquanto que na cor verde estão expressos os valores da área total, conforme indicação da Figura 2.39.

Observando-se o gráfico (a), percebe-se que a orientação média dos agregados é mais acentuada nos corpos-de-prova Marshall. Os corpos-de-prova Superpave 150mm, 100mm e extraído apresentam orientações médias mais horizontais, idênticas à dos corpos-de-prova oriundos da pista.

No gráfico (b), os resultados do vetor magnitude indicam que no Marshall os agregados possuem orientações bastante aleatórias, com pouca tendência de seguir uma direção preferencial. Por outro lado, os corpos-de-prova Superpave apresentam orientações bem mais organizadas, com maior tendência de seguir uma direção preferencial, principalmente os de 150mm de diâmetro. Ainda, a orientação é mais organizada na parte central dos corpos-de-prova, mais perceptível nos Superpave 150mm. Comparando com os materiais da pista, novamente os corpos-de-prova Superpave estão mais próximos (NASCIMENTO *et al.*, 2006).



Figura 2.43: Reconstruções tridimensionais, destacando os vazios com ar no interior dos diferentes tipos de materiais estudados por NASCIMENTO *et al.* (2006)



Figura 2.44: Gráficos com os resultados das análises da orientação dos agregados nos diferentes corpos-de-prova (NASCIMENTO *et al.* 2006)

Assim, as principais conclusões do trabalho de NASCIMENTO et al. (2006) foram:

 A estrutura interna dos corpos-de-prova Marshall mostrou-se bem diferente da estrutura dos corpos-de-prova Superpave e de pista, apresentando ângulo médio de inclinação dos agregados mais elevado, com pouca tendência de seguir uma direção preferencial, e, ainda, em termos de vazios com ar, a sua distribuição também apresentou perfil diferente. Por outro lado, os corpos-deprova Superpave mostraram-se mais próximos dos procedentes da pista, visto que tanto a orientação dos agregados quanto à distribuição dos vazios são muito parecidas;

- Quanto ao efeito de borda em corpos-de-prova moldados Superpave, ele se manifesta aumentando os vazios com ar;
- Dos resultados, pode-se dizer que o corpo-de-prova moldado em laboratório, entre os estudados, que possui estrutura interna mais próxima do campo, é o Superpave extraído. Para análises mecânicas, tendo-se em vista que na pista também existe um efeito de topo e base similar ao encontrado nos corpos-deprova preparados pelo compactador giratório, deve-se extrair o corpo-de-prova para se eliminar os efeitos de borda, mas não há necessidade de remover as extremidades de topo e base.

2.3.4. Características da Compactação Giratória Atual

O compactador giratório Superpave (SGC) foi definido de acordo com o esquema simplificado mostrado nas Figura 2.45 (MARQUES, 2004).





A estrutura de reação é constituída por um pórtico não deformável. A base do SGC é afixada nesta estrutura suportando o molde e permitindo seu giro. Durante a compactação a cabeça de carga é que faz a compressão do corpo-de-prova e o seu diâmetro corresponde nominalmente ao diâmetro interno do molde (100 ou 150mm). Para que o molde seja posicionado no ângulo de giro são usados mancais. O ângulo de compactação do SGC foi finalmente definido em 1,25°. A velocidade constante de

giro foi definida em 30rpm sendo acionada por um motor elétrico que atua sobre a base rotativa, enquanto que a pressão de compactação no corpo-de-prova é de 600kPa, fornecida por um sistema hidráulico ou mecânico que aplica a carga na cabeça de carga. A pressão da cabeça de carga é medida durante a compactação e à medida que o corpo-de-prova vai se adensando durante a compactação o sistema de carregamento é acionado para ajustar a posição da cabeça de carregamento para que a pressão de compactação constante seja mantida durante o processo. A variação vertical da posição da cabeça de carga é igual a variação da altura do corpo-de-prova. Esta altura é processada, através de uma conexão serial conectada a um micro-computador. A Figura 2.46 mostra as configurações finais do molde SGC e dos parâmetros de compactação adotados pelo SHRP.



Figura 2.46: Configurações do SGC e parâmetros de compactação (MARQUES, 2004) Somente após as avaliações descritas anteriormente é que as especificações de projeto do SGC foram validadas sendo estabelecida experimentalmente a relação existente entre o número de giros e o nível de tráfego.

Para isto foi feita nova pesquisa designada por SHRP N_{des} . O objetivo dessa pesquisa foi determinar o número de giros de projeto (N_{des}) necessários para representar vários níveis de tráfego em diferentes climas. Deste modo, um número de giros (N_x) deveria estar relacionado a um nível de tráfego (E_x). Isto era compatível com as informações obtidas na literatura que indicam que a densidade da mistura asfáltica sob tráfego aumenta linearmente com o logaritmo do número de passadas do tráfego até alcançar sua densidade última (COMINSKY *et al.*, 1994).

Foi definida, então, uma pressão de giro constante e um número de giros especificado para definir dois níveis de compactação: 1) Compactação de tráfego (96% da densidade relativa máxima - G_{mm}); 2) Compactação de construção (92% da G_{mm}). O

percentual de compactação é definido como a razão entre a densidade relativa aparente da mistura asfáltica (G_{mb}) e a sua densidade relativa máxima (G_{mm}).

Os dados disponíveis para estabelecer esta relação foram de furos feitos em trilhas de rodas. A compactação de construção foi assumida igual a 92% da G_{mm} e esta hipótese foi feita com o objetivo de se completar a curva de projeto. Sem essa hipótese, nenhum dado estaria disponível na carga de eixo simples equivalente igual a zero (ESAL₀) e a regressão do número de giros (N_x) versus tráfego (E_x) seria difícil de se obter. O valor de 92% da densidade relativa máxima é uma hipótese válida, desde que estes pavimentos analisados tivessem sido projetados para ter uma densidade *in loco* de 92% da G_{mm} (ou 8% de vazios de ar). Esta hipótese de 8% de vazios de ar não afeta significantemente o número de giros inicial, visto que aproximadamente somente 30 giros seriam necessários para compactar a mistura de 86% a 92% da compactação máxima. Por exemplo, se 20 a 40 giros são usados, o correspondente percentual de compactação é 90% a 93%, respectivamente.

BROWN e BUCHANAN (2001) citam que inicialmente no procedimento Superpave, os parâmetros N_{ini} e N_{max} eram referidos como N₈₉ e N₉₈, respectivamente. O valor de N₈₉ é tomado a 10 giros, em que a densidade da amostra compactada deveria ser menor que 89% da G_{mm}. Os pesquisadores do SHRP perceberam que o nível N₈₉ ou N_{ini} deveria ser uma função do N_{des} e deveria aumentar à medida que o nível do N_{des} aumentasse para se produzir uma mistura mais estável para temperaturas e níveis de tráfego mais elevados. Um valor máximo da G_{mm} permitida no compactador giratório também foi estabelecido, sendo referido como N₉₈ ou N_{max}. Os pesquisadores perceberam que qualquer mistura que fosse compactada acima de 98% da G_{mm} no laboratório estaria propensa a excessiva densificação ou afundamento de trilha de roda no campo.

O experimento para a definição do N_{des} consistiu da seleção da pista, extração de amostras e coleta de dados como a descrição da camada, graduação, teor de asfalto e densidade aparente. Em seguida, foram feitas a extração do asfalto e a separação dos agregados das amostras coletadas. Com os agregados recuperados foram compactados novos corpos-de-prova. Em seguida foi medida a densidade aparente e a densidade relativa máxima de cada amostra compactada e plotadas as curvas de densificação.

Foi definida uma curva de compactação referida como curva recuperada. Definiu-se um ponto de interseção entre a linha correspondente a 96% da G_{mm} e a do valor do

N_{des} estabelecida para a mistura. A curva de compactação da mistura recuperada foi transladada horizontalmente até este ponto e definida como curva de projeto estimada. Nos níveis de 89% e 98% da G_{mm} foram traçadas linhas horizontais até tocar a curva estimada, descendo a partir desses pontos linhas verticais até tocarem o eixo horizontal onde foi marcado o número de giros. Os números de giros correspondentes a 89% e 98% da G_{mm} foram então referidos como N_{ini} e N_{max}, respectivamente. A razão entre o log destes parâmetros e o log de N_{des} foi utilizada para obter relações entre eles. Este procedimento foi utilizado para outras misturas usadas no experimento (COMINSKY *et al.*, 1994, BROWN e BUCHANAN, 2001).

Dentro deste contexto, foi obtida uma primeira relação aproximada para o Nini:

$$Log N_{ini} = 0,47 log N_{des}$$
(13)

Esta relação foi modificada, segundo a AASHTO PP28 (2001) para:

$$Log N_{ini} = 0,45 log N_{des}$$
(14)

O mesmo aconteceu com a relação para o N_{max} que em primeira aproximação era:

$$Log N_{max} = 1,15 log N_{des}$$
(15)

E também foi modificada segundo a AASHTO PP28 (2001) para:

$$Log N_{max} = 1,10 log N_{des}$$
(16)

Neste experimento assumiu-se que os revestimentos foram projetados para terem um teor de vazios final entre 3% e 5% e que os revestimentos foram construídos com teores de vazios entre 7% e 9%. Esta é uma hipótese razoável, visto que a maioria das especificações de controle de compactação nos Estados Unidos indicam estes limites.

COMINSKY *et al.* (1994) detalham como os parâmetros operacionais do SGC são produzidos. No procedimento de compactação giratória Superpave, a densidade nos três pontos específicos (N_{ini} , N_{des} e N_{max}) é determinada à medida que a amostra vai sendo compactada.

Os valores do N_{ini}, N_{des} e N_{max} para diferentes níveis de tráfego são mostrados na Tabela 2.3, oriunda da especificação AASHTO M 323-04. O Superpave especifica que o teor de asfalto de projeto deve ser selecionado de modo a produzir 96% da G_{mm} (4% de vazios de ar) a um dado nível de N_{des}. Além disso, a mistura projetada deve ter G_{mm} menor que 98% da G_{mm} (2% de vazios de ar) e 89% da G_{mm} (11% de vazios de ar) no

N_{max} e N_{ini}, respectivamente. Uma curva de densificação típica obtida no procedimento de compactação giratória é mostrada na Figura 2.47. Pode-se notar que a inclinação da curva é aproximadamente linear quando plotada em uma escala semi-logarítma.

Tráfego de projeto, ESALs x 10 ⁶	Parâmetros de Compactação		
	N _{ini}	N _{des}	N _{max}
< 0,3	6	50	75
0,3 a 3,0	7	75	115
3 a 30	8	100	160
≥ 30	9	125	205

Tabela 2.3: Valores de N_{ini} , N_{des} e N_{max} para diferentes níveis de tráfego, segundo AASHTO R 35-04



Figura 2.47: Curva de compactação típica obtida no SGC (MARQUES, 2004)

De acordo com as mudanças propostas pelo sub-comitê de materiais da AASHTO em 1999, durante os procedimentos de dosagem os corpos-de-prova passaram a ser compactados com o número de giros de projeto (N_{des}) ao invés do N_{max} , visando minorar erros nas propriedades volumétricas no N_{des} . Com o teor de projeto definido, então, corpos-de-prova deveriam ser compactados no N_{max} para verificar se a %G_{mm} seria menor do que 98% em N_{max} .

Todas estas alterações propostas foram incorporadas na especificação Superpave para projeto volumétrico de mistura asfáltica, hoje regida pelas normas AASHTO M 323-04 e R 35-04.

2.4. Uso do Compactador Giratório para a Previsão do Desempenho de Misturas Asfálticas

Como parte de uma nova tecnologia, a dosagem de misturas asfálticas pelo procedimento Superpave tem sido uma área motivadora de grandes discussões entre acadêmicos estudiosos da pavimentação asfáltica e a indústria da construção civil nos últimos anos. Muitos estudos têm sido conduzidos neste assunto, visando suplementar, refinar ou até mesmo desenvolver novas técnicas e equipamentos (MAHMOUD e BAHIA, 2004).

Em função das cargas oriundas do tráfego de veículos, e de suas variações e aumento, é necessário observar aspectos do projeto de misturas asfálticas relacionados com suas propriedades mecânicas e suas respectivas respostas às condições de tráfego. Com isso, tem sido observado que a dosagem de misturas asfálticas utilizando apenas parâmetros volumétricos, mesmo sendo segundo metodologia Superpave, tem sido insuficiente para adequar o desempenho dos materiais quando em serviço (FRANCKEN, 1998).

Uma limitação da metodologia de dosagem Superpave é que ela considera apenas parâmetros volumétricos, enquanto que são as propriedades mecânicas as que se relacionam diretamente com o desempenho do pavimento. Embora paralelamente alguns trabalhos têm sido feitos para desenvolver testes para determinação do comportamento mecânico das misturas asfálticas, estes procedimentos implicam na utilização de novos equipamentos, os quais conferem custos adicionais aos processos e requerem um trabalho extensivo de treinamento antes de sua operacionalização (MAHMOUD e BAHIA, 2004).

Uma vez que o SGC se tornou o componente principal da atual metodologia de dosagem do SHRP, e que seu uso atualmente é amplamente entendido, torna-se desejável a sua utilização para a obtenção de propriedades mecânicas de misturas asfálticas. Assim, acredita-se que uma correta interpretação dos dados oriundos da compactação giratória possa levar ao estabelecimento de parâmetros, que possam servir de suplemento à atual dosagem puramente volumétrica. Vários trabalhos têm sido feitos nesta ótica (MAHMOUD e BAHIA, 2004).

Um outro problema com a dosagem Superpave está relacionado com os aspectos construtivos. A experiência de campo indica que algumas misturas são difíceis de compactar e requerem compactação ou equipamentos adicionais. De fato, os

requisitos de compactação são os tradicionais, ou seja, geralmente sendo utilizado um grau de compactação equivalente a obtenção de 92% da G_{mm} (ou 8% de vazios).

Dentro deste contexto, então, o uso de parâmetros, ou requisitos, relacionados com a trabalhabilidade das misturas e baseados em desempenho, podem servir de complemento aos procedimentos de dosagem preconizados atualmente.

BAHIA *et al.* (1998) reavaliaram a metodologia de dosagem Superpave. Este estudo apontou que a interpretação dos resultados do SGC ($%G_{mm}$ em N_{ini} e N_{max}), com a consideração do desempenho em função do tráfego de veículos, não levava em conta adequadamente a trabalhabilidade das misturas. Acredita-se que os dados oriundos do SGC, inicialmente propostos, estão sendo sub-utilizados nos procedimentos de dosagem, sendo este fato um dos motivadores das pesquisas atuais com o SGC.

Assim, foram propostos alguns índices oriundos das curvas de compactação giratória, tais como os utilizados por MAHMOUD e BAHIA (2004), entre eles o *Compaction Densification Index* (CDI), *Traffic Densification Índex* (TDI), *Compaction Force Índex* (CFI), *Traffic Force Índex* (TFI), entre outros parâmetros utilizados por outros autores para melhor definir um projeto de mistura asfáltica.

2.4.1. Compaction Densification Índex (CDI)

O CDI é definido como a área a partir do oitavo giro (N=8) até 92% da G_{mm} na curva de densificação obtida com o SGC. Na Figura 2.48 está representado graficamente um exemplo deste índice. Em teoria, esta área seria proporcional ao trabalho aplicado pelo rolos compactadores para as misturas atingirem a densidade requerida durante a construção.

O número de 8 giros é selecionado para simular o esforço aplicado por uma vibroacabadora típica durante o processo de espalhamento do material em pista, enquanto que 92% da G_{mm} refere-se à densidade da mistura ao final do processo de construção, quando a mesma é aberta ao tráfego de veículos, de acordo com as especificações do *Wisconsin Department of Transportation* (WisDOT). Assim, misturas com valores ideais de CDI têm melhor compactabilidade – o que é desejável; enquanto que misturas com valores de CDI baixos têm problemas de estabilidade e devem ser evitadas.



Figura 2.48: Exemplo de representação gráfica do índice CDI

2.4.2. Traffic Densification Índex (TDI)

O TDI é definido como sendo a área sob a curva de densificação a partir de 92% da G_{mm} até 98% da mesma, de acordo com a representação da Figura 2.49. Baseia-se no princípio de que o pavimento após aberto ao tráfego, em princípio com 92% da G_{mm} , continua a se densificar em função das cargas impostas pelo tráfego de veículos.



Figura 2.49: Exemplo de representação gráfica do índice TDI

O atual procedimento de dosagem Superpave, segundo AASHTO M 323-04, requer que a mistura asfáltica seja compactada até 96% da G_{mm} (4,0% de vazios de ar) no teor de ótimo de asfalto usando o número de giros de projeto - N_{des} , simulando assim a densidade a qual a mistura deverá atingir nos primeiros meses ou anos quando em serviço. O limite de 98% da G_{mm} é aplicado no cálculo do TDI por tratar-se de uma densidade crítica, na qual a mistura está na zona de ruptura plástica.

Mesmo a compactação giratória sendo realizada em temperaturas bem mais elevadas do que a temperatura de serviço do pavimento, tendo-se em vista que o esqueleto pétreo exerce importante papel no comportamento da mistura asfáltica, então esperase que essa energia oriunda da compactação giratória (TDI) esteja relacionada com a estabilidade da mistura. Quanto maiores os valores de TDI, melhores são as expectativas do revestimento asfáltico resistir aos esforços impostos pelo tráfego durante a sua vida de serviço.

Apesar do conceito dos índices CDI e TDI parecer lógico e aplicável, ainda existem algumas dúvidas quanto ao uso de medidas volumétricas (% da G_{mm}) sem a determinação das forças ou tensões no corpo-de-prova, para avaliar o comportamento da mistura ao longo da compactação giratória. Tal questionamento levou ao desenvolvimento de um dispositivo que pode ser inserido no topo do corpo-de-prova, o qual gera informações sobre a distribuição de tensões durante o processo de

moldagem. Este dispositivo foi chamado de *Gyratory Plate Load Assembly* (GLPA), ou numa tradução livre, Prato de Carga Giratória.

2.4.3. Prato de Carga Giratória (GLPA)

Tendo em vista a necessidade de medir as respostas mecânicas durante a compactação giratória, um dispositivo acessório do SGC, conhecido como GLPA, foi desenvolvido pelo Grupo de Pesquisa em Asfalto da Universidade de Wisconsin (MAHMOUD e BAHIA, 2004). Todo o plano de trabalho do desenvolvimento deste acessório e as descrições sobre funcionamento e interpretação dos seus resultados estão em GULER *et al.* (2000).

Na Figura 2.50 é apresentado um esquema do GLPA. O prato duplo inclui três células de carga igualmente espaçadas no seu meio, o qual é inserido sobre a mistura no molde de compactação, conforme ilustrado na Figura 2.51.

O conjunto de células de carga mede a variação das forças no topo da amostra durante cada giro, permitindo que se calcule uma força resultante e sua respectiva excentricidade em tempo real. Com este parâmetro, obtém-se o momento efetivo requerido para superar a resistência interna ao cisalhamento de fricção da mistura durante a indução do ângulo de giro de 1,25°. No decorrer do processo de compactação são feitas 50 leituras por giro em cada célula de carga, através de um *hardware* de condicionamento e aquisição de sinal controlado pelo programa LabView[®].

Com base nessas leituras, os dois componentes da excentricidade da força total relativa ao centro do prato ($e_x e e_y$) podem ser determinados para cada um dos 50 pontos coletados num determinado giro. Os cálculos são simples, uma vez que se utiliza as equações gerais do equilíbrio de momentos, através de dois eixos perpendiculares passando pelo centro de uma das células de carga, conforme ilustrado na Figura 2.52, usando as Equações 17, 18 e 19.

De acordo com a Figura 2.52, P_1 , P_2 e P_3 são as forças das células de carga; e_x e e_y são as componentes x e y da excentricidade *e*; e r_y é a localização do ponto central do prato, em relação ao eixo x.

Os dados adquiridos pelo GLPA podem ser avaliados de diferentes maneiras. A sua principal interpretação é o cálculo do esforço resistivo (*w*), que é uma medida da resistência da mistura à compactação.



Figura 2.50: Esquema ilustrativo do Prato de Carga Giratória – GLPA (MAHMOUD e BAHIA, 2004)



Figura 2.51: Montagem do GLPA sobre o corpo-de-prova durante a compactação (MAHMOUD e BAHIA, 2004)



Figura 2.52: Ponto de excentricidade calculado a partir das forças P_1 , P_2 e P_3 oriundas das células de carga (MAHMOUD e BAHIA, 2004)

$$\sum M_{\chi} = 0 \to e_{\chi} \tag{17}$$

$$\sum M_y = 0 \to e_x \tag{18}$$

$$\boldsymbol{e} = \sqrt{\boldsymbol{e_x}^2 + (\boldsymbol{r_y} - \boldsymbol{e_y})^2} \tag{19}$$

No estudo feito por DELAGE (2000), onde buscou-se avaliar o efeito da angularidade dos agregados miúdos nas propriedades das misturas asfálticas, interpretou-se os dados do GLPA segundo o conceito de esforço resistivo, utilizando-se a definição da Equação 20.

$$w = \frac{4eP\theta}{Ah}$$
(20)

Onde:

w = esforço resistivo;

- e = excentricidade da força resultante;
- *P* = magnitude da força resultante;

 θ = ângulo de giro (1,25°);

A = área do corpo-de-prova;

h = altura do corpo-de-prova em um determinado giro;

Em essência, *w* é o trabalho realizado pelo SGC por unidade de volume por giro, assumindo que o material seja perfeitamente viscoso ou plástico. O esforço resistivo tem unidade de tensão. Alguns exemplos típicos da variação de *w* em função do número de giros são mostrados na Figura 2.53 (MAHMOUD e BAHIA, 2004).



Figura 2.53: Exemplos típicos da variação de *w* em função do número de giros (MAHMOUD e BAHIA, 2004)

2.4.4. Parâmetros de Compactação Oriundos do GLPA

O estudo de DELAGE (2000) propôs um novo método para analisar os dados do SGC com o GLPA, usando as técnicas dos índices de energia, similares às adotadas nos cálculos do CDI e do TDI. Ou seja, a curva de esforço resistivo (*w*) é dividida em 92% da G_{mm}, de um lado sendo o parâmetro de construção, similar ao CDI, e do outro o parâmetro de tráfego, similar ao TDI. Assim sendo, abaixo de 92% da G_{mm} é desejável que a mistura não tenha um valor alto de *w*, visando uma compactação sem dificuldades. Por outro lado, acima de 92% da G_{mm} o ideal é ter altos valores de *w*, o que indicaria alta resistência da mistura à distorção, o que reduziria o afundamento de trilha de roda.

Para quantificar o esforço resistivo abaixo de 92% da G_{mm} , a área sob a curva de esforço resistivo entre o giro 8 e 92% da G_{mm} é calculada, sendo definida como *Compaction Force Índex* (CFI). Para quantificar o esforço resistivo após 92% da G_{mm} , utiliza-se o cálculo da área sob a mesma curva, porém entre os limites de 92% e 98%

da G_{mm}. Este último índice foi definido como *Traffic Force Índex* (TFI). Na Figura 2.54 estão ilustrados estes índices (MAHMOUD e BAHIA, 2004).

Desta forma, CDI e TDI relacionam-se com a curva de densificação, e CFI e TFI relacionam-se com a curva de esforço resistivo.



Figura 2.54: Ilustração da área sob a curva de esforço resistivo onde são calculados os índices CFI e TFI (MAHMOUD e BAHIA, 2004)

Uma das conclusões do trabalho de DELAGE (2000) é que, ao contrário do que se imaginava, altos valores de angularidade dos agregados miúdos não necessariamente produzem misturas de bom desempenho. Além disso, verificou-se que o efeito da angularidade é altamente dependente da origem dos agregados e de sua granulometria, bem como as propriedades volumétricas não capturam o efeito real da angularidade dos agregados miúdos na trabalhabilidade da mistura, nem na sua resistência ao tráfego.

O estudo de Delage foi expandido para incluir mais fontes de agregados e diferentes tipos de asfaltos, contemplando diversos tipos de misturas asfálticas projetadas para atender diferentes níveis de tráfego. A análise dos resultados focou a comparação do valores do GLPA (CFI e TFI) com os parâmetros de densificação (CDI e TDI) para avaliar a necessidade e os benefícios do GLPA (MAHMOUD e BAHIA, 2004). Mais adiante serão apresentados os resultados deste estudo.

O desenvolvimento do GLPA permitiu a medição das reais condições de tensão nos corpos-de-prova durante a compactação giratória. Publicações sobre o uso dos índices de energia e das medidas de tensões no SGC têm recebido um interesse

especial entre os pesquisadores da área de pavimentação asfáltica. Vários trabalhos têm sido feitos para encontrar o melhor entendimento do uso dos resultados da compactação giratória com e sem o dispositivo medidor de forças.

Em 2000, o projeto 9-16 do NCHRP iniciou um estudo detalhado para avaliar os diversos procedimentos utilizados para caracterizar misturas asfálticas usando o SGC. Uma avaliação do GLPA e de um dispositivo interno (instalado nos atuadores do SGC) para a medição de forças durante a compactação giratória foi realizada. Foi proposto, então, que o número de giros para obter a tensão cisalhante máxima (N-SR_{max}) fosse utilizado como parâmetro para diferenciar misturas com diferentes desempenhos. Algumas correlações com o comportamento em campo indicaram que este parâmetro reflete bem o afundamento de trilha de roda observado em pista.

Outros pesquisadores propuseram alternativas ao GLPA utilizando compactadores giratórios equipados com sistemas internos medidores de força, instalados junto aos atuadores que induzem o ângulo de giro. DESSOUKY *et al.* (2004) desenvolveram um procedimento para estimar a tensão cisalhante no meio do corpo-de-prova (S_{θ}) durante a compactação nestes equipamentos, baseados em análises de equilíbrio da mistura e do molde de aço, conforme esquema da Figura 2.55.



Figura 2.55: Forças atuando na metade inferior do corpo-de-prova em um determinado ângulo θ de giro (DESSOUKY *et al.*, 2004)

Os vetores f_1 e f_2 representam as tensões médias de atrito atuantes na metade inferior do corpo-de-prova, enquanto que n_1 e n_2 se relacionam-se com a tensão normal média. As tensões de atrito variam em função das tensões normais, de acordo com o coeficiente atrito μ . No desenvolvimento de DESSOUKY *et al.* (2004) foi assumido que as tensões normais e de atrito estão uniformemente distribuídas e que o coeficiente de atrito é constante ao longo da compactação. W_m e q^* , por sua vez, são respectivamente a massa da mistura asfáltica e a resultante de forças (com sua excentricidade) medida pelo dispositivo interno do SGC. Assim sendo, no estudo em referência foram deduzidas as Equações 21 e 22 para o cálculo da tensão cisalhante no meio do corpo-de-prova. Maiores detalhes do desenvolvimento destas equações podem ser obtidos em DESSOUKY *et al.* (2004).

$$N_{2} - N_{1} = \frac{\left[A + \frac{W_{m}}{2}\right]\left(x_{\theta} - \frac{h}{2}\tan\theta\right) - \frac{1}{2}\left\{\sum P - W_{d}\left(x_{\theta} - \frac{r}{\mu}\tan\theta\right) - \frac{h}{4\cos\theta} + \mu r\cos\theta - r\frac{\sin^{2}\theta}{\mu\cos\theta}\right\}$$
(21)

$$S_{\theta} = (N_2 - N_1)\cos\theta + \frac{1}{2}(\sum P - W_d)\tan\theta$$
(22)

Onde:

A = força vertical aplicada (constante durante a compactação);

 x_{θ} = excentricidade de q^{*} (distância a partir do centro do corpo-de-prova);

h = altura do corpo-de-prova;

 θ = ângulo de inclinação do molde;

 ΣP = somatório das forças aplicadas no molde pelos atuadores do SGC;

 W_d = massa do molde;

r = raio do corpo-de-prova;

 μ = coeficiente de atrito (assumido como 0,28).

Com o valor da tensão cisalhante (S_{θ}) a cada giro e as características de densificação da mistura, o autor calculou a energia consumida durante a formação dos contatos entre as partículas dos agregados. Essa energia foi quantificada utilizando-se um índice referido como *Contact Energy Índex* (CEI), de acordo com a Equação 23.

$$CEI = \sum_{N_{G1}}^{N_{G2}} S_{\theta N} d_N$$
(23)

Onde:

 $S_{\theta N}$ = tensão cisalhante máxima num determinado giro N;

 d_N = variação de altura do corpo-de-prova no giro N.

Como pode-se observar na Equação 23, o CEI é calculado após a definição de um giro de referência inicial (N_{G1}) até um giro final (N_{G2}). O giro inicial é assumido como aquele onde a variação da inclinação da curva de compactação (Figura 2.56) é menor ou igual do que 0,001% entre dois giros consecutivos. Em teoria, antes deste ponto a maior parte da energia aplicada no corpo-de-prova é consumida pela densificação (com baixas tensões de cisalhamento), sendo que a partir dele a energia aplicada é em sua maior parte dissipada pelo atrito entre os agregados.

Já o giro final N_{G2} está relacionado com o N_{max} . No trabalho de DESSOUKY *et al.* (2004) o N_{max} foi de 160 giros. Desta forma, os autores buscaram a menor diferença entre N_{max} e N_{G1} do grupo de amostras estudadas, e a definiram como constante, onde N_{G2} é o número de giros a partir de N_{G1} mais esta constante.



Figura 2.56: Exemplo de curva de compactação ilustrando o intervalo onde é calculado o índice CEI (DESSOUKY *et al.*, 2004)

Como pode-se ver, o CEI é concebido de maneira diferente do TFI e do TDI. Enquanto estes dois últimos parâmetros são obtidos entre 92% e 98% da G_{mm} , independentemente da predominância do atrito entre os agregados; o CEI é calculado

dentro de limites onde busca-se predominantemente aferir a energia de contato do esqueleto pétreo, conforme descrito anteriormente.

É difícil decidir quais destes índices são os melhores, e qual deveria ser o utilizado. Ou seja, mais estudos com validações de desempenho campo x laboratório, ou desempenho simulador x laboratório são necessários para assegurar melhor compreensão destas energias oriundas da compactação giratória. Contudo, é importante lembrar que os índices CDI e TDI não requerem o uso de dispositivos medidores de forças, uma vez que são determinados a partir da variação dos parâmetros volumétricos durante a compactação. Assim sendo, são parâmetros que podem ser mais facilmente disseminados no meio rodoviário, desde que tenham uma boa correlação com a trabalhabilidade da mistura durante a construção e com o desempenho em serviço.

Uma importante questão, no entanto, é a real necessidade da utilização de dispositivos medidores de forças no SGC, similares ao GLPA ou internos, uma vez que as metodologias vigentes não requerem estes sistemas, fazendo com que os SGC não sejam normalmente fornecidos com estes recursos. No Brasil, o uso do SGC ainda é incipiente, restringindo-se a um centro de pesquisas (Petrobras) e poucas universidades (UFRJ, UFC e USP, mais outras em processo de aquisição). Nos Estados Unidos, contudo, existem mais de 2000 equipamentos de compactação giratória, porém a grande maioria não dispõe de sistemas medidores de forças.

Esta questão foi assunto de um estudo na Universidade de Wisconsin, onde foram exploradas as correlações entre TDI, o qual não requer as medidas de forças, e TFI, cuja determinação requer o GLPA. Na Figura 2.57 é apresentado um gráfico de TFI versus TDI, onde pode-se ver a excelente afinidade entre estes índices. Assim, tendo-se em vista que os valores de TDI têm uma forte correlação com o TFI, os dados oriundos da curva de densificação (% G_{mm}) podem ser utilizados para as análises de estabilidade do esqueleto pétreo, tornando os dispositivos GLPA e similares desnecessários.



Figura 2.57: Correlação entre TDI e TFI obtida em estudo na Universidade de Wisconsin (MAHMOUD e BAHIA, 2004)

2.4.5. Locking Point

O *Locking Point* foi desenvolvido pelo departamento de estradas do estado norteamericano de Illinois (Illinois DOT), como uma alternativa ao N_{des} para prevenir a supercompactação de misturas asfálticas e a subseqüente degradação do esqueleto pétreo durante a compactação giratória (PROWELL e BROWN, 2007).

É definido como o giro onde o esqueleto pétreo intertrava-se, a partir do qual a compactação resulta em degradação dos agregados e pouca densificação adicional, estando relacionado com o processo construtivo de campo. Este conceito foi desenvolvido a partir da comparação de dados de misturas Marshall e Superpave com as observações das respectivas compactações em campo, coletados durante 3 anos.

PINE (1997) definiu o *Locking Point* como o primeiro giro de um conjunto de 3 giros de mesma altura, precedido por um par de giros, também de mesma altura, porém 0,1mm maiores. A hipótese foi que este parâmetro se relacionava com o desenvolvimento de algum grau de travamento dos agregados e por conseqüência com a obtenção das densidades de campo após a construção. Dentro deste conceito, então, verificou-se que o desvio padrão do número de giros do *Locking Point* era menor do que o do número de giros para atingir 4,0% de vazios em diferentes misturas.

No entanto, posteriormente VAVRIK e CARPENTER (1998) refinaram a definição do *Locking Point*, onde o mesmo passou a ser o primeiro giro de uma seqüência de 3 giros de mesma altura, precedido por 2 pares de giros de mesma altura, porém o primeiro par 0,1mm maior do que o *Locking Point* e o segundo 0,1mm maior do o primeiro, ou seja, 0,2mm maior do que o *Locking Point*. Na Figura 2.58 este conceito é ilustrado esquematicamente.



 $\text{Giro} \rightarrow$

Figura 2.58: Esquema ilustrativo do *Locking Point*, segundo definição de VAVRIK e CARPENTER (1998)

No trabalho feito por MOHAMMAD e SHAMSI (2007), onde foram estudadas misturas asfálticas com diferentes esqueletos pétreos, concebidos segundo o Método de Bailey (VAVRIK *et al.*, 2001), as características de compactação giratória das amostras foram analisadas utilizando-se o conceito do *Locking Point*. Além do N_{des}, as misturas estudadas foram projetadas com N_{LP} (número de giros no *Locking Point*). Na Figura 2.59 são apresentados, comparativamente, os valores obtidos de N_{LP} para misturas projetadas no N_{des}.

Além disso, os autores utilizaram o conceito de CDI e TDI com algumas modificações: ao invés de ser utilizado o limite de 92% da G_{mm} para dividir a curva de densificação, foi utilizado o N_{LP} para dividi-la, e conseqüentemente, os parâmetros CDI e TDI modificados foram calculados da seguinte maneira:

- CDI modificado: Área sob a curva de densificação entre o primeiro giro (N=1) e o N_{LP};
- TDI modificado: Área sob a curva de densificação entre N_{LP} e 98% da G_{mm}.

Na Figura 2.60 são apresentados os resultados do CDI e TDI modificados.

A principais conclusões do trabalho de MOHAMMAD e SHAMSI (2007) foram:

 Os dados do SGC sugerem que misturas graúdas (segundo Método de Bailey) são geralmente mais difíceis de compactar do que as médias e as finas;

- O número de giros de projeto (N_{des}) da atual especificação de dosagem Superpave pode ser elevado em alguns casos, submetendo às misturas a cargas de compactação desnecessárias, as quais podem ter efeito adverso nas propriedades volumétricas. O maior N_{LP} observado no estudo foi 70% do N_{des} recomendado para a respectiva mistura;
- Da maneira como foi calculado no estudo citado, o CDI modificado não teve correlação com os parâmetros granulométricos do Método de Bailey;
- Misturas asfálticas densas podem ser projetadas utilizando-se o seu N_{LP} ao invés do N_{des}. Misturas assim dosadas mantiveram comportamento adequado na deformação permanente e adequado nível de durabilidade.



Figura 2.59: Número de giros no *Locking Point* (N_{LP}) das misturas projetadas no N_{des} no estudo de MOHAMMAD e SHAMSI (2007)



Figura 2.60: Valores de CDI e TDI modificados encontrados por MOHAMMAD e SHAMSI (2007) para as misturas estudadas

2.4.6. Índices de Compactação Giratória e o Desempenho das Misturas Asfálticas

Uma das principais hipóteses associadas aos parâmetros da compactação giratória como adequados para caracterizar misturas asfálticas, é que o comportamento do material neste processo de amassamento tem correlação com a sua estabilidade quando em serviço.

No estudo de MAHMOUD e BAHIA (2004) foram analisadas misturas asfálticas de diferentes procedências, obtendo-se corpos-de-prova em laboratório visando caracterizar seu comportamento durante a compactação giratória. Foram utilizados agregados minerais de 4 diferentes origens, os quais estavam em uso em algumas rodovias do estado norte-americano de Wisconsin. Além disso, cada um desses agregados foi utilizado com duas granulometrias distintas, sendo ao todo 3 tipos de ligante segundo classificação do SHRP: PG 58-28, PG 64-28 e PG 64-22.

Durante a compactação giratória adotou-se o GLPA, a partir do qual foram calculados os parâmetros CFI e TFI. Os índices relacionados com a curva de densificação, CDI e TDI, também foram determinados. Adicionalmente, para cada mistura asfáltica foram preparados corpos-de-prova no SGC com 150mm de diâmetro e 170mm de altura, dos quais foi extraído o núcleo e serrados topo e base, ficando o corpo-de-prova final com 100mm de diâmetro e 150mm de altura. A porcentagem de vazios na amostra final foi

de 7,0% \pm 0,5%. Tais corpos-de-prova foram submetidos aos ensaios uniaxiais de carga repetida para determinação do *Flow Number* (FN) e da taxa de deformação na zona secundária (*b*). Na Tabela 2.4 estão apresentadas as misturas asfálticas analisadas.

Observando-se a Tabela 2.4, percebe-se que as misturas estão identificadas, inicialmente, pelas letras A, B, C e D, as quais se referem à origem dos agregados minerais. O número seguinte diferencia as misturas em função da granulometria, enquanto que o número final está associado ao corpo-de-prova, onde em alguns casos variou-se o teor de ligante. Destacam-se as misturas identificadas por D e a A03, por terem material reciclado em sua composição.

Na Tabela 2.5 estão os respectivos resultados dos parâmetros associados à deformação permanente obtidos por MAHMOUD e BAHIA (2004) para estas amostras. Fica claro que existe uma variação significativa no comportamento durante a densificação das diferentes misturas. Por exemplo, os valores de CDI variaram aproximadamente de 50 a 1000 unidades, ou seja, uma diferença de 20 vezes. Esta grande diferença também foi confirmada pelo CFI, com valores variando de 100 até mais de 1000 unidades. Embora com diferenças menores, os valores de TDI variaram entre 500 e 2000 unidades, e os valores de TFI entre 125 e 8000, indicando, em teoria, que estas misturas terão desempenhos diferentes em campo após cargas do tráfego de veículos. Nas Figuras 2.61 e 2.62 apresentam-se os gráficos com a correlação do TFI e TDI com a deformação permanente dada pelo *Flow Number* (FN).

Amostra	Tamanho máximo	Ligante PG	Teor de ligante, %
	nominal, mm		
A0101	19 (Fina)	64-22	3,8
A0102	19 (Fina)	64-22	3,8
A0103	19 (Fina)	64-22	3,8
A0105	19 (Fina)	64-22	4,3
A0106	19 (Fina)	64-22	4,3
A0201	19 (Fina)	58-28	4,1
A0202	19 (Fina)	58-28	4,1
A0305	19 (Fina+Reciclado)	58-28	4,5
A0402	19 (Formato S)	58-28	4,6
A0403	19 (Formato S)	58-28	4,6
A0404	19 (Formato S)	58-28	4,6
A0405	19 (Formato S)	58-28	5,1
A0406	19 (Formato S)	58-28	5,1
A0501	12,5 (Formato S)	58-28	4,1
A0502	12,5 (Formato S)	58-28	4,1
A0503	12,5 (Formato S)	58-28	4,1
A0505	12,5 (Formato S)	58-28	4,6
A0506	12,5 (Formato S)	58-28	4,6
B0101	12,5 (Formato S)	64-28	6,2
B0102	12,5 (Formato S)	64-28	6,2
B0202	12,5 (Fina)	64-28	5,8
B0203	12,5 (Fina)	64-28	5,8
B0204	12,5 (Fina)	64-28	5,8
C0101	12,5 (Fina)	58-28	5,5
C0202	19 (Fina)	58-28	5
C0203	19 (Fina)	58-28	5
D0101	12,5 (Fina+Reciclado)	58-28	5,3
D0102	12,5 (Fina+Reciclado)	58-28	5,3
D0103	12,5 (Fina+Reciclado)	58-28	5,3
D0104	12,5 (Fina+Reciclado)	58-28	5,3
D0105	12,5 (Fina+Reciclado)	58-28	5,3
D0201	19 (Fina+Reciclado)	58-28	5,3
D0202	19 (Fina+Reciclado)	58-28	5,3
D0203	19 (Fina+Reciclado)	58-28	5,3

Tabela 2.4: Misturas asfálticas estudadas por MAHMOUD e BAHIA (2004)
Amostra	FN, ciclos	b, mm/ciclo	CDI	TDI	CFI	TFI	
A0101	6143	0,95					
A0102	5280	0,97	759	2218	914	7504	
A0103	6751	0,93					
A0105	2407	2,29	111	022	520	2004	
A0106	2575	2,28	414	922	529	3224	
A0201	1545	8,13	251	914	407	3103	
A0202	2015	7,28	551	014	497	5105	
A0305	2263	7,6	192	272	293	1154	
A0402	1486	11					
A0403	743	28,78	97	570	96	2132	
A0404	1086	16,3					
A0405	450	61,7	76	100	170	2103	
A0406	420	96	70	430	170	2105	
A0501	901	12,9					
A0502	1060	12,93	302	752	491	1789	
A0503	900	16,83					
A0505	445	45	30/	161	689	1//2	
A0506	413	48		-0-	003	1772	
B0101	6055	1,5	181	1936	401	7780	
B0102	9000	0,7	101	1950	431	1103	
B0202	1157	8,16					
B0203	3361	5,5	376	877	422	1610	
B0204	2013	7,77					
C0101	4188	1,4	1047	1688	1130	6410	
C0202	1200	30,82	256	118	416	925	
C0203	770	31,42	200	110	710	525	
D0101	1240	23,87					
D0102	980	32					
D0103	991	27	64	362	141	1181	
D0104	3106	6,8					
D0105	2776	8					
D0201	1053	13,25					
D0202	1430	13,22	97	813	202	2481	
D0203	2034	11,42					

Tabela 2.5: Resultados dos parâmetros de deformação permanente da pesquisa de MAHMOUD e BAHIA (2004)



Figura 2.61: Correlação entre TDI e FN para as misturas asfálticas do estudo de MAHMOUD e BAHIA (2004)

Observando-se as Figuras 2.61 e 2.62 nota-se boas correlações entre os parâmetros TDI e TFI com a deformação permanente, medida através de ensaios de carga repetida para determinação do *Flow Number*. Apesar do R² da correlação de TFI estar maior, esta diferença é pequena em relação ao R² do TDI, indicando que este parâmetro de densificação é quase tão eficiente quanto o de força (TFI), o que leva a concluir que o uso do GLPA, segundo esta ótica, não trouxe vantagem que justifique o seu uso. Na Figura 2.63 apresenta-se um gráfico da correlação do CDI com a previsão da deformação permanente dada pelo FN.

Verifica-se na Figura 2.63 que, apesar das misturas tenderem a um maior FN com o aumento do CDI, esta correlação é média, com $R^2 = 0,57$.

Neste momento vale uma reflexão: deve-se considerar que o processo de compactação giratória ocorre em temperaturas muito elevadas, que são ajustadas para garantir que os diferentes ligantes asfálticos tenham a mesma consistência (ou viscosidade) durante o processo. Assim, associar estes parâmetros isoladamente ao comportamento global das misturas asfálticas na deformação permanente torna-se temerário, uma vez que durante esta compactação o efeito da consistência dos vários ligantes é praticamente eliminado. Assim, a expectativa é que os índices oriundos da compactação giratória estejam associados exclusivamente à estabilidade do esqueleto pétreo, sofrendo pouca influência do tipo (ou consistência) de asfalto.



Figura 2.62: Correlação entre TFI e FN para as misturas asfálticas do estudo de MAHMOUD e BAHIA (2004)



Figura 2.63: Correlação entre CDI e FN para as misturas asfálticas do estudo de MAHMOUD e BAHIA (2004)

Entretanto, no trabalho de MAHMOUD e BAHIA (2004) esta linha de raciocínio não foi considerada, uma vez que as correlações mostradas anteriormente contemplam resultados de misturas com diferentes ligantes, inclusive em alguns casos com a adição de material reciclado. O autor da presente dissertação fez uma filtragem dos dados originais e apresentam-se nas Figuras 2.64 e 2.65 as correlações obtidas de CDI e TDI com o FN, quando descarta-se os dados das misturas asfálticas com



ligantes diferentes (estão apenas os de PG 58-28) e aquelas onde foi adicionado material reciclado.

Figura 2.64: Correlação entre TDI e FN para as misturas asfálticas do estudo de MAHMOUD e BAHIA (2004) - todas com ligante de mesma classificação e sem material reciclado



Figura 2.65: Correlação entre CDI e FN para as misturas asfálticas do estudo de MAHMOUD e BAHIA (2004) - todas com ligante de mesma classificação e sem material reciclado

Assim, de acordo com os gráficos das Figuras 2.64 e 2.65, quando considera-se apenas as misturas com mesmo tipo de ligante e sem material reciclado, a correlação do TDI com o FN praticamente se mantém, enquanto que a do CDI aumenta consideravelmente, ficando com R^2 de aproximadamente 0,81, ou seja, o mesmo do TDI.

Evoluindo nas pesquisas, Hussein Bahia e colaboradores, em trabalho mais recente (2007), concluem que o SGC pode ser utilizado não apenas para produzir corpos-deprova para análises das propriedades volumétricas, mas também para estimar a trabalhabilidade e a estabilidade mecânica das misturas. Dentro deste contexto, então, foram sugeridos limites que podem ser adotados como critério de dosagem de misturas asfálticas. Entretanto, os mesmos autores ressaltam em seu trabalho que esses limites precisam de validação em campo. Na Tabela 2.6 são apresentados os critérios de dosagem sugeridos por BAHIA e FAHEEM (2007).

Tabela 2.6: Critérios de dosagem baseados nos índices CDI e TDI, propostos por BAHIA e FAHEEM (2007)

Trabalhabilidade							
Tráfego	CDI Máximo						
Leve (< 3,0 x 10 ⁶)	100						
Médio (< 1,0 x 10 ⁷)	200						
Médio a Pesado (< 3,0 x 10 ⁷)	300						
Resistência à Deformação Permanente							
Tráfego	TDI Mínimo						
Leve (< 3,0 x 10 ⁶)	400						
Médio (< 1,0 x 10 ⁷)	800						
Médio a Pesado (< 3,0 x 10 ⁷)	1200						

Nota: Tráfego expresso em *Equivalent Single Axle Load* – ESAL (AASTHO, 1993)

No trabalho de DESSOUKY *et al.* (2002) o CEI foi determinado em misturas com diferentes teores de asfalto, porcentagens de areia natural, granulometrias e tipos de agregados. Verificou-se que o CEI captura a influência dessas mudanças na estabilidade das misturas asfálticas. O seu valor foi menor para misturas com maiores quantidades de areia natural, com excesso de ligante ou com agregados de textura lisa.

No mesmo trabalho citado, foram realizados ensaios para determinação do módulo dinâmico cisalhante no *Superpave Shear Tester* (G^*), onde verificou-se que o CEI tem boa correlação com o parâmetro G^* /sen ϕ oriundo deste ensaio, quando não se varia o tipo de ligante.

ANDERSON (2002) analisou o número de giros onde a tensão cisalhante é máxima durante a compactação giratória (N-SR_{max}). Vale lembrar que para a determinação deste parâmetro é necessário dispor de SGC modificado com GLPA ou dispositivo similar. Neste trabalho, os valores de N-SR_{max} de diferentes misturas foram comparados com o desempenho de pistas, onde verificou-se ótimas correlações deste parâmetro com a deformação permanente de campo.

A principal conclusão de ANDERSON (2002) foi que este parâmetro é válido para a avaliação da estabilidade de misturas asfálticas, porém com algumas limitações:

- O valor de N-SR_{Max} não é sensível à rigidez do ligante asfáltico, limitando o seu uso na avaliação de misturas com diferentes esqueletos pétreos e teores de ligante;
- O N-SR_{Max} pode ser usado como um indicador de desempenho em termos de deformação permanente, porém não para prever um valor absoluto de afundamento de trilha de roda;
- Para a obtenção de N-SR_{Max} é necessário o uso de SGC equipado com dispositivos medidores de forças durante a compactação: poucos equipamentos no mundo têm este recurso.

Observando-se as conclusões de ANDERSON (2002), pode-se dizer que as mesmas são muito similares às obtidas a partir dos dados de MAHMOUD e BAHIA (2004). Ou seja, por razões já expostas anteriormente, os parâmetros oriundos do SGC são muito sensíveis às variações do esqueleto pétreo, porém não capturam a resposta do tipo de ligante asfáltico e sua influência na deformação permanente.

Citam-se ainda outras tendências de interpretação a seguir. MALLICK (1999) concluiu que a *Gyratory Ratio* (GR), taxa entre os números de giros para obtenção de 98% e 95% da G_{mm} , é um bom parâmetro de caracterização do desempenho das misturas asfálticas, definindo que uma mistura com GR menor do que 4 poderia ter problemas de estabilidade.

VAVRIK e CARPENTER (1998) sugeriram a avaliação da compactação giratória baseada no *Locking Point*, consideração também feita pelo *Georgia Department of Transportation* (Georgia DOT), nos Estados Unidos, onde este conceito é usado nos seus projetos de dosagem, reportando valores aceitáveis na faixa de 60 a 90 giros.

2.5. Análise do Esqueleto Pétreo Segundo o Método de Bailey

O Método de Bailey é uma forma de seleção granulométrica que se propõe a orientar a escolha da composição dos agregados buscando um esqueleto mineral adequado das misturas densas e descontínuas. Através da distribuição granulométrica dos agregados, suas respectivas massas específicas e de um ensaio simples (massa específica solta e compactada), o Método de Bailey avalia a seleção de uma distribuição granulométrica encaixando-a em um esqueleto "ideal", assegurando a resistência à deformação permanente pelo intertravamento dos agregados graúdos e a durabilidade pelo maior teor de ligante devido à obtenção de uma adequada distribuição de vazios (VAVRIK *et al.*, 2002).

O método permite ajustes na quantidade de vazios na mistura em função da porcentagem de cada material e considera a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas como sendo dependente, principalmente, do intertravamento dos agregados graúdos.

Está diretamente ligado às características de compactação de cada fração de agregado da mistura, com os vazios no agregado mineral (VAM) e com os vazios com ar da mistura (V_a). Permite selecionar uma estrutura de agregados de uma mistura buscando maior intertravamento dos agregados graúdos e pode ser usado com qualquer metodologia de dosagem de misturas asfálticas (Superpave, Marshall, etc...).

O intertravamento dos agregados é dado de entrada para os cálculos do Método de Bailey, obtido através dos ensaios de massa específica solta e compactada (AASHTO T 19-04 – *Bulk Density and Voids in Aggregate*). Sucintamente, a massa específica solta dos agregados graúdos da mistura expressa a quantidade de agregados necessária para preencher um dado recipiente, sem qualquer tipo de esforço de compactação, o que representa a situação de mínimo contato entre partículas. A massa específica compactada dos agregados graúdos e finos também é a quantidade de agregados necessária para preencher um dado recipiente, porém com a aplicação de um esforço de compactação que diminui os vazios e aumenta o contato entre as partículas.

Para assegurar uma quantidade ideal de asfalto, o VAM pode ser ajustado variando-se as quantidades de agregados graúdos e finos na mistura. Desta forma, misturas selecionadas granulometricamente por este método podem ter um esqueleto de agregados bem proporcionado, para garantir elevada estabilidade, e ao mesmo tempo um adequado valor da relação betume-vazios (RBV), para uma boa durabilidade.

Para isto, são determinados parâmetros baseados nos princípios de compactação das partículas, usados para analisar toda a estrutura de agregados e balizar a composição da mistura. Esses parâmetros são chamados de proporção de agregados graúdos (Proporção AG), proporção graúda dos agregados finos (Proporção GAF) e proporção fina dos agregados finos (Proporção FAF), determinados a partir de algumas peneiras de controle adotadas pelo método.

Existe recomendação de valores máximos e mínimos de cada proporção, visando assegurar o melhor intertravamento dos agregados, porém esses fatores podem ser ajustados com a finalidade de aumentar ou diminuir os vazios no agregado mineral e restringir a possibilidade de segregação da mistura.

2.5.1. Definições de Agregado Graúdo e Fino do Método de Bailey

Apesar de tradicionalmente o agregado graúdo ser considerado o material retido na peneira Nº 4 (4,75mm), no caso do Método de Bailey a distinção entre finos e graúdos não é constante para todas as faixas granulométricas utilizadas para as misturas densas. Ao contrário, esta distinção é feita em função do tamanho máximo nominal (TMN) do agregado, que por sua vez define algumas peneiras de controle, chamadas de Peneiras de Controle Primário, Secundário, Terciário e Peneira Média (PCP, PCS, PCT e PM, respectivamente), conforme apresentado na Tabela 2.7.

Controlog	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm										
Controles	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75					
PM	19,0	12,5	9,5	6,25	4,75	2,36					
PCP	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18					
PCS	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,3					
PCT	0,60	0,30	0,30	0,150	0,150	0,075					

Tabela 2.7: Peneiras de controle do Método de Bailey (VAVRIK et al., 2002)

O TMN do agregado é definido como sendo a abertura da primeira peneira acima da que retém mais do que 10% de material na granulometria em questão. Assim, a determinação das peneiras de controle é feita com base no TMN da granulometria. O diâmetro da PCP é determinado pela multiplicação do fator 0,22 pelo TMN, enquanto o diâmetro da PCS é o resultado da multiplicação do diâmetro da PCP pelo mesmo fator, assim como o diâmetro da PCT é resultado da multiplicação do diâmetro da PCS também por 0,22. A PM é determinada como sendo a peneira mais próxima da metade do TMN (CUNHA, 2004).

VAVRIK *et al.* (2002) explicam a origem deste fator (0,22), usado para a determinação das peneiras de controle, como sendo resultante de análises, em duas e três dimensões, da compactação de agregados de diferentes formas e tamanhos, que mostraram que a razão do diâmetro das partículas entre 0,15 e 0,29 seria o ideal para os diferentes tipos de agregados, tendo-se adotado o valor 0,22 como padrão.

No Método de Bailey considera-se agregado graúdo todo material retido na PCP, enquanto o material que passa na PCP e fica retido na PCS é considerado como fração graúda do agregado fino e o material que passa na PCS é considerado como a fração fina do agregado fino. A PCT é utilizada para a avaliação da fração fina do agregado fino e a PM é utilizada para a avaliação da fração graúda da mistura. Considera-se, ainda, a contribuição do material de preenchimento em cada fração.

Para ilustrar o que foi explicado acima, tem-se, por exemplo, da definição de graúdos e finos do Método de Bailey, que em uma mistura com TMN = 37,5mm as partículas de 9,5mm são consideradas agregado fino, pois preenchem os vazios deixados pelas partículas de 37,5mm. Já numa mistura com TMN =12,5mm, as partículas com 9,5mm de diâmetro serão consideradas agregado graúdo.

2.5.2. Combinação Volumétrica dos Agregados

Um dos principais princípios do Método de Bailey refere-se à definição do comportamento da mistura, que pode ser graúdo ou fino.

Assim, analisa-se o volume de vazios disponível na fração graúda da granulometria (relacionada com a massa específica solta dos agregados graúdos); e também o volume ocupado pela fração fina (relacionado com a massa específica compactada dos agregados finos).

No caso do volume de vazios disponível na fração graúda ser maior do que o volume ocupado pela fração fina, os agregados graúdos estarão com intenso contato partícula-partícula, sendo esta mistura controlada, em termos de estabilidade, pelo esqueleto da fração graúda. Por outro lado, caso o volume da fração fina da mistura seja maior do que o volume disponível na fração graúda, então a fração fina afastará a partículas graúdas, diminuindo o seu contato, e partir do que o comportamento da mistura passa a ser controlado pela fração fina.

É preciso escolher, de acordo com o objetivo da mistura que se queira preparar, conforme ilustrado na Figura 2.66, o grau de intertravamento do agregado graúdo desejado, chamado, pelo Método de Bailey, de massa específica escolhida. Através da massa específica escolhida são determinados o volume de agregado graúdo da mistura, o seu grau de intertravamento e o volume de vazios disponível para os agregados finos.

Para se obter um determinado grau de intertravamento do agregado graúdo, a porcentagem da massa específica escolhida deve ficar entre 95% e 105% da massa específica solta. Devem ser evitados valores acima de 105% da massa específica solta, pois podem dificultar a compactação no campo e aumentar a probabilidade de degradação do agregado, e valores abaixo de 90% da massa específica solta, pois resultam em misturas sem o intertravamento do agregado graúdo (VAVRIK *et al.*, 2002).



Figura 2.66: Esquema do Método de Bailey para seleção da massa específica escolhida para os agregados graúdos (VAVRIK *et al.*, 2002)

2.5.3. Critério de Análise das Misturas

Pelo Método de Bailey, após a determinação da distribuição granulométrica, avalia-se a mistura dividindo-a em três porções distintas (porção graúda, porção graúda do agregado fino e porção fina do agregado fino), sendo cada porção avaliada individualmente através dos três parâmetros de controle, já citados anteriormente, expressos pelas seguintes relações:

• Proporção de agregados graúdos (Proporção AG):

Proporção AG =
$$\frac{(\% \text{ passante na PM} - \% \text{ passante na PCP})}{(100\% - \% \text{ passante na PM})}$$
 (24)

• Proporção graúda dos agregados finos (Proporção GAF):

Proporção GAF =
$$\frac{\% \text{ passante na PCS}}{\% \text{ passante na PCP}}$$
 (25)

• Proporção fina dos agregados finos (Proporção FAF):

Proporção FAF =
$$\frac{\% \text{ passante na PCT}}{\% \text{ passante na PCS}}$$
 (26)

Os valores recomendados para misturas de comportamento graúdo, em cada uma das proporções é função do TMN e estão indicadas na Tabela 2.8 (VAVRIK *et al.*, 2002).

	Tabela 2.8: Valores r	ecomendados para	os parâmetros de	e proporção do	os agregados
em misturas de comportamento graúdo (VAVRIK et al., 2002)	em misturas de compo	ortamento graúdo (VAVRIK et al., 200	2)	

Parâmetros	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm								
Farametros	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75			
Proporção AG	0,80-0,95	0,70-0,85	0,60-0,75	0,50-0,65	0,40-0,55	0,30-0,45			
Proporção GAF	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50			
Proporção FAF	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50			

a. Proporção de agregados graúdos (Proporção AG)

O parâmetro de proporção dos agregados graúdos avalia a compactação da porção graúda e os vazios resultantes do arranjo desta fração. O grau de compactação da fração de agregado graúdo, indicado pela Proporção AG, é o fator mais importante para a seleção da mistura. A diminuição da Proporção AG aumenta a compactação da fração de agregado fino, porque existem menos partículas que passam pela PM necessárias para limitar a compactação das partículas maiores de agregado graúdo.

Por isso, uma mistura com uma baixa Proporção AG vai necessitar de uma estrutura resistente de agregado fino para alcançar as propriedades volumétricas requeridas. Além disso, uma mistura com a Proporção AG abaixo da faixa recomendada na Tabela 2.8 pode resultar em uma mistura propensa à segregação. Misturas descontínuas, que possuem tipicamente Proporção AG abaixo da faixa recomendada, têm maior tendência à segregação que misturas de graduação contínua (VAVRIK *et al.*, 2002).

Por outro lado, se a Proporção AG aumenta, chegando próximo de um, os vazios no agregado mineral também aumentam. Desta forma, a fração de agregado graúdo fica desbalanceada, porque as partículas que passam pela PM, que não são considerados agregados graúdos, tendem a controlar o esqueleto de agregado graúdo.

Geralmente, misturas de agregados com alta Proporção AG apresentam uma curva granulométrica em forma de "S" no gráfico de representação da granulometria expresso com escala de potência 0,45, como o usado no método Superpave. De acordo com o método Superpave, tais misturas tendem a apresentar dificuldades de compactação (ROBERTS *et al.*, 1996).

b. Proporção graúda dos agregados finos (Proporção GAF)

A parcela de agregado fino, seja, abaixo da PCP, pode ser considerada como uma mistura por si só, contendo uma porção graúda e outra fina, e pode ser avaliada, separadamente, de forma similar à análise feita para a mistura total. A porção graúda do agregado fino cria vazios na mistura que são preenchidos pela porção fina do agregado fino. Assim como na fração de agregado graúdo, parte dos vazios deve ser preenchida com um volume apropriado da porção fina do agregado fino.

Com o aumento da Proporção GAF, o agregado fino, seja, abaixo da PCP, fica mais compactado, devido ao aumento, em volume, da porção fina do agregado fino. O ideal é que a Proporção GAF fique sempre abaixo de 0,50, pois valores mais altos indicam um excesso de porção fina do agregado fino na mistura. Esse tipo de mistura, quando analisada no gráfico de potência 0,45, mostra normalmente um desvio para baixo na porção fina, o que indica uma mistura potencialmente não adequada sob o ponto de vista estrutural.

Se a Proporção GAF ficar abaixo da faixa indicada na Tabela 2.8, a graduação não é uniforme, caracterizando, geralmente, misturas abertas e que apresentam um desvio no gráfico de potência 0,45, o que pode indicar instabilidade e possibilidade de problemas de compactação. A Proporção GAF tem um impacto considerável no VAM da mistura como um todo, devido à criação de vazios no agregado fino.

c. Proporção fina dos agregados finos (Proporção FAF)

A porção fina dos agregados finos preenche os vazios criados pela porção graúda dos agregados finos sendo que a Proporção FAF indica como a porção fina do agregado fino é compactada. A Proporção FAF é usada para avaliar as características de compactação da porção de agregados de menor tamanho na mistura. Assim como na

Proporção GAF, a Proporção FAF deve ficar abaixo de 0,50 para misturas de graduação densa. Os vazios no agregado mineral aumentam com a diminuição da Proporção FAF.

No caso de misturas com comportamento controlado pela fração fina dos agregados, analisa-se o esqueleto pétreo considerando-se a fração fina, ou seja, aquela passante na PCP, como sendo o total da mistura de agregados (despreza-se a fração graúda). Assim sendo, recalcula-se a porcentagem passante em cada peneira, sendo 100% passante na PCP. Dentro deste contexto, são definidas novas peneiras de controle, com as quais pode-se proceder as análises dos novos parâmetros do Método de Bailey (cálculo das novas peneiras de controle para misturas de comportamento fino, enquanto que na Tabela 2.10 apresenta-se os limites recomendados para esses novos parâmetros do Método de Bailey.

Tabela 2.9: Peneiras de controle do Método de Bailey para misturas de comportamento fino (VAVRIK *et al.*, 2002)

Controlos	Tamanho Máximo Nominal, em mm										
Controles	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75					
PCP Original	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18					
PM Nova	4,75	2,36	2,36	1,18	1,18	0,60					
PCP Nova	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,30					
PCS Nova	0,60	0,30	0,30	0,150	0,150	0,075					
PCT Nova	0,150	0,075	0,075	-	-	-					

Tabela 2.10: Valores recomendados	para os	parâmetros	de proporção	dos agregados
em misturas de comportamento fino (VAVRIK	et al., 2002)	

Novos parâmetros	Tamanho Máximo Nominal, em mm								
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75			
Proporção AG		0,6 – 1,0							
Proporção GAF		0,35 – 0,50							
Proporção FAF		0,35 – 0,50							

3. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

3.1. Visão Geral

Tendo em vista os objetivos propostos para este trabalho de mestrado, a metodologia empregada consistiu, num primeiro momento, na realização de dosagens de misturas asfálticas utilizando os compactadores Marshall e o giratório Superpave (SGC).

Para isso, selecionou-se agregados minerais de boa qualidade, de origem gnaissegranítica, oriundos da Pedreira Pedrasul, em Juiz de Fora – MG, os quais foram submetidos a uma avaliação completa de suas propriedades físicas e mecânicas, visando sua aplicação em pavimentação. Para uso nesta pesquisa, os agregados minerais foram separados por peneiramento, de modo a se obter 12 frações distintas, viabilizando, desta forma, a composição de diferentes curvas granulométricas.

Com os agregados devidamente separados, foram compostas 4 curvas granulométricas distintas, com tamanhos máximos nominais (TMN) de 25,4mm, 19mm, 12,5mm e 9,5mm, que atenderam simultaneamente os limites recomendados pela especificação AASHTO M 323-04 (por TMN) e as faixas A, B e C da norma DNIT 031/2004 – ES. É importante salientar que apesar da norma AASHTO M 323-04 não conter mais restrições relativas à zona restrita na granulometria dos agregados, as curvas utilizadas nesta pesquisa respeitaram os limites da mesma, que eram exigidos em especificações anteriores do SHRP.

Em termos de ligante, foram utilizados 2 cimentos asfálticos de petróleo do tipo CAP 20: um oriundo da REVAP, em São José dos Campos - SP, e outro da REGAP, em Betim - MG. Tais CAPs foram produzidos com elencos de petróleos e processos diferentes, o que resultou em produtos de mesma especificação, porém com diferentes composição e propriedades físico-químicas.

Salienta-se que tais ligantes asfálticos estão de acordo com a especificação preconizada pela Portaria N°5 do Departamento Nacional de Combustíveis (DNC), de 11 de março de 1993, vigente na época do início da realização dos ensaios desta presente pesquisa. Porém, como sabido, esta especificação foi modificada em 11 de julho de 2005 pela Resolução N°19 da Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP), passando a classificar os ligantes por penetração. Contudo, os CAPs utilizados nesta pesquisa atendem também esta classificação atual, ambos sendo perfeitamente enquadrados como CAP 50/70. Adicionalmente, os ligantes

asfálticos foram caracterizados segundo metodologia Superpave (por desempenho), segundo procedimentos preconizados na norma AASHTO M-320-05.

A combinação dos 4 TMN com 2 tipos de CAP e 2 tipos de compactação na preparação dos corpos-de-prova resultou em 16 diferentes combinações, indicadas na Tabela 3.1, que compõem o universo principal de misturas asfálticas da presente pesquisa. Adicionalmente algumas outras combinações foram feitas sob outras circunstâncias, para complementar alguns pontos do estudo, porém não apresentadas neste momento.

Ligante	Agregados	TMN, mm	Granulometria (Faixa DNIT)	Compactação
CAP 20 REGAP	Pedrasul	25	А	Marshall
CAP 20 REGAP	Pedrasul	25	А	Superpave
CAP 20 REVAP	Pedrasul	25	А	Marshall
CAP 20 REVAP	Pedrasul	25	А	Superpave
CAP 20 REGAP	Pedrasul	19	В	Marshall
CAP 20 REGAP	Pedrasul	19	В	Superpave
CAP 20 REVAP	Pedrasul	19	В	Marshall
CAP 20 REVAP	Pedrasul	19	В	Superpave
CAP 20 REGAP	Pedrasul	12,5	В	Marshall
CAP 20 REGAP	Pedrasul	12,5	В	Superpave
CAP 20 REVAP	Pedrasul	12,5	В	Marshall
CAP 20 REVAP	Pedrasul	12,5	В	Superpave
CAP 20 REGAP	Pedrasul	9,5	С	Marshall
CAP 20 REGAP	Pedrasul	9,5	С	Superpave
CAP 20 REVAP	Pedrasul	9,5	С	Marshall
CAP 20 REVAP	Pedrasul	9,5	С	Superpave

Tabela 3.1: Misturas asfálticas utilizadas neste estudo

Com os resultados das dosagens obtidas com o uso dos compactadores Marshall e SGC, sob o ponto de vista convencional de uma dosagem volumétrica, foram comparados os teores de projeto de ligante e as propriedades volumétricas das misturas.

Para as misturas asfálticas dosadas com o SGC, foram calculados os índices de compactação giratória baseados nas curvas de densificação (%G_{mm} versus número de giros) apresentados na Revisão Bibliográfica desta dissertação: CDI, TDI e *Locking Point*. Adicionalmente, foram calculados outros índices sugeridos pelo autor do presente estudo, os quais serão descritos no decorrer deste trabalho.

Com as misturas asfálticas estudadas neste trabalho, foram feitos ensaios de deformação permanente a 60°C no simulador de tráfego francês tipo LCPC, ensaios uniaxiais a 25°C e a 60°C com varredura de freqüências para determinação do módulo dinâmico e ensaios uniaxiais de carga repetida a 60°C para determinação do *Flow Number* (FN) e da taxa de deformação na zona secundária (*b*).

Outro aspecto considerado nesta pesquisa foi a influência da granulometria dos agregados, buscando relacionar suas características e os índices de empacotamento, do Método de Bailey (VAVRIK *et al.*, 2002), com os parâmetros da compactação giratória.

3.2. Caracterização dos Agregados

Na Tabela 3.2 está apresentada a lista dos ensaios realizados para caracterizar os agregados minerais, bem como as metodologias utilizadas como referência.

Propriedades	Metodologia
Partículas chatas e alongadas em agregados graúdos (1:5 e 1:3), %	ASTM D 4791/05
Perda por abrasão Los Angeles, %	AASHTO T 96/02
Massa específica real dos agregados graúdos	AASHTO T 85/04
Massa específica aparente dos agregados graúdos	AASHTO T 85/04
Absorção dos agregados graúdos, %	AASHTO T 85/04
Massa específica real dos agregados miúdos	AASHTO T 84/04
Massa específica aparente dos agregados miúdos	AASHTO T 84/04
Absorção dos agregados miúdos, %	AASHTO T 84/04
Equivalente de areia, %	ASTM D 2419/95
Angularidade dos agregados miúdos (Método A), %	AASHTO T 304/04
Vazios dos agregados graúdos, %	AASHTO T 19/05

Tabela 3.2: Ensaios de caracterização dos agregados

Tendo em vista que os agregados foram separados em frações por peneiramento, o ensaio para determinação das partículas chatas e alongadas foi realizado em cada fração dos agregados graúdos em separado, ou seja, obteve-se este parâmetro individualmente para os agregados retidos nas peneiras 9,5mm, 12,5mm e 19mm. Apesar da especificação de dosagem Superpave (AASHTO M 323-04) ter requisitos apenas no ensaio realizado com a relação 1:5, adicionalmente foi determinado este parâmetro na relação 1:3. Assim sendo, para cada uma das 4 granulometrias foi calculado um índice de partículas chatas e alongadas nas proporções 1:5 e 1:3, em função da quantidade de cada fração na mistura (média ponderada).

Os ensaios para determinação das massas específicas e absorção foram realizados nos agregados com sua granulometria original coletada na pedreira, apenas separando agregados graúdos de miúdos (miúdos = material passante na peneira de abertura 4,75mm). O mesmo ocorreu com a determinação do equivalente de areia. Por outro lado, os ensaios de abrasão Los Angeles e angularidade dos agregados miúdos foram realizados em granulometrias específicas, uma vez que estes métodos de ensaio especificam graduações padronizadas.

A determinação dos vazios dos agregados graúdos foi realizada visando fornecer parâmetros para as análises do Método de Bailey. Assim, foram ensaiadas as composições de agregados graúdos de cada curva granulométrica em separado. Vale lembrar que a definição utilizada de agregado graúdo, neste caso específico, é a preconizada pelo Método de Bailey, onde para cada tamanho máximo nominal há uma peneira de controle primário (PCP) que divide a fração graúda da fina, conforme abordagem mostrada no Capítulo 2. Em outras palavras, o ensaio foi realizado em cada granulometria individualmente, descartando-se o todo o material passante na PCP.

3.3. Dosagens das Misturas Asfálticas

As dosagens com o compactador Marshall foram realizadas aplicando-se 75 golpes por face nos corpos-de-prova, seguindo procedimentos indicados pela norma ASTM D 2926-04 – *Standard Practice Preparation of Bituminous Specimens Using Marshall Apparatus*, similar à norma brasileira DNIT ME 43/95.

O compactador Marshall utilizado é da marca Humboldt, automático, com capacidade de moldar 2 corpos-de-prova simultaneamente, sendo a base rotatória, com velocidade entre 18 e 30rpm. A aplicação dos golpes do martelo foi realizada numa taxa de 65 golpes/minuto.

As dosagens com a metodologia Superpave foram realizadas moldando-se os corposde-prova com 100 giros (N_{des}), seguindo recomendações da norma AASHTO M 323-04. Neste caso, todos os corpos-de-prova foram moldados com diâmetro de 150mm e altura de aproximadamente 110mm. De acordo com a especificação AASHTO R 35-04, este N_{des} é aplicado para tráfegos de médio a pesado, em rodovias urbanas, intermunicipais e interestaduais, com N_{ini} de 8 giros e N_{max} de 160 giros. Contudo, durante a dosagem os corpos-de-prova foram moldados somente até o N_{des} .

O SGC utilizado para a moldagem dos corpos-de-prova é da marca ELE Servopac, com sistema de carga eletro-pneumático.

Independentemente do compactador utilizado, todas as misturas preparadas para dosagem foram feitas manualmente, em bacias metálicas sobrepostas em chapa quente, sendo que após a homogeneização foram condicionadas durante 2 horas em estufa, na temperatura de compactação, previamente à sua moldagem, de acordo com o procedimento AASHTO R 30-02 – *Mixture Conditioning of Hot-Mix Asphalt*.

As curvas de dosagem foram obtidas, no mínimo, com 3 teores de ligante, sendo que em cada um deles foram testados 2 ou 3 corpos-de-prova. Em alguns casos foram avaliados teores adicionais, ou corpos-de-prova extras em cada teor, de acordo com a dispersão dos resultados obtida.

A densidade específica aparente (G_{sb}) dos corpos-de-prova, tanto Marshall quanto Superpave, foi determinada segundo AASHTO T 166-05. A determinação da densidade específica máxima (G_{mm}) foi feita segundo AASHTO T 209-05 (método de Rice), sendo para cada mistura determinada em um dos teores utilizados na dosagem. Assim, com o valor da G_{mm} e da densidade do ligante asfáltico pôde-se obter o valor

da densidade específica efetiva dos agregados, que foi utilizada para o cálculo da G_{mm} dos corpos-de-prova com outros teores.

Com as propriedades físicas dos agregados e das misturas asfálticas, foram calculados os seguintes parâmetros volumétricos dos corpos-de-prova: porcentagem de vazios com ar (V_a), vazios no agregado mineral (VAM), relação betume-vazios (RBV), relação pó-betume efetivo (RPB) e porcentagem da densidade máxima em N_{ini} (%G_{mm}@N_{ini}). Tais cálculos seguiram as recomendações do *Asphalt Institute* (*Asphalt Handbook* – MS-4, 1989). Vale lembrar que o último parâmetro foi obtido apenas nas dosagens com o compactador giratório.

Os resultados dos corpos-de-prova de mesmo teor foram processados estatisticamente, fornecendo valores médios das propriedades volumétricas, os quais puderam ser utilizados para a montagem das curvas de dosagem e determinação dos teores de projeto de ligante. A Tabela 3.3 apresenta os requisitos volumétricos especificados para a dosagem Marshall segundo o *Asphalt Institute (Asphalt Handbook – MS-4, 1989)*. Na Tabela 3.4 estão os requisitos da dosagem com o compactador giratório, segundo AASHTO M 323-04.

Tabela 3.3: Requisitos volumétricos da dosagem Marshall (*Asphalt Handbook* – MS-4, 1989)

Deritariatur	Tráfeg	o Leve	Tráfego	o Médio	Tráfego Pesado	
Parametro	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
Número de golpes		35		50		75
Vazios com ar (V _a), %	3	5	3	5	3	5
Vazios do agregado mineral (VAM), %	Mesmos limites da Tabela 3.4, conforme TMN					
Relação betume-vazios (RBV), %	70 80 65 78 65 75					

Tráfego, N AASHTO x 10 ⁶	Dens requ	idade re erida, %	elativa 6G _{mm}	Va T	Vazios do agregado mineral (VAM), % mínima Tamanho máximo nominal (TMN), mm						Relação pó- betume efetivo
	N _{ini}	N _{des}	N _{max}	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75	(1.12.1.), 70	(RPB), %
< 0,3	≤91,5	96,0	≤98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	70 – 80	0,6 – 1,2
0,3 a 3	≤90,5	96,0	≤98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 – 78	0,6 – 1,2
3 a 10	≤89,0	96,0	≤98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 – 75	0,6 – 1,2
10 a 30	≤89,0	96,0	≤98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 – 75	0,6 – 1,2
> 30	≤89,0	96,0	≤98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 – 75	0,6 – 1,2

Tabela 3.4: Requisitos volumétricos da dosagem Superpave (AASHTO M 323-04)

De acordo com as Tabelas 3.3 e 3.4, o teor de ligante de projeto da dosagem Marshall pode ser aquele que atenda à porcentagem de vazios entre 3% e 5%; e no caso da dosagem Superpave, a uma porcentagem exata de 4% de vazios, em ambas, atendendo também aos outros requisitos volumétricos.

No presente trabalho, mesmo para a dosagem Marshall, foi fixada a determinação do teor de projeto em 4% de vazios, visando a comparação direta entre as duas metodologias empregadas. Além disso, os teores de projeto foram aceitos, em alguns casos, mesmo não tendo atendido aos outros requisitos volumétricos, possibilitando, desta forma, a verificação do seu efeito no comportamento da mistura asfáltica.

Para todas as misturas dosadas foi calculada a espessura da película de ligante segundo método descrito por ROBERTS *et al.* (1996), obtida dividindo-se o volume de ligante pela superfície dos agregados. Assim, tendo-se o teor de ligante de cada mistura, total e efetivo, juntamente com a superfície específica de sua respectiva granulometria, calculada segundo método de Hveem (ROBERTS *et al.*, 1996), pôde-se calcular a espessura total (μ_T) e efetiva (μ_E) do filme conforme equações que seguem:

$$\mu_T = \frac{P_b}{1000 \times D_b \times (100 - P_b) \times A_s} \tag{27}$$

$$\mu_E = \frac{P_{be}}{1000 \times D_b \times (100 - P_{be}) \times A_s}$$
(28)

Onde:

- μ_T = espessura total do filme de ligante, micrometro;
- μ_E = espessura efetiva do filme de ligante, micrometro;

P_b = teor de ligante total, %;

- P_{be} = teor de ligante efetivo, %;
- A_s = superfície específica dos agregados, m²/kg;
- D_b = densidade relativa do ligante.

3.4. Processamento das Curvas de Compactação Giratória

Durante a compactação dos corpos-de-prova no SGC, a cada giro são registrados no sistema de aquisição automática de dados a altura, a tensão vertical e o ângulo de giro, entres outros parâmetros do processo. Assim, para cada corpo-de-prova (CP) oriundo do SGC existe um arquivo com o histórico do processo de compactação. O principal dado deste arquivo utilizado para os cálculos é a altura do CP a cada giro. Com ela pode-se determinar o volume do CP, que juntamente com a massa do material, permite estimar a densidade da amostra ao longo da compactação, segundo equação abaixo:

$$G_{mb(estimada)} = \frac{W_m / V_{mx}}{\gamma_w}$$
(29)

Onde:

G_{mb(estimada)} = densidade específica aparente estimada durante a compactação;

W_m = massa do CP, gramas;

γ_w = massa específica da água;

 V_{mx} = volume do CP calculado a partir do diâmetro interno do molde (150mm) e a altura medida pelo SGC em um determinado giro.

Este cálculo assume que o CP tem uma forma cilíndrica perfeita, o que não é verdade, uma vez que as irregularidades superficiais levam a um volume levemente inferior ao considerado no cálculo, influenciando no valor da densidade específica aparente estimada. Desta forma, a densidade estimada é corrigida pela relação entre a densidade medida por pesagem hidrostática (AASHTO T 166-05) e a densidade estimada no N_{des}, ou seja, ao final da compactação. Tal relação é conhecida como fator de correção:

$$C = \frac{G_{mb(medida)}}{G_{mb(estimada)}}$$
(30)

Onde:

C = fator de correção;

G_{mb(medida)} = densidade específica aparente medida após N_{des};

 $G_{mb(estimada)}$ = densidade específica aparente estimada em N_{des} .

Tendo-se o fator de correção ao final da compactação, o mesmo é aplicado para os outros giros, obtendo-se desta forma a densidade corrigida em qualquer momento da compactação, conforme equação que segue:

$$G_{mb(corrigida)} = C \times G_{mb(estimada)}$$
(31)

Onde:

G_{mb(corrigida)} = densidade específica aparente corrigida em um giro qualquer;

G_{mb(estimada)} = densidade específica aparente estimada em um giro qualquer.

Com o valor da densidade corrigida, pode-se determinar a porcentagem da G_{mm} (% G_{mm}) em qualquer giro da compactação através da relação seguinte:

$$\% G_{mm} = 100 \times \frac{G_{mb}(corrigida)}{G_{mm}}$$
(32)

Após a determinação da %G_{mm} ao longo do processo de compactação, pode-se plotála em função do número de giros, obtendo-se a curva de densificação do CP. No caso deste trabalho, todos estes cálculos foram processados automaticamente em planilha eletrônica do Microsoft Excel. Na Figura 3.1 mostra-se uma curva de densificação típica.

A partir das curvas de densificação dos CPs, foram calculados os índices CDI, TDI e TDI_m (modificado). O TDI_m é um parâmetro derivado do TDI, porém ao invés de considerar a área sob a curva de densificação de 92% a 98% da G_{mm}, conforme descrito no Capítulo 2, leva em conta a área a partir de 92% da G_{mm} até o N_{des}. Este índice foi definido pelo autor da presente pesquisa, uma vez que durante a dosagem das misturas asfálticas não se costuma compactar os CPs até 98% da G_{mm}. Os índices CDI e TDI foram calculados segundo a mesma definição de MAHMOUD e BAHIA (2004). Na Tabela 3.5, os limites inicial e final da curva de densificação utilizados para o cálculo dos índices CDI, TDI e TDI_m são apresentados novamente.



Figura 3.1: Curva de densificação típica de um CP compactado no SGC

Tabela 3.5: Limites da curva de densificação considerados neste trabalho para o cálculo dos índices CDI, TDI e TDI_m

Índices	Limite Inicial	Limite Final
CDI	Giro 8 (N _{ini})	92% da G_{mm}
TDI	92% da G _{mm}	98% da G_{mm}
TDI _m	92% da G _{mm}	Giro 100 (N _{des})

O cálculo dos índices CDI, TDI e TDI_m requer a determinação de áreas sob a curva de densificação. Nas referências bibliográficas analisadas não há indicação explícita de como estes cálculos são feitos. Assim, o autor desta dissertação desenvolveu um procedimento a seguir descrito.

Para o cálculo destas áreas, foi utilizada a técnica de retangularização, ou seja, dividiu-se a área total sob a curva em vários retângulos com um giro de largura. Para o cálculo da altura de cada retângulo N, fez-se a média entre a %G_{mm} do CP nos giros N e (N+1), descontando-se desta média a %G_{mm} do CP no Limite Inicial do cálculo (%G_{mm}@LI). Desta forma, obteve-se a área de cada retângulo N. Assim, para a determinação dos parâmetros de compactação, bastou somar as áreas dos N retângulos inseridos nos limites mostrados na Tabela 3.5. Na Figura 3.2, a título de

exemplo, é mostrado um esquema ilustrativo do processo de retangularização para o cálculo do CDI. De acordo com a Figura 3.2, a área de cada retângulo N pode ser calculada conforme Equação 33 :

$$A_{N} = \left[\left(\frac{\%G_{mm} @N + \%G_{mm} @(N+1)}{2} \right) - \%G_{mm} @LI \right]$$
(33)

Onde:

A_N = área de um retângulo N qualquer;

%G_{mm}@N = porcentagem da G_{mm} em um giro N;

 G_{mm} (N+1) = porcentagem da G_{mm} em um giro (N+1).

 G_{mm} @LI = porcentagem da G_{mm} no Limite Inicial: no caso do CDI é a G_{mm} @N_{ini}; nos casos do TDI e TDI_m é 92%.



Figura 3.2: Esquema do método de retangularização utilizado para calcular as áreas sob a curva de densificação nesta pesquisa

As equações seguintes definem o cálculo dos parâmetros CDI, TDI e TDI_m utilizados nesta pesquisa:

$$CDI = \sum_{N_{ini}}^{N@92\%G_{mm}} A_N$$
(34)

$$TDI = \sum_{N @ 98\%G_{mm}}^{N @ 98\%G_{mm}} A_{N}$$
(35)

$$TDI_m = \sum_{\substack{N \otimes 92\% G_{mm}}}^{N_{des}} A_N$$
(36)

Onde:

N@92%G_{mm} = número do giro equivalente à 92% da G_{mm};

N@98%G_{mm} = número do giro equivalente à 98% da G_{mm}.

Outro parâmetro calculado a partir da compactação giratória foi o *Locking Point*. Definiu-se este índice, na tradução para a língua portuguesa, como Ponto de Travamento dos Agregados (PTA). O PTA foi obtido diretamente da curva de altura do CP versus número de giros, sem necessidade dos cálculos volumétricos aplicados nos índices CDI, TDI e TDI_m, utilizando-se a definição de VAVRIK e CARPENTER (1998) descrita no Capítulo 2 e esquematizada na Figura 3.3.



Giro \rightarrow

Figura 3.3: Esquema ilustrativo do PTA, adaptado da definição de VAVRIK e CARPENTER (1998)

Diante dos cálculos apresentados para os parâmetros de compactação giratória, desenvolveu-se uma planilha eletrônica em Microsoft Excel acoplada a planilha de

dosagem Superpave com funções e macros, que, após entrada dos dados do processo de compactação, processa automaticamente os índices considerados nesta pesquisa.

Assim sendo, para todos os CPs compactados durante a dosagem das misturas asfálticas pôde-se calcular os parâmetros CDI, TDI_m e PTA, gerando curvas destes parâmetros em função do teor de ligante, e após a definição do teor de projeto, pôde-se encontrar os parâmetros de compactação giratória respectivos a este teor.

No caso do TDI, por necessitar de compactação até 98% da G_{mm} (ou 2% de vazios), este parâmetro foi determinado em CPs moldados somente no teor de projeto exclusivamente para este fim.

3.5. Ensaios Mecânicos

O principal propósito dos ensaios mecânicos neste trabalho foi caracterizar o comportamento das misturas asfálticas em termos de deformação permanente. Tendo isso em vista, foram realizados os seguintes testes nas misturas asfálticas:

- Ensaios de deformação permanente a 60°C no simulador francês tipo LCPC;
- Ensaios uniaxiais para determinação do módulo dinâmico a 25°C e 60°C;
- Ensaios uniaxiais de carga repetida, a 60°C, para determinação do *Flow Number* (FN) e da taxa de deformação (b).

Optou-se pelo ensaio uniaxial para determinação do módulo dinâmico por ser um ensaio que apresenta grande potencial de correlação com o desempenho em campo, tanto em termos de deformação permanente quanto de fadiga, segundo *Report 465* (WITCZAK *et al.*, 2002). Tal fato motivou a realização desse ensaio a 25°C e 60°C visando a fadiga e a deformação permanente, respectivamente. Pelo mesmo motivo selecionou-se o ensaio de carga repetida, entretanto feito a 60°C para avaliação apenas da previsão da deformação permanente.

Segundo ROBINETTE e WILLIAMS (2006), o *Flow Number* é o ensaio que por analogia melhor representa as condições de campo, em função das cargas do pavimento não serem contínuas. Atualmente este teste está sendo utilizado no *AASHTO 2002 Design Guide* para complementar os parâmetros do módulo dinâmico, uma vez que o *Flow Time* não está sendo aplicado na prática.

3.5.1. Ensaio de Deformação Permanente no Simulador Francês

Os ensaios de deformação permanente no simulador francês foram realizados no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP. Para a moldagem das placas foi utilizada a metodologia preconizada pela especificação francesa NF P 98-250-2 – *Preparation dês Mélanges Hydrocarbonés*, enquanto que o ensaio propriamente dito seguiu a especificação NF P 98-253-1 – *Déformation Permanente dês Mélanges Hydrocarbonés*. Previamente à compactação das placas de ensaio, as misturas asfálticas foram condicionadas por um período de 2 horas na temperatura de compactação, segundo procedimento AASHTO R 30-02.

Para cada mistura asfáltica foram confeccionadas 2 placas com 50cm de comprimento, 18cm de largura e 5cm de espessura. Os ensaios foram conduzidos a

60°C, até 30.000 ciclos, sendo a deformação permanente medida após 1.000 ciclos, 10.000 ciclos e ao final do ensaio.

3.5.2. Ensaios Uniaxiais para Determinação do Módulo Dinâmico

Os ensaios uniaxiais para determinação do módulo dinâmico foram realizados segundo norma AASHTO TP 62-05 – *Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures*. Como estes ensaios foram feitos mais recentemente, no laboratório do Cenpes já se dispunha de um misturador mecânico para o preparo dos CPs.

Foram ensaiados CPs no teor de projeto de ligante, nas 4 diferentes granulometrias, os quais foram preparados em compactador giratório da seguinte forma:

- Preparou-se a quantidade requerida de mistura asfáltica no misturador mecânico francês BBMAX 80, segundo norma européia EN 12697-35-2002 – *Bituminous Mixtures – Laboratory Mixing.* Tanto os agregados quanto os ligantes asfálticos foram aquecidos nas mesmas temperaturas utilizadas na dosagem das misturas asfálticas. O equipamento foi ajustado para a temperatura de compactação e o tempo de mistura foi fixado em 120 segundos. Na Figura 3.4 apresenta-se uma foto do equipamento;
- As misturas foram condicionadas por 2 horas em estufa, na temperatura de compactação, segundo AASHTO R 30-02, previamente à moldagem dos CPs. Ressalta-se que segundo a recomendação da norma de ensaio, o condicionamento deveria ser de 4 horas a 135°C. Optou-se pelo primeiro condicionamento por conta do mesmo já ser praticado em diversas instituições brasileiras, e também por ser o adotado nas dosagens e nos ensaios com o simulador francês;
- Após o condicionamento, foram moldados os CPs no SGC com 150mm de diâmetro por 170mm de altura;
- Foram extraídos os núcleos desses CPs com sonda rotativa, para posterior corte de 10mm do topo e 10mm da base, ficando os CPs com dimensões finais de 100mm de diâmetro x 150mm de altura, conforme recomendação da norma de referência e ilustração da Figura 3.5;
- Buscou-se nos CPs, ao término do seu preparo, vazios de 7,0 \pm 0,5%, de acordo com recomendação de MAHMOUD e BAHIA (2004).



Figura 3.4: Misturador mecânico francês BBMAX 80 do Cenpes

Para a realização dos ensaios foi utilizada uma prensa hidráulica servo-controlada do Cenpes, da marca MTS, modelo 810. Foram acoplados 2 sensores MTS em geratrizes opostas do CP (180°) para a medição dos deslocamentos axiais. O comprimento de medida dos sensores axiais (*gauge lenght* – GL) é de 100mm e o seu posicionamento foi feito de acordo com o esquema da Figura 3.6. Ou seja, o comprimento de medida (GL) é igual ao diâmetro do CP, enquanto que a distância entre o topo (ou a base) e os pontos de fixação dos sensores é de 25mm. Salienta-se que a deformação axial lida é a média dos 2 sensores.



Figura 3.5: Ilustração da obtenção do CP usado para o ensaio uniaxial a partir do núcleo extraído, cortado no topo e na base

Apesar de não estar prescrito na norma do ensaio, foi acoplado um extensômetro circunferencial para a medição da deformação radial no centro o CP. Trata-se de um sensor da marca Epsilon, modelo 3544, projetado especialmente para este tipo de aplicação. Com ele foi possível determinar as deformações horizontais no CP, possibilitando o cálculo do coeficiente de Poisson a partir dos ensaios uniaxiais. Na Figura 3.7 apresenta-se uma foto com todos os sensores acoplados ao CP.

Com os mesmos CPs, foram determinados os módulos dinâmicos em duas temperaturas: primeiramente a 25°C e depois a 60°C. De acordo com recomendação da norma de referência, nos ensaios a 25°C os CPs foram condicionados nesta temperatura por um período mínimo de 2 horas; sendo o mesmo período de condicionamento para os ensaios a 60°C.



Figura 3.6: Esquema de fixação dos sensores axiais ao CP (AASHTO TP 62-05)

Nas duas temperaturas de ensaio, o módulo dinâmico foi determinado em seis freqüências: 20Hz, 10Hz, 5Hz, 1Hz, 0,5Hz e 0,2Hz, sempre nesta seqüência.

As cargas aplicadas variaram em função da temperatura e da freqüência de ensaio, sendo as mesmas ajustadas para que as deformações axiais ficassem na faixa de 50 a 150 microstrains (10⁻⁶ m/m), buscando um regime de viscoelasticidade linear.



Figura 3.7: Ilustração de um CP com os sensores axiais MTS e o circunferencial Epsilon acoplados – prensa hidráulica do Cenpes

Os cálculos para determinação do módulo dinâmico foram feitos segundo os procedimentos descritos no Capítulo 2, e além do módulo, foi determinado o ângulo de fase entre a tensão aplicada e a deformação axial.

O coeficiente de Poisson foi calculado conforme equação que segue (Lambe e Whitman, 1979):

$$\mu = -\frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_v} \tag{37}$$

Onde:

 μ = coeficiente de Poisson;

 ε_h = deformação horizontal (negativa no caso do ensaio de compressão);

 ε_v = deformação vertical (positiva no caso do ensaio de compressão).

As deformações horizontais e verticais foram calculadas de acordo com as equações abaixo:

$$\varepsilon_h = \frac{\Delta D}{\pi \times D_0} \tag{38}$$

$$\varepsilon_{v} = \frac{\Delta L}{GL}$$
(39)

Onde:

 ΔD = amplitude de variação do diâmetro no carregamento, medida com o extensômetro circunferencial;

 D_0 = diâmetro do CP;

 ΔL = amplitude de variação da altura no carregamento, medida com os sensores verticais MTS;

GL = comprimento de medida da deformação axial = 100mm.

Na Figura 3.8 os deslocamentos axial e circunferencial durante o ensaio são ilustrados.





O software de controle e aquisição de dados da máquina MTS, o *Multi Purpose Testware* (MPT), tem recursos de coleta de dados condicionada. Assim, o mesmo foi programado para a aquisição dos pontos de máximo e de mínimo dos sinais de carga, deslocamento axial e deslocamento circunferencial, facilitando o processamento dos dados. Ainda, o MPT possui o *Dynamic Property Monitor* (DPM), que é uma ferramenta de monitoramento de ensaios dinâmicos, que neste ensaio foi utilizada para a medição do ângulo de fase entre os sinais coletados. No entanto,

adicionalmente foi programada uma coleta contínua de todos os sinais monitorados, visando ter um histórico completo do teste. Na Figura 3.9 é apresentada a imagem da tela do microcomputador da prensa MTS, com o MPT e o DPM em funcionamento durante um ensaio de módulo dinâmico.



Figura 3.9: Tela do microcomputador da prenda MTS do Cenpes, com os aplicativos MPT e DPM em funcionamento durante ensaio uniaxial

Seguindo recomendações da norma de referência, nas diferentes freqüências de ensaio foram aplicados variados números de ciclos, sendo calculado o módulo dinâmico em intervalos que por conseqüência também não foram constantes nas diferentes freqüências. Assim, o resultado do módulo dinâmico para cada freqüência foi obtido a partir da média das determinações feitas nos respectivos intervalos. Na Tabela 3.6 são apresentados o número de ciclos aplicados em cada freqüência, o intervalo de determinação e o número de determinações utilizadas para o cálculo do valor médio de cada ensaio.

Outra recomendação da norma, também atendida nos ensaios, foi o período de repouso entre a troca da freqüência de teste, seja, após o término dos carregamentos a uma determinada freqüência, antes do início dos carregamentos da freqüência

seguinte, houve um repouso de 120 segundos, apenas com a carga de contato (5% da carga máxima) sendo aplicada.

Freqüência, Hz	Número de ciclos	Intervalo de cálculo, ciclos	Determinações por ensaio
20	200	20	4
10	200	10	14
5	100	10	6
1	50	10	4
0,5	40	10	3
0,2	40	10	3

Tabela 3.6: Número de ciclos, intervalos de cálculo e número de determinações do módulo dinâmico utilizados na determinação do módulo dinâmico

Observando-se a Tabela 3.6, percebe-se que o número de determinações multiplicado pelo intervalo de cálculo não corresponde ao número de ciclos. Isso ocorre porque no início de cada carregamento há um período de estabilização das cargas, durante o qual não é determinado o módulo dinâmico.

3.5.3. Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida

Os ensaios uniaxiais de carga repetida para determinação do *Flow Number* (FN) e da Taxa de Deformação na zona secundária (b) foram realizados segundo procedimentos descritos no *Report 465* (WITCZAK *et al.*, 2002). A descrição geral deste ensaio já foi apresentada no Capítulo 2, cabendo neste momento o detalhamento de algumas etapas do teste, bem como do seu cálculo.

No trabalho de ROBINETTE e WILLIAMS (2006), foi avaliado o efeito da preparação e do histórico de ensaios em CPs submetidos aos ensaios de módulo dinâmico (em temperaturas intermediária e elevada) e de FN. Foram estudados CPs compactados no SGC diretamente na geometria do teste (100mm de diâmetro por 150mm de altura) e CPs preparados por extração e corte, com a mesma geometria destes primeiros. O teor de vazios, independentemente do modo de preparo, foi de 7,0 \pm 0,5%.

A conclusão dos autores foi que a realização de ensaios prévios de módulo dinâmico em temperaturas intermediária e elevada não afeta o resultado do ensaio de FN
realizado no mesmo CP. Por outro lado, o modo de preparo afetou o resultado, seja, o FN de CPs preparados diretamente na geometria de teste foi menor do que o dos CPs extraídos e serrados (cerca de 25% inferiores). Já o módulo dinâmico não apresentou variações significativas em função do modo de preparo do CP.

Baseado nas conclusões do trabalho de ROBINETTE e WILLIAMS (2006), e tendo-se em vista que os ensaios de módulo dinâmico foram realizados com deformações pequenas (50 a 150 microstrains), os ensaios de carga repetida foram feitos nos mesmos CPs submetidos previamente aos ensaios de módulo dinâmico. Assim, após o ensaio de módulo dinâmico a 60°C, foi removido o extensômetro circunferencial do CP dentro da câmara de ensaio (com temperatura controlada) e após um período de 10 a 15 minutos, necessário para a reestabilização da temperatura de 60°C no CP, o ensaio de carga repetida era iniciado.

A remoção do extensômetro circunferencial foi feita em decorrência das grandes deformações plásticas radiais observadas em ensaios conduzidos pelo autor da presente pesquisa em outras amostras, que freqüentemente ultrapassaram o limite suportado pelo extensômetro, inviabilizando o seu uso no ensaio de FN. Contudo, os sensores axiais MTS foram mantidos.

O carregamento aplicado no ensaio de carga repetida foi do tipo *haversine*, similar ao dos ensaios de módulo resiliente de misturas asfálticas (BRITO, 2006). O tempo de aplicação da carga foi de 0,1 segundo com período de repouso de 0,9 segundos. A carga máxima do ensaio (P_{max}) foi de 1.600 Newtons, que para os CPs de 100mm de diâmetro resultou na tensão de 204kPa. A carga de contato (P_{cont}) foi 5% da P_{max} , ou seja, 80 Newtons. Na Figura 3.10 apresenta-se um gráfico, com o carregamento realizado durante o ensaio de carga repetida.

Durante o carregamento cíclico, o MPT foi configurado para coletar os pontos de máximo e mínimo da carga e da deformação axial. Da mesma forma feita no módulo dinâmico, também foram adquiridos continuamente os sinais durante o teste, visando ter um histórico do mesmo. Contudo, buscando-se facilitar a análise da deformação plástica (ε_p) acumulada ao longo do ensaio, o MPT foi ajustado para fazer uma coleta do deslocamento axial ao final de cada ciclo (após o repouso de 0,9s). A equação seguinte mostra o cálculo da deformação plástica ao longo do ensaio.

$$\varepsilon_{p} = \frac{\Delta L_{N}}{GL} \tag{40}$$

Onde:

 ϵ_p = deformação plástica acumulada em um ciclo N, em microstrains;

 ΔL_N = deslocamento axial coletado ao final do repouso do ciclo N, em mm;

GL = comprimento de medida do deslocamento = 100mm.

Durante o teste, o MPT foi configurado para mostrar um gráfico em tempo real da deformação plástica versus o número de ciclos. Desta forma, pôde-se acompanhar os estágios do ensaio (zonas primária, secundária e terciária – ruptura) descritos no Capítulo 2, sendo o carregamento finalizado após a ruptura.





Conforme pode-se observar na Figura 3.11, o FN está associado ao ciclo onde a taxa de deformação plástica é mínima. A partir deste ciclo o CP entra na zona terciária, ou melhor, atinge a ruptura passando a sofrer cisalhamento a volume constante (WITCZAK *et al.,* 2002). Na Figura 3.12 é mostrada a foto de um CP ao final de um ensaio típico de FN, com carga de 204kPa e temperatura de 60°C, onde pode-se perceber a acentuada deformação radial plástica ocasionada pelo carregamento.



Figura 3.11: Gráfico com a deformação plástica e a taxa de deformação plástica ao longo de um ensaio de carga repetida, com a identificação do FN (Cenpes)

O procedimento exato de cálculo da taxa de deformação na zona secundária (b) não está especificado na literatura. No presente trabalho trabalho, optou-se por definir esta taxa a partir de modelo linear, ao invés de utilizar o modelo de potência mencionado no *Report 465* (WITCZAK *et al.*, 2002). Desta forma, a taxa b foi obtida da curva ε_p versus número de ciclos, sendo a inclinação de uma reta coincidente com a curva no ciclo 10 e no FN. Definiu-se o décimo ciclo por este sempre estar inserido no começo da zona secundária (percepção gráfica); e o FN por ser o limite teórico entre as zonas secundária e terciária. A equação seguinte define o cálculo de b:

$$b = \frac{\varepsilon_{\rho_{FN}} - \varepsilon_{\rho_{10}}}{FN - 10}$$
(41)

Onde:

b = taxa de deformação na zona secundária, microstrains/ciclo

 ϵ_{pFN} = deformação plástica no FN, microstrains;

 ϵ_{p10} = deformação plástica no ciclo 10, microstrains.



Figura 3.12: Exemplo de um CP ao final de um ensaio típico de FN a 60°C, com carga de 204kPa (Cenpes)

4. MATERIAIS EMPREGADOS

4.1. Agregados Minerais

Conforme já mencionado no Capítulo 3, os agregados minerais utilizados nesta pesquisa são de origem gnaisse-granítica, oriundos da Pedreira Pedrasul, em Juiz de Fora – MG. Na pedreira, os agregados são separados nas seguintes frações: Brita 1, Brita 0 e Pó-de-pedra. As propriedades físicas destes materiais estão apresentadas na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Propriedades físicas dos agregados minerais de Juiz de Fora – MG, utilizados nesta pesquisa

Propriedades	Resultado
Partículas chatas e alongadas em agregados graúdos (1:5/1:3),%	-
Fração passante na 25,0mm e retida na 19,0mm	0 / 7
Fração passante na 19,0mm e retida na 12,5mm	0 / 20
Fração passante na 12,5mm e retida na 9,50mm	6 / 31
Perda por abrasão Los Angeles, %	28,2
Massa específica real dos agregados graúdos	2,731
Massa específica aparente dos agregados graúdos	2,689
Absorção dos agregados graúdos, %	0,57
Massa específica real dos agregados miúdos	2,750
Massa específica aparente dos agregados miúdos	2,660
Absorção dos agregados miúdos, %	1,23
Equivalente de areia, %	75,4
Angularidade dos agregados miúdos (Método A), %	46,2
Vazios dos agregados graúdos, %	Depende da granulometria

Observando-se a Tabela 4.1, percebe-se que os agregados minerais têm boas propriedades para uso em misturas asfálticas.

A forma dos agregados se mostrou adequada quando avaliada no ensaio de partículas chatas e alongadas, onde o valor máximo encontrado na relação 1:5 foi de 6%. Na relação 1:3 o valor máximo encontrado foi de 31%. De acordo com a norma AASHTO M 323-04, o valor máximo na relação 1:5 não deve ultrapassar 10%, exigência que foi perfeitamente atendida. O mesmo ocorreu com a angularidade dos agregados miúdos,

com valor de 46,2%, superior ao mínimo exigido de 45% para tráfego pesado, de acordo com a AASHTO M 323-04.

Os resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles, absorção e equivalente de areia também apontaram a boa qualidade desses agregados. Vale salientar que não foi adicionada cal nas misturas asfálticas.

A granulometria das frações dos agregados foi analisada, porém este dado não é relevante para o presente trabalho, uma vez que todas as frações foram separadas por peneiramento, para então compor as 4 curvas granulométricas estudadas neste trabalho de mestrado.

4.2. Curvas Granulométricas

Foram utilizadas 4 curvas granulométricas densas nesta pesquisa. As curvas foram ajustadas para atender simultaneamente as faixas da especificação brasileira DNIT 031/2004 – ES e da especificação norte-americana AASHTO M 323-04. No caso da especificação brasileira as faixas são denominadas A, B ou C; enquanto que na especificação norte-americana são especificadas por tamanho máximo nominal (TMN). Na Tabela 4.2 as curvas granulométricas usadas nesta pesquisa estão apresentadas.

Curvas Granulométricas					
Peneira,	% Passante				
mm	TMN = 25mm Faixa A DNIT	TMN = 19mm Faixa B DNIT	TMN = 12,5mm Faixa C DNIT	TMN = 9,5mm Faixa C DNIT	
25	100	-	-	-	
19	88	100	100	-	
12,5	67	79	93	100	
9,5	55	75	85	97	
4,75	36	58	55	75	
2,36	22	42	33	50	
1,18	17	31	25	40	
0,59	13	23	18	30	
0,3	11	15	14	20	
0,15	9	9	9	12	
0,075	6	4	7	7	

Tabela 4.2: Curvas granulométricas utilizadas nesta pesquisa

Apesar das duas especificações não utilizarem as mesmas peneiras para fixação de suas faixas granulométricas, graficamente pôde-se verificar o atendimento de ambas, uma vez que os limites de cada uma foram plotados com suas respectivas peneiras.

As Figuras 4.1 a 4.4 mostram os gráficos com as curvas granulométricas, as quais foram representadas com a abertura de peneira elevada na potência 0,45, em milímetros. Nestas mesmas figuras são mostrados os limites das respectivas faixas

das especificações do DNIT e da AASHTO. Vale salientar que a zona restrita, descrita por MARQUES (2004), foi considerada na montagem das curvas granulométricas, apesar de não ser exigência da especificação AASHTO M 323-04.



Figura 4.1: Curva granulométrica com TMN = 25mm (Faixa A)

A granulometria com TMN = 25mm tem formato de "S", ou seja, na fração graúda fica acima da linha de densidade máxima e na fina fica abaixo. Na sua fração miúda está próxima do limite inferior da especificação do DNIT – Faixa A, passando abaixo da zona restrita, enquanto que na fração graúda está tangente ao limite superior, sendo classificada como graúda segundo AASHTO M 323-04. Ressalta-se que esta curva atende também aos limites da Faixa B.

A curva de 19mm, está junto ao limite superior da Faixa B do DNIT na fração graúda, sendo que na parte fina passa sobre a zona restrita, apesar de próxima. Esta curva foi classificada como fina segundo a especificação norte-americana. Vale destacar nesta granulometria a pequena quantidade de material entre as peneiras de abertura 12,5mm e 9,5mm. Quanto à granulometria de 12,5mm, trata-se de uma curva de formato "S", classificada como graúda a partir do mesmo critério adotado nas curvas anteriores. A curva com TMN = 9,5mm atende à Faixa C do DNIT e está sobre a linha de densidade máxima, sendo classificada como fina.



Figura 4.2: Curva granulométrica com TMN = 19mm (Faixa B)



Figura 4.3: Curva granulométrica com TMN = 12,5mm (Faixa C)



Figura 4.4: Curva granulométrica com TMN = 9,5mm (Faixa C)

Tendo em vista as diferentes proporções dos agregados em cada curva granulométrica, as mesmas têm algumas propriedades que são específicas. Assim, para cada graduação foram calculados os índices físicos médios (massa específica e absorção), o índice médio de partículas chatas e alongadas (1:5 e 1:3) e a porcentagem de vazios dos agregados graúdos, conforme procedimentos descritos no Capítulo 3. Na Tabela 4.3 estas propriedades são apresentadas.

A superfície específica de cada granulometria foi obtida a partir da multiplicação do fator de área em cada peneira pela respectiva porcentagem passante. Este produto foi acumulado, obtendo-se assim o valor estimado para as diferentes curvas granulométricas estudadas (ver Tabela 4.3). Os fatores de área utilizados no cálculo estão na Tabela 4.4, obtidos de ROBERTS *et al.* (1996).

pesquisa						
Classificação (AASHTO M 323-04)						
25mm	19mm	12,5mm	9,5mm			
graúda miúda graúda mi						
Superfície específica, m²/kg						
25mm 19mm 12,5mm 9,5mm						

Tabela 4.3: Propriedades específicas das diferentes granulometrias usadas nesta pesquisa

5,14	5,50) 6,		5,50 6,09 7,64		6,09		7,64
Vazios dos agregados graúdos, %								
Condição	25mm	1	9mm	12,5mr	n	9,5mm		
Solta (VAG _{ss})	44,6		48,1 45,2			46,7		
Compactada (VAG _{sc})	38,6		41,9	41,9 41,9		41,0		
Partículas chatas e alongadas, % média (1:5 / 1:3)								
25mm	19mn	19mm 12,		2,5mm		9,5mm		
1,6 / 19,5	1,0 / 21	1,8 3,2		3,2 / 25,9		6 / 31		
	Massa e	específic	a e abso	rção				
Tipo	25mm	19r	mm	12,5mm		9,5mm		
Real	2,738	2,742		2,741		2,745		
Aparente	2,679	2,672		2,673		2,667		
Absorção, %	0,81	0,	95	0,93		1,07		

Tabela 4.4: Fatores de área utilizados para o cálculo da superfície específica das curvas granulométricas (ROBERTS *et al.*, 1996)

Peneira, mm	Fator de área, m²/kg
Tamanho máximo	0,41
4,75	0,41
2,36	0,82
1,18	1,64
0,60	2,87
0,30	6,14
0,15	12,29
0,075	32,77

4.3. Ligantes Asfálticos

Conforme mencionado no Capítulo 3, foram utilizados dois ligantes asfálticos no preparo das misturas: ambos CAP 20, sendo um oriundo da REVAP e outro da REGAP. Suas propriedades estão apresentadas na Tabela 4.5.

Propriedades	CAP 20 REVAP	CAP 20 REGAP
Penetração a 25°C, 100g, 5s, dmm (am. virgem)	50	52
Ponto de amolecimento, °C (am. virgem)	49,9	49,2
Perda em massa após RTFOT, %	-0,222	-0,156
Viscosidade Brookfield a 135°C, cP	363,3	351,7
Viscosidade Brookfield a 150°C, cP	170,0	185,0
G*/sen δ a 70°C, kPa (am. virgem)	0,9042	0,5332
G*/sen δ a 64°C, kPa (am. virgem)	1,978	1,144
G*/sen δ a 58°C, kPa (am. virgem)	4,664	2,584
G*/sen δ a 70°C, kPa (após RTFOT)	1,304	-
G*/sen δ a 64°C, kPa (após RTFOT)	2,937	2,036
G*/sen δ a 58°C, kPa (após RTFOT)	6,923	4,815
Performance Grade (PG)	64-22	58-22
Densidade relativa	1,03	1,03

Tabala 1 F. Dramiadad	aa daa limamtaa		tilizadaa naata	
Tapela 4 5° Propregao	28 008 11020168	asiamcos m		nesonisa.
	so aco ngameo			peoquiou

Ressalta-se que as análises dos ligantes asfálticos foram realizadas segundo procedimentos estabelecidos pela especificação brasileira de cimento asfáltico (Resolução N°19 ANP, 2005). No caso dos ensaios para determinação do Grau de Desempenho (PG), foram utilizados os procedimentos prescritos pela AASHTO M 320-05.

Observando-se as propriedades dos ligantes, percebe-se que o CAP 20 REVAP é classificado como PG 64-22, apresentando G*/senδ superior ao do ligante da REGAP

em todas as temperaturas, tanto na condição virgem quanto após o RTFOT. O CAP 20 REGAP foi classificado como PG 58-22, porém muito próximo de ter PG 64-22.

As temperaturas de mistura e compactação foram determinadas segundo AASHTO T 312-04 – *Preparing and Determining the Density of Hot-Mix Asphalt Specimens by Means of Superpave Gyratory Compactor*, e correspondem a viscosidade de 170 ± 20cP na temperatura de mistura e 280 ± 30cP na temperatura de compactação. Vale salientar que estas viscosidades são as mesmas recomendadas para o preparo de CPs Marshall, segundo ASTM D 6926-04 – *Standard Practice for Preparation of Bituminous Specimens Using Marshall Apparatus*. Na Tabela 4.6 essas temperaturas são apresentadas.

Tabela 4.6: Temperaturas de mistura e compactação utilizadas no preparo dos CPs Marshall e Superpave nesta pesquisa

Temperaturas	CAP 20 REVAP	CAP 20 REGAP
Ligante para mistura, °C	152	152
Agregados para mistura, °C	162	162
Mistura asfáltica para compactação, °C	142	142

5. RESULTADOS E ANÁLISES

5.1. Dosagens das Misturas Asfálticas

Nas Tabelas 5.1 e 5.2 estão apresentados, respectivamente, os resultados volumétricos das dosagens com os compactadores Marshall e SGC.

Tabela 5.1: Resultados volumétricos das dosagens das misturas asfálticas com o compactador Marshall

Ligante	TMN	Teor de ligante, %	Vazios, %	VAM, %	RBV, %
CAP 20 REVAP	25mm	4,2	4,0	11,8	67,0
CAP 20 REGAP	25mm	4,3	4,0	12,5	65,0
CAP 20 REVAP	19mm	4,9	4,0	13,6	70,0
CAP 20 REGAP	19mm	4,7	4,0	13,2	69,0
CAP 20 REVAP	12,5mm	4,6	4,0	13,0	69,0
CAP 20 REGAP	12,5mm	4,5	4,0	13,2	70,0
CAP 20 REVAP	9,5mm	4,9	4,0	13,7	68,0
CAP 20 REGAP	9,5mm	4,6	4,0	12,5	66,0

Observando-se os resultados da Tabela 5.1, e de acordo com os procedimentos descritos no Capítulo 3, optou-se por definir o teor de projeto de todas as misturas Marshall aquele correspondente aos vazios de 4,0%, apesar deste valor poder variar de 3,0% a 5,0%. Em termos de RBV, todas as misturas atenderam aos limites da faixa 65% – 75%. Por outro lado, os valores de VAM estão baixos. Apenas as duas misturas de granulometria TMN = 19mm e a de granulometria TMN = 25mm com CAP 20 REGAP atenderam ao mínimo exigido. Contudo, estas misturas foram aceitas tendo-se em vista os procedimentos experimentais descritos anteriormente.

Da mesma forma, observando os resultados da Tabela 5.2 vê-se que todas as misturas dosadas no SGC tiveram vazios de 4,0% no teor de projeto, conforme exigido pela especificação AASHTO M 323-04. Em termos de RBV, as duas misturas de TMN = 25mm e uma de TMN = 19mm não respeitaram os limites da faixa 65% – 75%. Também nestas dosagens os valores de VAM estão baixos.

A relação pó – betume efetivo (RPB), em todas as misturas, também não atendeu à faixa especificada de 0,6% a 1,2% (e 0,8% a 1,6% para curvas granulométricas classificadas como graúda, segundo AASHTO M 323-04). Quanto à G_{mm} N_{ini} , em todas as misturas o requisito máximo foi atendido (\leq 89%).

Ligante	TMN	Teor de ligante, %	Vazios, %	VAM, %	RBV, %	RPB, %	%G _{mm} @N _{ini}
CAP 20 REVAP	25mm	3,8	4,0	11,1	63,0	2,1	85,2
CAP 20 REGAP	25mm	3,7	4,0	10,7	63,0	2,2	85,4
CAP 20 REVAP	19mm	4,0	4,0	11,0	64,0	1,3	88,0
CAP 20 REGAP	19mm	3,9	4,0	11,5	66,0	1,3	88,2
CAP 20 REVAP	12,5m m	4,1	4,0	11,7	67,0	2,2	86,6
CAP 20 REGAP	12,5m m	4,1	4,0	12,2	68,0	2,0	86,3
CAP 20 REVAP	9,5mm	4,7	4,0	13,4	69,0	1,8	87,8
CAP 20 REGAP	9,5mm	4,7	4,0	12,8	68,0	1,9	87,6

Tabela 5.2: Resultados volumétricos das dosagens das misturas asfálticas com o SGC

Nota: RPB – Relação pó-betume efetivo

Observando-se os resultados de VAM e RBV da dosagem Superpave, percebe-se que ambos foram baixos. Tal fato explica as elevadas porcentagens de RPB obtidas, uma vez que por conta do pouco espaço para inserção de ligante, a sua proporção em relação ao pó diminuiu.

ANDERSON e BAHIA (1997) argumentam que o VAM é o parâmetro volumétrico mais difícil de se determinar e o que consome mais tempo para acertar num processo de dosagem volumétrica.

COREE e HISLOP (1999) relatam que diversos pesquisadores vêm tendo problemas em atender aos requisitos mínimos de VAM na dosagem com o SGC; e que pode-se fazer algumas considerações a respeito, tais como: (i) não se tem na literatura estudos descrevendo como os limites mínimos especificados foram estabelecidos; (ii) os requisitos adotados são baseados em dosagens com o compactador Marshall e não com o SGC; (iii) a precisão dos ensaios necessários para a sua determinação é questionável. Concluem que os requisitos mínimos de VAM precisam ser reexaminados para a dosagem com o SGC e também validados em campo.

Analisando-se os dados de programas inter-laboratoriais da AASHTO (disponível em:
<www.amrl.net>, acesso em: outubro 2008), envolvendo 980 laboratórios, verificou-se que a determinação da densidade específica aparente de agregados graúdos e miúdos têm um desvio-padrão de 0,023 e 0,031 em média, respectivamente. Ou seja, o desvio-padrão do ensaio feito nos agregados miúdos é quase 50% superior ao do ensaio nos agregados graúdos. Alguns órgãos encontram dificuldades em medir a densidade específica aparente de agregados miúdos, fato que leva muitas vezes à utilização da massa específica real desta fração no cálculo da densidade específica aparente média da mistura de agregados, fato que afeta o VAM.

Assim, a título de exemplo com os dados de uma das misturas desta dissertação, utilizou-se a massa específica real da fração miúda nos cálculos para determinação do VAM da mistura Superpave com o ligante da REVAP e granulometria de TMN = 19mm. A massa específica média da mistura de agregados passou de 2,673 para 2,722, resultando nos seguintes impactos nas propriedades volumétricas da mistura: o RBV passou de 64% para 69%, o VAM de 11,0% para 12,5% e a RPB de 1,3% para 1,07%. Ou seja, uma pequena variação na densidade específica aparente dos agregados impactou significativamente as propriedades volumétricas da mistura, e esta, que antes não atendia aos requisitos de RBV, VAM e RPB, com a consideração feita passou a atendê-los, com exceção do VAM, que ficou com valor limítrofe.

Dentro deste contexto, aceitou-se os parâmetros volumétricos que em algumas misturas ficaram fora dos limites exigidos pelas especificações de referência, visando o estudo comparativo seguinte.

5.1.1. Espessura da Película de Ligante

Na Tabela 5.3 são apresentadas as espessuras total (μ_T) e efetiva (μ_E) de ligante asfáltico, calculadas no teor de projeto de ligante, para as misturas oriundas do Marshall e do SGC, pelas Equações 27 e 28 apresentadas no capítulo anterior.

euperpare ne teer ae	projete			
Ligante	TMN	Compactador	μ_T , micrometro	μ_{E} , micrometro
CAP 20 REVAP	25mm	Marshall	8,3	6,5
CAP 20 REGAP	25mm	Marshall	8,5	6,7
CAP 20 REVAP	19mm	Marshall	9,1	7,4
CAP 20 REGAP	19mm	Marshall	8,6	7,1
CAP 20 REVAP	12,5mm	Marshall	7,7	6,3
CAP 20 REGAP	12,5mm	Marshall	7,5	6,5
CAP 20 REVAP	9,5mm	Marshall	6,5	5,5
CAP 20 REGAP	9,5mm	Marshall	6,1	4,8
CAP 20 REVAP	25mm	Superpave	7,5	5,7
CAP 20 REGAP	25mm	Superpave	7,2	5,4
CAP 20 REVAP	19mm	Superpave	7,4	5,7
CAP 20 REGAP	19mm	Superpave	7,2	5,7
CAP 20 REVAP	12,5mm	Superpave	6,8	5,4
CAP 20 REGAP	12,5mm	Superpave	6,8	5,8
CAP 20 REVAP	9,5mm	Superpave	6,2	5,1
CAP 20 REGAP	9,5mm	Superpave	6,2	4,9

Tabela 5.3: Espessuras da película de ligante das misturas asfálticas Marshall e Superpave no teor de projeto

Analisando-se os dados da Tabela 5.3, vê-se que a espessura da película de ligante foi superior nas misturas Marshall, tanto para o CAP 20 REVAP quanto para o CAP 20 REGAP. Tal fato era esperado, em função do teor de ligante das misturas Superpave ser sempre inferior ao das Marshall. A espessura total variou de 6,1 a 9,1 μ m nas misturas Marshall, e de 6,2 a 7,5 μ m nas misturas Superpave.

Desde o início dos anos 50, engenheiros norte-americanos acreditam que a espessura total da película é importante para o desempenho das misturas. Nesta época, definiram a faixa ideal desta película. Segundo eles, abaixo de 6µm as misturas poderiam ter problemas de durabilidade, em função do envelhecimento acelerado do

asfalto e da menor resistência à fadiga; enquanto que valores acima de 8µm tornariam as misturas susceptíveis à deformação permanente (CHRISTENSEN e BONAQUIST, 2006).

Mais tarde, KANDHAL e CHAKRABORTY (1996) apontaram que a faixa ideal seria entre 9µm e 10µm. No entanto, ainda hoje há divergências quanto ao valor ideal desta espessura, fato que explica a inexistência deste parâmetro em especificações de misturas asfálticas na maioria dos países. Na França utiliza-se um critério parecido (com a mesma função) que é o módulo de riqueza (k), que tem valor mínimo especificado (MAGALHÃES, 2004).

No entanto, vale lembrar que a "espessura de ligante" deve ser tratada mais como um indicador do que como um índice físico real, já que tecnicamente o asfalto na mistura não tem uma fase contínua, se comportando como um compósito particulado (CHRISTENSEN e BONAQUIST, 2006). Ainda assim, tendo-se em vista que as bibliografias de referência citam a sua relação com o desempenho, é importante conhecer o seu comportamento em relação às variáveis volumétricas utilizadas pelos métodos de dosagem.

Nas Figuras 5.1, 5.2 e 5.3 a espessura total é comparada com a superfície específica dos agregados, com o VAM e com a RBV das misturas Marshall e Superpave.

Observando-se a Figura 5.1, como esperado vê-se que, em geral, quanto maior a superfície específica dos agregados menor a espessura total do ligante, estando estes parâmetros bem associados, principalmente nas moldagens com o SGC. Na Figura 5.2, percebe-se que o VAM tem boa correlação com a espessura total, porém apenas nas misturas Superpave, onde o aumento do VAM reduziu a película; nas misturas Marshall não foi verificado este comportamento, obtendo-se resultados bem dispersos. A Figura 5.3 mostra que a película total das misturas Superpave tem boa correlação com a RBV, apesar de ter R² inferior ao encontrado para as correlações com o VAM. No caso das misturas Marshall, a RBV também não mostrou correlação.



Figura 5.1: Espessura total de ligante em função da superfície específica dos agregados

De forma geral, diante dos resultados apresentados, pode-se dizer que as misturas oriundas do SGC seguem de maneira mais sistemática as correlações com a espessura da película do que as Marshall



Figura 5.2: Espessura total de ligante em função do VAM das misturas asfálticas



Figura 5.3: Espessura total de ligante em função da RBV das misturas asfálticas

5.1.2. Comparação do Teor de Projeto: Marshall x Superpave

A princípio, não se pode comparar diretamente o teor de projeto de uma dosagem Marshall com uma Superpave. O que define o teor "ótimo" em cada uma delas é a respectiva energia de compactação: para um determinado teor encontrado na dosagem Marshall, certamente haverá uma energia equivalente do SGC onde o mesmo teor será encontrado.

No caso deste estudo, conforme já mencionado, foram utilizados 75 golpes por face no compactador Marshall e N_{des} de 100 giros no SGC.

Porém, a título ilustrativo, nas Figuras 5.4 e 5.5 são apresentados os teores de projeto das dosagens Marshall e Superpave nas diferentes granulometrias, para os CAPs 20 da REVAP e REGAP, respectivamente.



Figura 5.4: Comparação do teor de projeto das dosagens Marshall e Superpave com CAP 20 REVAP



Figura 5.5: Comparação do teor de projeto das dosagens Marshall e Superpave com CAP 20 REGAP

Analisando-se as Figuras 5.4 e 5.5, pode-se dizer que o teor de ligante foi sempre maior nas dosagens Marshall, a exceção da mistura com granulometria de TMN = 9,5mm com ligante da REGAP, onde o teor Superpave foi levemente superior ao Marshall. Na granulometria de TMN = 19mm a diferença de teor foi a maior, para

ambos asfaltos, sendo 0,9% e 0,8% para os CAPs da REVAP e REGAP, respectivamente.

Quando se compara os teores de projeto dos dois ligantes obtidos na mesma granulometria, percebe-se que na metodologia com o compactador Marshall as variações foram maiores do que na metodologia com o SGC, seja, a compactação Marshall foi mais sensível à variação do ligante.

Buscou-se nos dados gerados durante a dosagem Superpave determinar uma energia equivalente no SGC (número de giros $- N_{eq}$), onde o teor de ligante de projeto (4,0% de vazios) fosse o mesmo encontrado com o compactador Marshall.

Desta forma, os passos para encontrar o N_{eq} foram os seguintes:

- a. Com as curvas de densificação (N x %G_{mm}) dos CPs Superpave, pôde-se obter, em cada teor de ligante, para diferentes giros, a porcentagem de vazios;
- b. Foram selecionados 3 números de giros de referência (por exemplo 40, 50 e 60 giros), onde para cada teor de ligante, nestes giros, obteve-se a porcentagem de vazios equivalente;
- c. Com as porcentagens de vazios equivalentes, foram plotadas 3 curvas de teor de ligante por vazios: uma curva para cada giro de referência;
- d. Com estas 3 curvas, e tendo-se o teor de projeto oriundo da dosagem Marshall, pôde-se determinar a porcentagem de vazios neste teor, em cada giro de referência;
- e. A partir da etapa (d) obteve-se uma outra curva: giro de referência versus vazios no teor ótimo Marshall;
- f. A partir desta última curva, determinou-se o giro de referência equivalente à 4,0% de vazios, seja, com quantos giros, no teor de projeto Marshall, o SGC atingiria a mesma porcentagem de vazios.

A título de exemplo, nas Figuras 5.6 e 5.7 são apresentados os gráficos mostrando a obtenção do N_{eq} para a mistura Marshall com granulometria de TMN = 12,5mm e CAP 20 da REGAP, a partir dos passos citados.



Figura 5.6: Variação dos vazios com o teor de ligante, em diferentes giros de referência – mistura com granulometria de TMN = 12,5mm e CAP 20 REGAP



Figura 5.7: Variação da porcentagem de vazios com os giros de referência, no teor de ligante ótimo Marshall – mistura com granulometria de TMN = 12,5mm e CAP 20 REGAP

Na Figura 5.6 traçou-se uma linha vertical no teor de projeto de ligante, e a partir das interseções desta linha com as curvas de porcentagem de vazios versus teor de ligante foram definidos os pontos A, B e C. Com esses pontos construiu-se uma curva de porcentagem de vazios versus número de giros de referência no teor ótimo (Figura 5.7), a partir da qual obteve-se o N_{eq} .

Na Tabela 5.4 estão apresentados os N_{eq} obtidos para todas as misturas com a mesma sistemática. Os dados desta tabela são comparados na Figura 5.8.

Ligante	TMN	Teor de projeto Marshall, %	Teor de projeto Superpave, %	N _{eq}
CAP 20 REVAP	25mm	4,2	3,8	76
CAP 20 REGAP	25mm	4,3	3,7	65
CAP 20 REVAP	19mm	4,9	4,0	47
CAP 20 REGAP	19mm	4,7	3,9	46
CAP 20 REVAP	12,5mm	4,6	4,1	50
CAP 20 REGAP	12,5mm	4,5	4,1	62
CAP 20 REVAP	9,5mm	4,9	4,7	95
CAP 20 REGAP	9,5mm	4,6	4,7	110

Tabela 5.4: Número de giros equivalente (N_{eq}) do compactador giratório, para obter mesmo teor de ligante ótimo Marshall (75 golpes por face)



Figura 5.8: Comparação dos Neg das misturas Marshall

Avaliando-se a Tabela 5.4 com o auxílio da Figura 5.8, vê-se que os N_{eq} variaram significativamente de uma granulometria para outra, e na mesma granulometria, nota-se diferenças do giro equivalente entre as misturas com os dois ligantes, contudo estas são bem menores do que as observadas entre as granulometrias. Seja: não há uma relação fixa entre a energia de compactação do Marshall e do SGC, sendo a mesma dependente principalmente do esqueleto pétreo, mas também do tipo de ligante asfáltico.

Buscou-se a comparação dos N_{eq} com algumas características das misturas: VAM, RBV, TMN e teor de projeto, verificando-se que não foi possível obter correlação aceitável. Por outro lado, o N_{eq} mostrou correlações fortes com as espessuras das películas de ligante total e efetiva, conforme mostrado na Figura 5.9 que apresenta as curvas de N_{eq} versus espessura de película. Observa-se que a espessura efetiva tem correlação com $R^2 = 0.85$ e a total com $R^2 = 0.71$.

Observando-se a Tabela 2.2, onde mostra-se o N_{des} utilizado em função do nível de tráfego nas dosagens com o SGC, verifica-se que para tráfego muito leve o N_{des} é de 50 giros. Para tráfego médio o N_{des} é de 75 giros. Quando se analisa os resultados da Tabela 5.4, das 8 misturas Marshall (75 golpes por face) estudadas nesta pesquisa, 3 delas tiveram N_{eq} igual ou inferior à 50 giros, ou seja, no SGC seriam misturas projetadas para tráfego muito leve; 2 tiveram N_{eq} entre 50 e 75 giros – tráfego de leve





Figura 5.9: Correlações do giro equivalente com as espessuras efetiva e total da película de ligante asfáltico

5.2. Análise das Curvas Granulométricas Segundo o Método de Bailey

Todas as curvas granulométricas utilizadas nesta pesquisa foram analisadas segundo o Método de Bailey, descrito no Capítulo 2. Antes de calcular os parâmetros de proporção das curvas (proporções AG, GAF e FAF) foi necessário definir o comportamento de cada granulometria: se o mesmo é graúdo ou fino.

A análise para definição de comportamento do esqueleto pétreo pode ser realizada de diferentes maneiras. Neste trabalho, seguiu-se o procedimento descrito por VAVRIK *et al.* (2002). O método baseia-se no princípio de que se a porcentagem de vazios dos agregados graúdos soltos no estado seco (VAG_{ss}), determinada segundo AASTHO T 19-04, for maior do que a porcentagem de vazios dos agregados graúdos na mistura asfáltica (VAG_{mc}), significa que os agregados finos não estão afastando a fração graúda na mistura, indicando que o esqueleto pétreo está sendo formado pela fração graúda. Caso contrário, se a VAG_{mc} for maior do que a VAG_{ss}, então o volume da fração fina da mistura é maior do que o volume de vazios disponível na fração graúda, fazendo com que os agregados graúdos se afastem, tendo a mistura um comportamento fino. O cálculo da VAG_{mc} foi realizado segundo equação que segue (Cunha, 2004):

$$VAG_{mc} = 100 - \left(\frac{G_{mb}}{G_{ca}} \times P_{ca}\right)$$
(42)

Onde:

G_{mb} = densidade específica aparente da mistura asfáltica;

G_{ca} = densidade específica aparente dos agregados graúdos;

P_{ca} = porcentagem de agregados graúdos na mistura asfáltica.

Observando-se a equação da VAG_{mc} , percebe-se que a densidade específica aparente da mistura asfáltica é utilizada no seu cálculo, ou seja, teve-se que verificar o comportamento das misturas não apenas em função da granulometria, mas também considerando-se a compactação do material (Marshall e SGC).

Na Tabela 5.5 são apresentados os resultados das análises para definição do comportamento das misturas asfálticas deste estudo.

Ligante	TMN, mm	Compactação	VAG _{ss}	VAG _{ms}	Comportamento	
CAP 20 REGAP	25	Marshall	44,6	44,0	Graúdo	
CAP 20 REGAP	25	Superpave	44,6	43,0	Graúdo	
CAP 20 REVAP	25	Marshall	44,6	43,8	Graúdo	
CAP 20 REVAP	25	Superpave	44,6	43,2	Graúdo	
CAP 20 REGAP	19	Marshall	48,1	63,7	Fino	
CAP 20 REGAP	19	Superpave	48,1	63,0	Fino	
CAP 20 REVAP	19	Marshall	48,1	63,9	Fino	
CAP 20 REVAP	19	Superpave	48,1	63,0	Fino	
CAP 20 REGAP	12,5	Marshall	45,2	42,0	Graúdo	
CAP 20 REGAP	12,5	Superpave	45,2	41,3	Graúdo	
CAP 20 REVAP	12,5	Marshall	45,2	41,8	Graúdo	
CAP 20 REVAP	12,5	Superpave	45,2	41,0	Graúdo	
CAP 20 REGAP	9,5	Marshall	46,7	56,4	Fino	
CAP 20 REGAP	9,5	Superpave	46,7	56,4	Fino	
CAP 20 REVAP	9,5	Marshall	46,7	56,9	Fino	
CAP 20 REVAP	9,5	Superpave	46,7	56,6	Fino	

Tabela 5.5: Resultados das análises para definição do comportamento das misturas asfálticas deste estudo

De acordo com os resultados da Tabela 5.5, pode-se dizer que a energia de compactação não afetou o comportamento do esqueleto pétreo das misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa, tendo as curvas de TMN de 25mm e 12,5mm comportamento graúdo, enquanto que as curvas de 19mm e 9,5mm tiveram comportamento fino. De acordo com estes resultados, verificou-se que a classificação por granulometria, segundo AASHTO M 323-04, forneceu as mesmas respostas da metodologia utilizada no Método de Bailey.

Assim sendo, pôde-se calcular os parâmetros do Método de Bailey para as curvas granulométricas, lembrando-se que no caso das misturas de comportamento fino

determinou-se os "Novos Parâmetros", segundo os conceitos apresentados no Capítulo 2. De qualquer forma, mesmo para as granulometrias de comportamento fino, calculou-se os parâmetros do Método de Bailey para graduações graúdas, uma vez que esses valores podem afetar o comportamento fino, principalmente a Proporção AG (GIERHART, 2007). Na Tabela 5.6 são apresentados os parâmetros do Método de Bailey das 4 curvas granulométricas utilizadas neste trabalho.

TMN, mm	Comportamento	Proporções			Novas proporções (misturas finas)		
		AG	GAF	FAF	AG	GAF	FAF
25	Graúdo	0,94	0,47	0,65	-	-	-
19	Fino	0,68	0,53	0,48	0,23	0,48	0,27
12,5	Graúdo	0,80	0,50	0,50	-	-	-
9,5	Fino	0,87	0,56	0,40	0,17	0,40	-

Tabela 5.6: Parâmetros do Método de Bailey das misturas asfálticas deste estudo

Tendo-se em vista que as 4 curvas granulométricas são de tamanhos máximos nominais diferentes, os índices apresentados na Tabela 5.6 precisam ser analisados individualmente.

No caso da granulometria de TMN = 25mm, vê-se que a Proporção AG está acima do limite superior de 0,85. Tal fato indica que a mistura está com elevada quantidade de interceptores, fazendo com que as partículas da fração graúda dos agregados graúdos fiquem relativamente afastadas, diminuindo o intertravamento desta fração. Esta condição tende a aumentar o VAM da mistura.

Ressalta-se que os interceptores são as partículas da fração graúda que passam na peneira média (PM) e ficam retidas na peneira de controle primário (PCP). Tais partículas não são grandes o suficiente para disponibilizar vazios à fração fina, nem pequenas a ponto de preencherem os vazios da fração gráuda.

Quando a quantidade de interceptores aumenta fazendo com que a Proporção AG fique com valores acima de 1,0, os interceptores passam a dominar a formação do esqueleto pétreo graúdo. Embora nesta condição a mistura não tenha problemas de segregação, este desbalanceamento leva à dificuldades de compactação, com tendência de ondulação da massa asfáltica durante a passagem do rolo. Geralmente

estes valores elevados da Proporção AG são obtidos em curvas granulométricas de formato "S" no gráfico de potência 0,45 (VAVRIK *et al.*, 2002).

A Proporção GAF da curva de TMN = 25mm está dentro da faixa recomendada, no entanto a Proporção FAF está com valor bastante elevado, o que explica o VAM baixo obtido para as misturas dosadas com esta granulometria.

Com relação à granulometria de TMN = 19mm, de comportamento fino, apesar da Nova Proporção GAF estar dentro do limite e a Nova Proporção FAF estar baixa, o que elevaria o VAM, a Nova Proporção AG está muito abaixo do limite inferior, fato que leva à redução do VAM. Com relação à Proporção AG antiga, está dentro do limite, o que indica que a mistura não deve ter problemas de segregação. Chama-se a atenção para a VAG_{mc} das misturas com esta granulometria, que está muito elevada, indicando um total afastamento dos agregados graúdos.

A granulometria de TMN = 12,5mm, de comportamento graúdo, por ter o formato "S", apresentou a Proporção AG acima do limite superior de 0,65. Contudo, as Proporções GAF e FAF estão com valores no limite superior, o que justifica o VAM reduzido das misturas desta pesquisa com esta composição pétrea.

Na granulometria de TMN = 9,5mm, de comportamento fino, a Nova Proporção AG está muito baixa, explicando novamente os valores reduzidos de VAM.

De maneira geral, nenhuma das curvas granulométricas utilizadas nesta pesquisa atendeu integralmente às faixas recomendadas pelo Método de Bailey. Deve-se lembrar que a metodologia, a fim de simplificar a análise, considera no cálculo das proporções apenas a distribuição granulométrica, quando na verdade outras propriedades também influenciam o intertravamento do esqueleto pétreo, tais como a resistência mecânica, a forma e a textura dos agregados (GIERHART, 2007).

Assim sendo, os valores obtidos na análise destas curvas servirão de referência para a composição de outras granulometrias com os mesmos agregados. Em outras palavras, o uso do Método de Bailey na dosagem de misturas asfálticas será mais preciso e eficiente no caso de se ter experiência prévia (sob o ponto de vista da técnica de Bailey) com os agregados em uso.

A título de exemplo do que foi dito anteriormente, vale apresentar um caso ocorrido em estudo de dosagem de mistura asfáltica realizado pelo autor deste trabalho (Relatório Interno Cenpes – CT LPE 002/08, 2008). Foram dosadas com o SGC duas misturas asfálticas com agregados de origem basáltica, ambos da mesma jazida.

Contudo, a jazida era explorada por duas empresas, onde cada uma tinha o seu processo de britagem, sendo que uma delas utilizava britador do tipo Tornado, e outra utilizava um sistema de mandíbulas. Foram determinados os índices de partículas chatas e alongadas dos agregados, onde na relação 1:3 o material oriundo do Tornado, mais cúbico, apresentou um índice de 10%; enquanto que os outros agregados tiveram 20% de partículas chatas e alongadas na mesma relação.

Apesar dos processos de britagem serem diferentes, pôde-se compor curvas granulométricas de TMN = 19mm similares para as duas misturas. Ambas foram classificadas como graúdas, atendendo às faixas recomendadas pelo Método de Bailey, com valores obviamente similares.

A partir destas curvas foram feitas as dosagens, com N_{des} = 100 giros, onde a mistura composta pelos agregados mais cúbicos atendeu perfeitamente aos requisitos volumétricos especificados pela AASHTO M 323-04. Por outro lado, a outra mistura com agregados mais lamelares ficou com o VAM muito elevado, requerendo alta quantidade de ligante asfáltico para a obtenção da porcentagem de vazios de projeto, fato que levou a uma mistura inadequada.

Conclui-se que duas granulometrias iguais quanto às proporções nominais por peneira, com agregados de mesma origem, porém com variação no índice de forma do material pétreo, levaram à obtenção de misturas completamente diferentes, sob o ponto de vista volumétrico.

5.3. Índices de Compactação Giratória

Conforme descrito no Capítulo 3, os parâmetros de compactação giratória foram calculados para todos os CPs oriundos do SGC durante os procedimentos de dosagem, obtendo-se desta forma, para cada mistura betuminosa, curvas com a variação dos índices CDI, TDI_m e PTA em função do teor de ligante. Assim, pôde-se obter os respectivos valores nos teores de ligante de projeto das misturas Marshall e Superpave. Na Tabela 5.7 os índices calculados são apresentados.

Ligante	TMN	Teor de Ligante, %	CDI	TDI _m	PTA, N
CAP 20 REVAP	25mm	3,5	162	95	94
		4,0	99	180	94
		4,5	43	281	91
CAP 20 REGAP	25mm	3,5	139	118	>100
		4,0	81	203	95
		4,5	46	279	93
CAP 20 REVAP	19mm	4,2	34	200	72
		4,7	18	273	73
		5,2	2	418	63
CAP 20 REGAP	19mm	4,2	27	206	74
		4,7	7	354	71
		5,2	1	461	61

Tabela 5.7: Índices de compactação giratória dos CPs utilizados na dosagem com o SGC das misturas desta pesquisa

CAP 20 REVAP	12,5mm	4,0	97	138	87
		4,5	21	312	79
CAP 20 REGAP CAP 20 REVAP	12,5mm 9,5mm	5,0	8	422	75
		4,0	93	145	86
		4,5	42	267	83
		5,0	15	396	78
		4,5	52	152	76
		5,0	33	212	76
		5,5	1	473	63
CAP 20 REGAP	9,5mm	4,5	72	132	76
		5,0	19	278	74
		5,5	4	396	62

Ressalta-se que os valores da Tabela 5.7, para cada teor de ligante, são as médias dos resultados obtidos em todos os CPs moldados na quantidade referida de ligante. Para melhor interpretação desta tabela, os resultados de CDI e TDI_m foram colocados na forma de gráfico, plotando-se a variação dos índices de compactação versus teor de ligante – Figuras 5.10 a 5.13.

Observando-se as Figuras 5.10 e 5.11, vê-se que o comportamento do CDI está muito associado ao teor de ligante, independentemente da granulometria, e o aumento da quantidade de asfalto reduziu o CDI. As misturas com CAP 20 REGAP e CAP 20 REVAP tiveram comportamento semelhante.



Figura 5.10: Variação do CDI com o teor de ligante para as misturas com CAP 20 REVAP



Figura 5.11: Variação do CDI com o teor de ligante para as misturas com CAP 20 REGAP

Por outro lado, a curva do CDI da granulometria de TMN = 19mm, em qualquer teor de ligante, foi inferior às curvas das outras granulometrias. O que pode explicar esta tendência é o seu comportamento no Método de Bailey, onde foi verificado que esta curva granulométrica possui o menor intertravamento do esqueleto pétreo graúdo entre as estudadas.



Figura 5.12: Variação do TDI_{m} com o teor de ligante para as misturas com CAP 20 REVAP



Figura 5.13: Variação do TDI_m com o teor de ligante para as misturas com CAP 20 REGAP

Quanto ao TDI_{m} , ao contrário do CDI, o seu valor para todas as misturas aumentou com o teor de ligante. O que explica este comportamento é que, tendo-se em vista que o mesmo é determinado a partir do giro onde a %G_{mm} é 92%, em misturas com maiores teores de ligante esta %G_{mm} é rapidamente alcançada (misturas com baixo CDI), fazendo com que o material receba mais giros a partir desta densidade até alcançar N=100 giros. Analisando-se as Figuras 5.12 e 5.13, percebe-se que as

curvas de TDI_{m} das misturas de comportamento fino (19mm e 12,5mm) estão abaixo das curvas das misturas de comportamento graúdo.

Na Figura 5.14 apresenta-se o gráfico com a variação do PTA versus teor de ligante. Analisando-se o comportamento do PTA, vê-se que este também foi sensível à quantidade de asfalto. Ainda, da mesma forma que o CDI, o PTA das misturas de TMN= 19mm foi inferior à todos os outros, o mesmo ocorrendo com as misturas de TMN = 9,5mm, porém de maneira menos acentuada.



Figura 5.14: Variação do PTA versus teor de ligante para as misturas com CAP 20 REVAP e CAP 20 REGAP

Diante dos resultados mostrados nos gráficos das Figuras 5.10 a 5.14, foram determinados os valores dos índices de compactação nos teores de projeto Marshall e Superpave, apresentados na Tabela 5.8.

Nas Figuras 5.15 e 5.16, o CDI nos teores de projeto Marshall e Superpave das misturas com CAP 20 REVAP e CAP 20 REGAP são comparados. Verifica-se que o CDI das misturas Superpave foi sempre maior, com exceção da mistura de TMN = 9,5mm com CAP 20 REGAP. Tal fato era esperado, uma vez que na maior parte dos casos o teor de projeto Superpave foi inferior ao Marshall. Pode-se dizer, então, que misturas dosadas com o SGC e N_{des} = 100 giros têm trabalhabilidade menor do que aquelas oriundas do Marshall 75 golpes.
Tabela 5.8: Índices de compactação giratória nos teores de projeto Marshall e Superpave

Ligante	TMN	Projeto	CDI	TDI _m	PTA, N
	05	Marshall	76	225	92
CAF 20 REVAF	25000	Superpave	123	150	94
	25mm	Marshall	60	250	94
CAP 20 REGAP	25000	Superpave	114	150	97
	10mm	Marshall	11	340	70
CAF 20 REVAF	19mm	Superpave	40	140	68
CAP 20 REGAP	19mm	Marshall	8	340	71
		Superpave	32	140	73
CAP 20 REVAP	12,5mm	Marshall	32	275	79
		Superpave	78	175	85
CAP 20 REGAP	12,5mm	Marshall	42	267	82
		Superpave	80	170	86
CAP 20 REVAP	0.5	Marshall	33	250	76
	9,511111	Superpave	45	165	76
CAP 20 REGAP	0.5mm	Marshall	60	165	76
	9,5mm	Superpave	50	190	77

Outro ponto que vale ressaltar, refere-se à variação do CDI nas diferentes granulometrias, tendo-se obtido variações entre 8 e 76 nas misturas Marshall, e entre 32 e 123 nas Superpave. Este parâmetro foi bastante sensível às variações granulométricas, chamando-se a atenção para as misturas de TMN = 19mm, que apresentaram os menores CDI's do grupo analisado.

Nas Figuras 5.17 e 5.18 são comparados os valores de TDI_m . Nos teores de projeto das misturas Superpave este parâmetro foi pouco sensível às variações do esqueleto pétreo. Nos teores Marshall o TDI_m foi mais sensível, sendo que as misturas com TMN

= 19mm foram as que apresentaram o maior valor deste parâmetro, ao contrário do ocorrido no CDI, onde as mesmas apresentaram o valor mínimo.



Figura 5.15: Valores do CDI das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REVAP

Nas Figuras 5.19 e 5.20 os resultados de PTA nos teores de projeto Marshall e Superpave são comparados. Apesar das misturas Superpave, com menor quantidade de ligante, em geral terem o PTA maior, essa diferença foi pequena em todas as misturas. Verifica-se que o PTA da granulometria de TMN = 19mm foi o menor em todos os casos. Esta granulometria foi a que necessitou menor número de giros para alcançar o PTA. A granulometria de TMN = 9,5mm, de comportamento fino, apresentou PTA um pouco maior do que a curva de 19mm, contudo seu valor também foi inferior ao das granulometrias de comportamento graúdo. Na Figura 5.21 é mostrada a comparação do CDI versus PTA para as misturas Marshall e Superpave.



Figura 5.16: Valores do CDI das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REGAP



Figura 5.17: Valores do $\mathsf{TDI}_{\mathsf{m}}$ das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REVAP



Figura 5.18: Valores do $\mathsf{TDI}_{\mathsf{m}}$ das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REGAP



Figura 5.19: Valores do PTA das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REVAP



Figura 5.20: Valores do PTA das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall e Superpave – CAP 20 REGAP



Figura 5.21: Valores do PTA das misturas asfálticas, nos teores de projeto Marshall e Superpave, comparados com o CDI

Observando-se a Figura 5.21, percebe-se que os índices CDI e PTA têm boas correlações, com R^2 de 0,93 e 0,69 para as misturas Superpave e Marshall, respectivamente. Pode-se dizer que estes índices são coerentes com aquilo que se propõem a medir: o travamento do esqueleto pétreo durante a compactação. O TDI_m, por sua vez, não apresentou correlação aceitável com estes índices.

Os resultados de TDI, obtidos a partir de CPs compactados no teor de projeto Marshall e com CAP 20 REVAP, estão na Tabela 5.9. Não foi possível, lamentavelmente, determinar o TDI nas misturas com CAP 20 REGAP, nem no teor de projeto Superpave em função da quantidade insuficiente de ligante asfáltico para estas análises.

Liganto	TMAN	Drojoto	TDI		
Ligante		Fiojeto	CP 1	CP 2	Média
CAP 20 REVAP	25mm	Marshall	221	266	295
CAP 20 REVAP	19mm	Marshall	268	281	168
CAP 20 REVAP	12,5mm	Marshall	173	164	274
CAP 20 REVAP	9,5mm	Marshall	273	317	243

 Tabela 5.9: Índice de compactação giratória TDI das misturas com CAP 20 REVAP e

 teor de projeto Marshall

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 5.9, da mesma forma que os índices CDI e PTA, o TDI foi bastante sensível às variações do esqueleto pétreo, com valores médios entre 168 e 295. Na Figura 5.22 os valores de TDI são comparados com os de CDI, onde percebe-se uma tendência de correlação entre estes parâmetros ($R^2 = 0.90$), embora o número de pontos seja pequeno. Quanto maior foi o CDI, maior foi o TDI.

Na Figura 5.23 está sendo apresentada uma comparação entre o CDI e a porcentagem de vazios dos agregados graúdos na mistura asfáltica compactada (VAG_{mc}), onde nota-se que o aumento da VAG_{mc} reduz o CDI. A mesma tendência existe quando se compara a VAG_{mc} com os índices PTA e TDI.

Em outras palavras, comprova-se que tanto o CDI quanto a VAG_{mc} são muito sensíveis ao intertravamento dos agregados graúdos (Método de Bailey), indicando o seu potencial para a obtenção de parâmetros dos agregados e granulometria montada com estes, e podem estar relacionados com a estabilidade das misturas asfálticas. Por outro lado, o TDI_m não respondeu bem às variações do VAG_{mc}.



Figura 5.22: Comparação do TDI com o CDI das misturas asfálticas no teor de projeto Marshall - CAP 20 REVAP



Figura 5.23: Comparação do CDI das misturas asfálticas, nos teores de projeto Marshall e Superpave, com o VAG_{mc}

5.4. Ensaios Mecânicos

Todos os resultados dos ensaios mecânicos que serão apresentados a seguir foram feitos nas misturas asfálticas preparadas no teor de projeto Marshall.

5.4.1. Ensaios de Deformação Permanente no Simulador Francês

Na Tabela 5.10 são apresentados os resultados dos ensaios realizados no simulador francês da USP. Conforme já mencionado no Capítulo 3, foram ensaiadas duas placas por mistura asfáltica, sendo que os valores analisados aqui são as médias dos resultados obtidos em cada placa.

Tabela 5.10: Resultados dos ensaios de deformação permanente no simulad	or francês
– misturas com teor de projeto Marshall	

Liganto	TMN	Afundamento, %			
Ligante	TIVIN	1.000 ciclos	10.000 ciclos	30.000 ciclos	
CAP 20 REVAP	25mm	2,07	5,06	7,75	
CAP 20 REGAP	25mm	3,44	6,37	8,55	
CAP 20 REVAP	19mm	4,88	14,9	25,4	
CAP 20 REGAP	19mm	4,41	15,1	27,17	
CAP 20 REVAP	12,5mm	2,28	5,88	7,44	
CAP 20 REGAP	12,5mm	3,3	6,83	9,66	
CAP 20 REVAP	9,5mm	2,36	6,26	9,96	
CAP 20 REGAP	9,5mm	2,81	7,54	12,09	

Na Figura 5.24, os resultados do afundamento de trilha de roda com 30.000 ciclos são comparados. Percebe-se que a deformação permanente variou em função da granulometria dos agregados, sendo que as misturas de comportamento graúdo tiveram melhor comportamento do que as finas. Com relação à granulometria de TMN = 19mm, que teve baixos índices CDI, TDI e PTA, e também o pior intertravamento do esqueleto pétreo, foi a que apresentou os piores resultados neste ensaio de deformação permanente.

De acordo com o relatório técnico LTP-PTR-EPUSP 186 (BERNUCCI e MOURA, 2005), as diretrizes francesas têm limitado o valor obtido no simulador de tráfego em

10% para camadas de concreto asfáltico utilizadas como revestimento, com espessuras entre 6cm e 8cm. Há ainda outras diretrizes européias do Grupo COST 333, que limitam as deformações permanentes em 5% no caso de misturas asfálticas densas, utilizadas como revestimento em rodovias de tráfego pesado, onde circulam pelo menos 2.000 veículos comerciais diariamente, com eixo traseiro carregado com no mínimo 5 toneladas.

Assim, nenhuma das misturas estudadas atendeu ao limite máximo europeu de 5%; enquanto que o limite francês de 10% não foi atendido pelas misturas de TMN = 19mm e pela mistura de TMN = 9,5mm com CAP 20 REVAP.



Figura 5.24: Resultados do afundamento de trilha de roda com 30.000 ciclos no simulador francês das misturas deste estudo

Observando-se a Figura 5.24, verifica-se que o ligante asfáltico também influenciou os resultados de deformação permanente. Apesar de ser pequena a variação, em todas as granulometrias as misturas com CAP 20 REVAP tiveram desempenho levemente superior ao das misturas preparadas com o ligante da REGAP.

Tal comportamento pode ser explicado pela diferente rigidez destes ligantes em temperaturas elevadas. O produto da REVAP a 64°C tem o G*/sen δ da amostra virgem igual a 1,978kPa, enquanto que após o envelhecimento no RTFOT este parâmetro é de 2,937kPa. O asfalto da REGAP teve, respectivamente, valores de 1,144kPa e 2,037kPa, ou seja, rigidez cerca de 35% inferior ao do ligante da REVAP na temperatura de 64°C.

De qualquer forma, fica claro, como muitos autores reforçam, que a deformação permanente das misturas asfálticas estudadas foi muito mais dependente do esqueleto pétreo do que da rigidez dos ligantes asfálticos em alta temperatura.

5.4.2. Ensaios Uniaxiais de Carga Repetida

Os ensaios uniaxiais de carga repetida foram realizados apenas nas misturas com CAP 20 REVAP, pois não houve quantidade suficiente de CAP 20 REGAP para o preparo das amostras para estes ensaios. A descrição dos procedimentos para a confecção dos CPs e realização dos testes está no Capítulo 3.

Os resultados de *Flow Number* (FN) e Taxa de Deformação na Zona Secundária (b) oriundos dos testes uniaxiais estão na Tabela 5.11. Nas Figuras 5.25 e 5.26 os resultados obtidos nas diferentes granulometrias são comparados, respectivamente para FN e b.

		Resultados					
Ligante	TMN	FN, ciclos			b, microstrain/ciclo		
		CP 01	CP 02	Média	CP 01	CP 02	Média
CAP 20 REVAP	25mm	443	620	531	27,8	22,3	25,1
CAP 20 REVAP	19mm	114	110	112	62,8	55,4	59,1
CAP 20 REVAP	12,5mm	304	464	384	33,7	23,3	28,5
CAP 20 REVAP	9,5mm	133	249	191	60,5	46,7	53,6

Tabela 5.11: Resultados dos ensaios uniaxiais de carga repetida a 60°C – misturas com teor de projeto Marshall e CAP 20 REVAP deste estudo

Observando-se a Figura 5.25, percebe-se que os maiores FN são das misturas de comportamento graúdo. A mistura com granulometria de TMN = 19mm apresentou o menor FN. Comparando os resultados de FN com os obtidos no simulador de tráfego da USP, verifica-se que estes ensaios estão apresentando comportamentos similares das misturas na deformação permanente, indicando que os mesmos fornecem resultados coerentes entre si. Na Figura 5.26, as taxas de deformação das misturas

indicam o melhor desempenho das misturas de comportamento graúdo, porém com valores muito próximos para as granulometrias de 25mm e 12,5mm (graúdas) e para as granulometrias de 19mm e 9,5mm (finas).







Figura 5.26: Resultados de b das misturas com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall desta pesquisa

5.4.3. Ensaios Uniaxiais de Módulo Dinâmico

Conforme descrito no Capítulo 3, os ensaios uniaxiais para determinação do módulo dinâmico foram feitos nas mesmas amostras dos ensaios de carga repetida. Na Tabela 5.12 são apresentados os resultados desses ensaios a 25°C; e na Tabela 5.13 os resultados a 60°C, sendo que os valores mostrados são as médias dos resultados obtidos nos dois CPs das respectivas misturas.

Ligante	TMN	Freqüência, Hz	Coeficiente de Poisson	Módulo dinâmico, MPa	Ângulo de fase, graus
		20	0,06	9249	25,74
		10	0,14	8217	28,42
CAP 20	25mm	5	0,16	6984	29,05
REVAP	2011111	1	0,24	3617	30,49
		0,5	0,25	2852	37,58
		0,2	0,29	2056	29,16
		20	0,14	6604	24,57
		10	0,12	6349	32,42
CAP 20	19mm	5	0,11	5812	28,4
REVAP		1	0,2	3384	28,54
		0,5	0,23	2692	34,77
		0,2	0,27	2000	28,8
	12,5m m	20	0,09	9680	25,12
		10	0,11	8135	23,81
CAP 20		5	0,12	7110	27,33
REVAP		1	0,2	4046	27,98
		0,5	0,21	3236	35,99
		0,2	0,24	2335	29,34
		20	0,13	9109	24,45
		10	0,13	7577	25,36
CAP 20	0.5mm	5	0,13	6406	25,67
REVAP	9,01111	1	0,21	3721	26,69
		0,5	0,24	3069	33,97
		0,2	0,27	2299	27,63

Tabela 5.12: Resultados dos ensaios uniaxiais de módulo dinâmico a 25°C – misturas com teor de projeto Marshall e CAP 20 REVAP deste estudo

De acordo com os resultados das Tabelas 5.12 e 5.13, e conforme esperado, os valores de módulo dinâmico, coeficiente de Poisson e ângulo de fase variaram em função da temperatura e freqüência de ensaio. Tomando a mistura de TMN = 12,5mm como exemplo, esta teve a 25°C e 20Hz módulo dinâmico de 9680MPa, enquanto que a 60°C e 0,2Hz o seu módulo foi de 111MPa, representando uma variação de aproximadamente 90 vezes na rigidez do material.

Tabela 5.13: Resultados dos ensaios uniaxiais de módulo dinâmico a 60°C – misturas com teor de projeto Marshall e CAP 20 REVAP deste estudo

Ligante	TMN	Freqüência, Hz	Coeficiente de Poisson	Módulo dinâmico, MPa	Ângulo de fase (φ), graus
		20	0,22	462	34,7
		10	0,22	328	31,04
CAP 20	05	5	0,28	258	27,68
REVAP	25000	1	0,49	169	19,63
		0,5	0,58	149	19,28
		0,2	0,75	128	15,47
		20	0,29	433	33,55
		10	0,32	293	31,12
CAP 20	19mm	5	0,4	223	28,37
REVAP		1	0,65	141	20,9
		0,5	0,79	121	20,92
		0,2	0,98	103	16,54
		20	0,42	456	33,58
		10	0,23	309	31,95
CAP 20	12,5m	5	0,29	235	28,52
REVAP	m	1	0,48	155	19,89
		0,5	0,6	131	19,05
		0,2	0,77	111	15,54
		20	0,21	386	33,57
		10	0,22	275	31,11
CAP 20	9,5m	5	0,26	214	28,16
REVAP	m	1	0,43	133	20,67
		0,5	0,52	114	21,3
		0,2	0,65	99	16,51

Nas Figuras 5.27 e 5.28 são apresentados os gráficos com a variação do módulo dinâmico em função da freqüência nas temperaturas de 25°C e 60°C, respectivamente, para as misturas deste estudo.



Figura 5.27: Valores de módulo dinâmico a 25°C das misturas com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall desta pesquisa

Analisando-se as Figuras 5.27 e 5.28, percebe-se que tanto a 25°C como a 60°C os valores de módulo dinâmico, na mesma temperatura, variaram em média cerca de 4 vezes o seu valor em decorrência da variação de freqüência (de 0,2Hz a 20Hz).

A mistura de TMN = 19mm foi a que apresentou os menores módulos a 25° C, enquanto que as outras misturas tiveram valores mais próximos nesta temperatura. A 60°C foi a mistura de TMN = 9,5mm que teve a menor rigidez.

Para a comparação do comportamento das misturas a 25°C utilizou-se a freqüência de 10Hz, por tratar-se da mesma velocidade de carregamento padronizada no ensaio diametral para determinação do módulo resiliente, o qual é amplamente utilizado no Brasil para a análise da rigidez de misturas asfálticas e dimensionamento empírico-mecanístico de pavimentos (BRITO, 2006). Contudo, a 60°C definiu-se a freqüência de 5Hz para as análises, pois trata-se da mesma velocidade utilizada nos estudos de deformação permanente, em temperaturas elevadas, descritas no *Report* 465 (WITCZAK *et al.,* 2002).



Figura 5.28: Valores de módulo dinâmico a 60°C das misturas com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall

Mesmo esta pesquisa estando focada na avaliação da deformação permanente das misturas asfálticas durante a dosagem, é valido analisar o seu desempenho em temperatura intermediária (25°C), relacionada com a resistência ao trincamento por fadiga. Seguindo recomendações do *Report* 465 (WITCZAK *et al.*, 2002), buscou-se obter a comparação do parâmetro $|E^*| \times \text{sen}\phi$ a 25°C, sabendo-se que menores valores deste, em teoria, estão associados às misturas de melhor comportamento à fadiga (Figura 5.29).

Para a análise da deformação permanente, também seguiu-se as recomendações do *Report* 465 (WITCZAK *et al.*, 2002), porém comparando o parâmetro $|E^*|/\text{sen}\phi a 60^\circ \text{C}$, onde os maiores valores devem estar, em teoria, associados às misturas mais resistentes à deformação permanente (Figura 5.30).

Na Figura 5.29 percebe-se que as misturas tiveram $|E^*| \times \text{sen}\phi \text{ a } 25^\circ\text{C}$ muito próximos, sendo que a de TMN = 25mm foi a que apresentou o maior valor, indicando que esta mistura teria desempenho inferior às outras na fadiga, apesar da diferença ser pequena. Na Figura 5.30, pode-se notar que as misturas de comportamento fino (TMN = 19mm e 9,5mm) foram as que tiveram os menores valores de $|E^*|/\text{sen}\phi|$ a 60°C. Contudo, da mesma forma observada nos resultados da Figura 5.29, as diferenças também foram pequenas.



Figura 5.29: Valores de $|E^*| x \text{ sen} \phi$ a 10Hz e 25°C das misturas com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall por granulometria estudada



Figura 5.30: Valores de $|E^*|$ /sen ϕ a 5Hz e 60°C das misturas com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall por granulometria estudada

Com relação ao coeficiente de Poisson, a 10Hz e 25°C os valores variaram entre 0,11 e 0,14 para as diferentes misturas; sendo que a 5Hz e 60°C os valores ficaram entre 0,22 e 0,40. Observando-se as Tabelas 5.12 e 5.13, num primeiro momento pode-se dizer que o coeficiente de Poisson aumentou com a redução da freqüência de ensaio.

Entretanto, as deformações verticais de ensaio variaram ao longo dos carregamentos, aumentando com a redução da freqüência. Nos ensaios a 25°C os limites

recomendados de deformação vertical (50 a 150 microstrains) foram na maior parte dos ensaios respeitados, e quando excedidos o foram de maneira praticamente desprezível. Por outro lado, os ensaios a 60°C nas freqüências de 1Hz, 0,5Hz e 0,2Hz tiveram estes limites de deformação ultrapassados, fato que pode ter influenciado os resultados nestas freqüências (os resultados nestas freqüências não foram utilizados nas análises de deformação permanente).

O coeficiente de Poisson de materiais granulares é um parâmetro elástico que depende das suas condições de carregamento. Para pequenas deformações os seus valores tendem a ser baixos, aumentando para maiores deformações (LAMBE e WHITMAN, 1979).

Na Figura 5.31 os valores de coeficiente de Poisson são plotados versus a deformação vertical de ensaio, nas temperaturas de 25°C e 60°C.



Figura 5.31: Coeficiente de Poisson versus deformação vertical de ensaio das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall

Observando-se a Figura 5.31, percebe-se uma forte dependência do coeficiente de Poisson da deformação vertical, tanto a 25°C quanto a 60°C, e nesta temperatura, para as mesmas deformações, os valores foram maiores. A 25°C nenhum valor ultrapassou 0,5, enquanto que a 60°C os ensaios com deformações maiores do que 200 microstrains ultrapassaram valor, inclusive alguns chegando esse aproximadamente a 1,0. Esses valores elevados também podem estar associados à alta temperatura, onde a mistura asfáltica tem comportamento mais viscoso, e, levando-se em conta que o coeficiente de Poisson é uma propriedade elástica dos materiais, pode não fazer sentido a sua obtenção a 60°C.

5.5. Comparação dos Resultados dos Ensaios Mecânicos

Nas análises a seguir foram consideradas boas as correlações quando o R² é superior a 0,70 e valores maiores do que 0,90 excelentes (WITCZAK *et al.*, 2002).

Na Figura 5.32 apresenta-se um gráfico dos valores de FN versus taxa de deformação (b). Pode-se verificar que estes dois parâmetros oriundos do ensaio uniaxial de carga repetida têm excelente correlação, com $R^2 = 0.95$. Nas Figuras 5.33 e 5.34 o FN e a taxa de deformação são comparados com a deformação permanente após 30.000 ciclos no simulador francês. No entanto, pode-se dizer que o FN teve melhor correlação com os resultados do simulador francês do que a taxa de deformação, apresentando $R^2 = 0.80$.



Figura 5.32: Comparação dos resultados de FN com a taxa de deformação (b) das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall deste estudo



Figura 5.33: Comparação dos resultados de FN com a deformação permanente após 30.000 ciclos no simulador francês das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall



Figura 5.34: Comparação dos resultados da taxa de deformação (b) com a deformação permanente após 30.000 ciclos no simulador francês das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall

Nas Figuras 5.35 e 5.36 os resultados de $|E^*|$ /sen ϕ são comparados com os valores de FN e deformação permanente no simulador francês.



Figura 5.35: Comparação dos resultados de FN com $|E^*|$ /sen ϕ das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall



Figura 5.36: Comparação dos resultados de deformação permanente após 30.000 ciclos no simulador francês com $|E^*|$ /sen ϕ das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall

Observando-se as Figuras 5.35 e 5.36, percebe-se que o $|E^*|/\text{sen}\phi$ teve boa correlação com os resultados de FN ($R^2 = 0.82$), mas não com a deformação permanente obtida no simulador francês. Pode-se dizer que os parâmetros oriundos dos ensaios uniaxiais FN e $|E^*|/\text{sen}\phi$ tiveram boa correlação entre si, porém quando

comparados com os resultados do simulador francês apenas o FN teve boa correlação.

5.6. Análise Comparativa dos Índices de Compactação Giratória Associados à Previsão da Deformação Permanente

O principal objetivo desta dissertação foi a discussão de parâmetros de previsão do comportamento de uma mistura asfáltica a quente para serem incorporados como critério adicional de dosagem (ou seleção de materiais) aos parâmetros volumétricos, na tentativa de projetar misturas mais adequadas aos altos volumes de tráfego e às grandes pressões de inflação dos pneus praticadas na frota de veículos atuais.

Para encaminhar um fechamento do estudo, mesmo reconhecendo que a quantidade de combinações de materiais, até o momento, foi pequena, pretendeu-se neste item fazer um balanço da sensibilidade entre os índices estudados e o simulador francês, como segue.

Os resultados dos índices CDI, TDI e PTA mostraram que os mesmos têm boa correlação com o intertravamento do esqueleto pétreo e são sensíveis às variações do teor de ligante. Entre os índices estudados, apenas o TDI_m mostrou ineficiência para caracterizar a curva granulométrica dos agregados, fato pelo qual não foi utilizado nas comparações com o desempenho de deformação permanente.

Nas Figuras 5.37 e 5.38 os resultados de CDI e PTA das misturas no teor de projeto Marshall são comparados com a deformação permanente no simulador francês.

Observando-se as Figuras 5.37 e 5.38, percebe-se que o CDI apresentou boa correlação ($R^2 = 0,77$) com a deformação permanente medida no simulador francês. De acordo com a regressão feita, valores de CDI abaixo de 50 estão associados às misturas com deformações permanentes limítrofes ou superiores ao máximo especificado de 10% na França. O PTA também mostrou relação com a previsão da deformação permanente, porém com menor definição.

Na Figura 5.39 o CDI das misturas com CAP 20 REVAP, no teor de projeto Marshall, é comparado com os respectivos resultados de FN. A correlação destes parâmetros foi boa, com R^2 = 0,82, sendo mais forte do que a correlação encontrada com os ensaios do simulador francês.

Vale lembrar que os ensaios de carga repetida para determinação do FN foram feitos em amostras com o mesmo ligante asfáltico, o que favorece a sua correlação com o

CDI, já que na comparação com os resultados do simulador foram utilizadas todas as misturas estudadas, preparadas com dois ligantes asfálticos diferentes: apesar de ambos serem CAP 20, o da REVAP se mostrou mais duro do que o da REGAP nas temperaturas utilizadas nos ensaios de deformação permanente.



Figura 5.37: Comparação dos resultados de CDI com a deformação permanente após 30.000 ciclos no simulador francês das misturas deste estudo no teor de projeto Marshall



Figura 5.38: Comparação dos resultados de PTA com a deformação permanente após 30.000 ciclos no simulador francês das misturas deste estudo no teor de projeto Marshall

Analisando-se a Figura 5.33, verifica-se que o limite de 10% de deformação permanente especificado na França para os ensaios no simulador de tráfego está associado ao valor de FN de aproximadamente 300 ciclos. Na regressão da Figura 5.39, percebe-se que o mesmo FN de 300 ciclos está associado aos valores de CDI da ordem de 50, mostrando a coerência entre os resultados do simulador francês, do FN e do CDI.



Figura 5.39: Comparação dos resultados de CDI com o FN das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall

Nas Figuras 5.40 e 5.41 são mostradas as correlações entre os resultados do simulador francês e FN com os valores de TDI. Neste caso, tendo-se em vista que o TDI foi determinado apenas nas misturas com CAP 20 REVAP, e que as misturas com o CAP 20 REGAP além de ter o mesmo esqueleto pétreo têm teores de projeto Marshall muito próximos das misturas com o produto da REVAP, adotou-se os mesmos valores de TDI para as misturas com os ligantes da REVAP e da REGAP.

Analisando-se a Figura 5.40, verifica-se uma excelente correlação entre o TDI e a deformação permanente obtida no simulador francês, com $R^2 = 0.96$. Na Figura 123 pode-se ver que a correlação do TDI com o FN também foi forte, com $R^2 = 0.89$.

Considerando-se novamente o limite aceitável de 10% nos ensaios com o simulador francês, verifica-se a partir da Figura 122 que esta deformação permanente está associada com valores de TDI em torno de 250. Na Figura 5.41, percebe-se que valores de TDI dessa ordem estão relacionados com FN de 300 ciclos. Ou seja, novamente houve coerência nos resultados do simulador de tráfego e de FN.



Figura 5.40: Comparação dos resultados de TDI com a deformação permanente no simulador francês após 30.000 ciclos das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall (aproximados)



Figura 5.41: Comparação dos resultados de TDI com o FN das misturas deste estudo com CAP 20 REVAP no teor de projeto Marshall

5.7. Análises Adicionais com Outros Materiais

Neste item serão analisados alguns parâmetros estudados nesta pesquisa, porém obtidos a partir de materiais de outros estudos do autor desta dissertação. Entre os dados disponíveis estão CDI, deformação permanente no simulador francês e FN.

O objetivo de se fazer esta análise é verificar se as correlações encontradas anteriormente se aplicam em misturas asfálticas preparadas com outros agregados e ligantes asfálticos. Na Tabela 5.14 estão apresentadas as misturas utilizadas com suas características básicas. Na Tabela 5.15 estão os dados relativos aos ligantes asfálticos dessas misturas e na Tabela 5.16 os resultados da compactação giratória e dos ensaios mecânicos.

Mistura	Ligante	Agregados	TMN	Comportamento
А	Asfalto 1	Pedrasul	12,5mm	Graúdo
В	Asfalto 2	Pedrasul	12,5mm	Graúdo
С	Asfalto 3	Pedrasul	12,5mm	Graúdo
D	Asfalto 4	Pedrasul	12,5mm	Graúdo
E	Asfalto 5	Pedrasul	12,5mm	Graúdo
F	Asfalto 6	Pedrasul	12,5mm	Graúdo
G	Asfalto 7	Sepetiba	19mm (b)	Fino
Н	Asfalto 7	Sepetiba	12,5mm	Graúdo
I	Asfalto 8	Sepetiba	12,5mm	Graúdo
J	Asfalto 9	Sepetiba 2	19mm	Fino
L	Asfalto 10	Sepetiba 2	19mm	Fino
М	Asfalto 11	Sepetiba 2	19mm	Fino
N	Asfalto 12	Sepetiba 2	19mm	Fino
0	Asfalto 13	Sepetiba 2	19mm	Fino
Р	CAP 20 REVAP	Pedrasul	25mm	Graúdo

Tabela 5.14: Características básicas das misturas asfálticas utilizadas nas análises adicionais desta dissertação

Q	CAP 20 REVAP	Pedrasul	19mm	Fino
R	CAP 20 REVAP	Pedrasul	12,5mm	Graúdo
S	CAP 20 REVAP	Pedrasul	9,5mm	Fino
т	CAP 20 REGAP	Pedrasul	25mm	Graúdo
U	CAP 20 REGAP	Pedrasul	19mm	Fino
V	CAP 20 REGAP	Pedrasul	12,5mm	Graúdo
Х	CAP 20 REGAP	Pedrasul	9,5mm	Fino

Na Tabela 5.14, verifica-se que além das misturas oriundas de outros estudos, foram incluídas as próprias misturas analisadas nesta pesquisa. Assim sendo, são ao todo 15 diferentes ligantes asfálticos, com agregados provenientes de duas pedreiras – Pedrasul e Sepetiba.

Os agregados da pedreira Pedrasul já foram descritos neste trabalho, sendo de origem gnaisse-granítica, com os quais foram montadas 4 curvas granulométricas distintas.

Os agregados da pedreira Sepetiba são graníticos, com os quais foram montadas 3 curvas granulométricas (duas de TMN = 19mm e uma de TMN = 12,5mm). Ressaltase que na Tabela 5.14 foram adotadas as identificações Sepetiba e Sepetiba 2, em função desta última referir-se a uma coleta posterior, onde verificou-se variações na granulometria dos materiais e nas suas propriedades físicas, entre elas a perda por abrasão Los Angeles, que passou de 42% (Sepetiba) para 49% (Sepetiba 2), como exemplo das variações.

Nota-se na Tabela 5.15, que foram utilizados ligantes asfálticos com propriedades diferenciadas, com penetrações a 25°C variando de 28dmm a 91dmm, e pontos de amolecimento entre 44,2°C e 68,6°C. Com relação ao parâmetro G*/sen δ a 64°C,

nota-se valores entre 1,471kPa e 13,8kPa, denotando produtos asfálticos com desempenhos diferenciados em alta temperatura.

Ligante	Penetração a 25°C, 100g e 5s, dmm	Ponto de amolecimento, °C	G*/senδ a 64°C, kPa (após RTFOT)
Asfalto 1	91,0	44,2	1,471
Asfalto 2	51,0	54,3	5,665
Asfalto 3	66,0	47,0	2,220
Asfalto 4	48,0	57,2	13,670
Asfalto 5	55,0	49,0	6,985
Asfalto 6	36,0	58,5	10,560
Asfalto 7	42	51,8	3,211
Asfalto 8	28	53,2	5,510
Asfalto 9	41	63,9	13,800
Asfalto 10	73	49,9	1,968
Asfalto 11	41	68,6	13,000
Asfalto 12	64	58,2	3,410
Asfalto 13	43	57,5	5,760
CAP 20 REVAP	50	49,9	2,934
CAP 20 REGAP	52	49,2	2,036

Tabela 5.15: Propriedades dos ligantes asfálticos utilizados nas misturas adicionais desta dissertação

Na Tabela 5.16 chama-se atenção para as deformações permanentes no simulador francês (Afundamento 30.000 ciclos) das misturas de J a O, as quais foram obtidas a partir da correlação deste parâmetro com o FN (Figura 5.33), uma vez que só se dispunha do FN para estas misturas.

Outro ponto que vale ressaltar é que as misturas de A a O foram moldadas com o teor de projeto obtido com o SGC e N_{des} = 100 giros; enquanto que as outras misturas (P a

X) foram as analisadas anteriormente e seus resultados referem-se ao teor de projeto Marshall 75 golpes.

Mistura	CDI	Def. permanente 30.000 ciclos, %	FN, ciclos
А	82	9,12	-
В	63	7,89	-
С	73	6,23	-
D	70	4,91	-
E	79	6,06	-
F	70	6,36	-
G	85	6,37	-
н	55	7,24	-
I	88	5,96	-
J	29	7,27*	451
L	30	29,18*	68
М	35	18,34*	128
N	29	21,66*	102
0	33	19,34*	119
Р	76	7,75	531
Q	11	25,4	112
R	32	7,44	384
S	33	9,96	191
т	60	8,55	-
U	8	27,17	-
V	42	9,66	-
x	60	12,09	-

Tabela 5.16: Resultados de CDI, deformação permanente no simulador francês e FN das misturas asfálticas utilizadas nas análises adicionais desta dissertação

* - Valores obtidos por correlação (Figura 5.33 deste trabalho)

Analisando-se os dados das Tabelas 5.14, 5.15 e 5.16, percebe-se que o CDI das misturas com mesmo esqueleto pétreo e mesma metodologia de dosagem foram muito parecidos, apesar do uso de ligantes distintos com essas granulometrias.

Por exemplo, as misturas de A a F, feitas com os agregados da pedreira Pedrasul e granulometria de TMN = 12,5mm apresentaram valores de CDI ente 63 e 82, mesmo com ligantes bem diferentes.

Também as misturas de J a O, preparadas com os agregados da pedreira Sepetiba 2 e granulometria de TMN = 19mm, apresentaram CDI entre 29 e 35, e também foram preparadas com ligantes distintos.

Na Figura 5.42 o CDI de todas as misturas é comparado com a deformação permanente no simulador francês.

Analisando-se a Figura 5.42, percebe-se que há tendência clara de boa correlação entre a deformação permanente e o CDI das misturas asfálticas, mesmo tendo-se ligantes asfálticos diversificados, diferentes metodologias de dosagem, agregados de dois tipos e resultados obtidos a partir de correlações com o FN. Neste caso, verifica-se que valores de CDI abaixo de 50, em geral, relacionam-se com misturas de elevada deformação permanente. Os dois pontos preenchidos na cor preta foram desconsiderados na regressão, por serem os mais afastados da curva obtida. O ponto inferior refere-se à mistura J, preparada com o ligante de maior G*/sen δ a 64°C do grupo, ou seja, em teoria com o melhor desempenho na deformação permanente. Por outro lado, o outro ponto refere-se à mistura L, onde foi utilizado um dos ligantes com o menor G*/sen δ a 64°C. Além de ter ligantes com propriedades extremas, os valores de deformação permanente destes dois pontos foram obtidos a partir de correlações com o FN, que pode acumular erro.

Na Figura 5.43 foram consideradas somente as misturas dosadas com o SGC na comparação do CDI com a deformação permanente no simulador francês. Tal análise foi feita visando eliminar a variável relacionada com a metodologia de dosagem, onde esqueletos pétreos semelhantes acabam sendo projetados com diferentes teores de ligante.

Observando-se a Figura 5.43, percebe-se que quando são comparados os valores da metodologia de dosagem com o SGC, a correlação entre CDI e deformação permanente aumenta consideravelmente, obtendo-se $R^2 = 0,84$. Da mesma forma feita

na regressão da Figura 5.42, os mesmos dois pontos mais afastados da regressão foram desconsiderados na análise da Figura 5.43.



Figura 5.42: Comparação da deformação permanente no simulador francês após 30.000 ciclos com o CDI das misturas asfálticas da Tabela 5.16

Fica claro que valores de CDI acima de 50 levam à deformações permanentes próximas, apesar da tendência de redução com o aumento do CDI. Por outro lado, abaixo deste limite as misturas passam a ter grandes variações na deformação permanente, indicando materiais com problemas de estabilidade, o que também pode ser verificado na Figura 5.42.

Tanto na Figura 5.42 como na 5.43, a correlação por curva exponencial evidencia a forma de interpretação que o autor acha conveniente dar a este parâmetro prático de previsão de comportamento à deformação permanente durante a dosagem de misturas asfálticas com o SGC, que é a busca por um valor limítrofe entre comportamento adequado e não adequado. Nas misturas que apresentaram valores de CDI não adequados, que são os abaixo deste limite que se busca definir (aqui tentativamente proposto o valor de 50, a ser confirmado com outras misturas) quanto mais baixo o CDI, maiores as probabilidades de afundamentos acentuados.

Mas na região acima deste valor limite, que seriam as misturas com comportamento adequado quanto à deformação permanente, há pouca variação do afundamento para grandes variações do CDI, seja, conseguido um intertravamento mínimo do esqueleto mineral decai a "taxa de melhora" do afundamento, e a curva tende a uma horizontal assintótica que já é limitada por outras variáveis da dosagem. O que se busca está resumido esquematicamente na Figura 5.44.



Figura 5.43: Comparação da deformação permanente no simulador francês após 30.000 ciclos com o CDI das misturas asfálticas da Tabela 5.16 projetadas com o SGC

Na Figura 5.45 é feita uma comparação entre a deformação permanente das misturas e o G*/sen δ a 64°C dos seus respectivos ligantes. Conforme pode-se observar, a rigidez dos asfaltos, isoladamente, tem baixíssima correlação com a deformação permanente das misturas asfálticas.

Na Figura 5.46 é feita a mesma comparação, porém nas misturas com o mesmo esqueleto pétreo, onde apenas o tipo de ligante variou. Com as misturas de A a F obteve-se uma correlação média, enquanto que nas misturas de J a O a correlação foi boa. Nas misturas de A a F o CDI médio foi de 73, enquanto que nas misturas de J a O este valor foi de 31.

Analisando-se estes dados, percebe-se que a deformação permanente das misturas com o esqueleto pétreo de menor CDI foi maior do que a das misturas de maior CDI, ou seja, a estabilidade das misturas asfálticas está primordialmente associada ao esqueleto pétreo (CDI), dependendo pouco do ligante asfáltico utilizado. Lamenta-se não se dispor dos dados de TDI destas misturas adicionais, uma vez que verificou-se nos itens anteriores deste capítulo que este parâmetro se correlacionou muito fortemente com a deformação permanente das misturas asfálticas preparadas com os CAPs 20 da REVAP e da REGAP.



Figura 5.44: Ilustração esquemática do uso do CDI como parâmetro adicional de dosagem com o SGC – proposição inicial sugerida neste estudo



Figura 5.45: Comparação da deformação permanente no simulador francês após 30.000 ciclos com o G*/sen δ a 64°C dos ligantes asfálticos para todas as misturas

Neste momento vale falar de uma experiência do autor com a aplicação do CDI em misturas asfálticas aplicadas em camadas de revestimento de rodovias federais de tráfego pesado. Como exemplo, cita-se 4 diferentes misturas asfálticas que, em período inferior a 30 dias após a sua aplicação, estavam apresentando problemas de afundamento de trilha de roda seguidos por espelhamento do ligante asfáltico.



Figura 5.46: Comparação da deformação permanente no simulador francês após 30.000 ciclos com o G*/sen δ a 64°C das misturas dos grupos A a F e J a O

O ligante utilizado em todas elas foi o CAP 50/70, sendo que em 3 misturas os agregados eram basálticos e numa delas era granítico. Todas as misturas tinham comportamento fino (Método de Bailey), sendo que as formuladas com basalto continham quantidades significativas de areia fina de duna (material arredondado). A metodologia de dosagem utilizada foi a Marshall com 75 golpes por face e verificou-se que as misturas foram aplicadas de acordo com os seus projetos.

Analisando-se essas misturas com o SGC, verificou-se que todas elas tinham CDI abaixo de 40. Ou seja, os seus esqueletos pétreos não estavam conferindo boa estabilidade à deformação permanente. Assim sendo, eliminou-se a areia fina de duna de todos os traços, rearranjou-se os esqueletos pétreos buscando-se maior intertravamento dos agregados graúdos (gerando uma curva granulométrica de comportamento graúdo) e fez-se novas dosagens utilizando o SGC com N_{des} = 100 giros (Relatório Interno Cenpes – CT LPE 002/08, 2008).

Dentro deste contexto, as misturas passaram a ter valores de CDI mais elevados, entre 85 e 182. Estes novos traços foram aplicados nas suas respectivas rodovias sem problemas de atendimento dos requisitos de projeto; e após 10 meses de tráfego pesado e períodos com altas temperaturas, os problemas de afundamento de trilha de roda foram eliminados, evidenciando-se desta forma o potencial do uso dos parâmetros de compactação giratória, associados ao Método de Bailey, nos projetos de dosagem das misturas asfálticas.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Este estudo teve como principal objetivo a proposição de uma nova abordagem para a dosagem de misturas asfálticas densas, com foco na deformação permanente, baseada em critérios oriundos do comportamento dos materiais na compactação giratória e em ensaios mecânicos uniaxiais.

Foi feita uma revisão bibliográfica sobre o comportamento das misturas asfálticas em termos de deformação permanente, ensaios mecânicos para a sua caracterização, estado da arte sobre o uso do SGC para a previsão do comportamento das misturas e análises do esqueleto pétreo segundo o Método de Bailey.

Com base nos fundamentos teóricos abordados na revisão bibliográfica e na disponibilidade de recursos e materiais, foi montado um plano experimental envolvendo dosagens com os compactadores Marshall e SGC, aplicação do Método de Bailey para a verificação do intertravamento dos agregados, análises das curvas de compactação giratória e ensaios mecânicos para a caracterização do desempenho das misturas na deformação permanente.

Os resultados e análises dos dados oriundos da revisão bibliográfica e do plano experimental levaram às seguintes conclusões e recomendações:

- Os índices CDI, TDI e PTA são sensíveis ao grau de intertravamento do esqueleto pétreo e ao teor de ligante asfáltico, tendo boa correlação entre si. O TDI_m, por sua vez, não apresentou boa sensibilidade ao esqueleto, nem boa correlação com os demais índices oriundos do SGC. Ressalta-se que o PTA foi menos sensível ao teor de ligante do que o CDI;
- Os ensaios de deformação permanente no simulador de tráfego francês e o uniaxial de carga repetida (FN) tiveram boa correlação entre si e foram sensíveis às variações do esqueleto pétreo. Verificou-se boas correlações entre os resultados destes ensaios e o CDI; as quais foram ainda melhores com o TDI. No entanto, o parâmetro G*/senφ, oriundo do ensaio de módulo dinâmico, foi menos sensível às variações do esqueleto pétreo e apresentou menores correlações com o simulador francês e com o FN;
- Os valores de CDI, no teor de projeto, das misturas preparadas com ligantes asfálticos de diferentes propriedades e com os mesmos agregados (granulometria e origem) foram praticamente os mesmos, indicando que este

índice independe do tipo de ligante asfáltico, o que reforça que o mesmo está puramente associado aos agregados. Em função das fortes correlações do TDI e do PTA com o CDI, pode-se dizer que estes índices também independem do tipo de ligante asfáltico;

- Os resultados das misturas adicionais, preparadas com agregados minerais e ligantes asfálticos de diferentes origens e propriedades, confirmaram a correlação entre o CDI e o desempenho das misturas asfálticas na deformação permanente. Além disso, ficou evidente que a deformação permanente está primordialmente associada ao esqueleto pétreo da mistura asfáltica;
- O desempenho do ligante asfáltico em altas temperaturas exerce pouca influência na resistência das misturas à deformação permanente, além de não garantir a estabilidade do material. Em outras palavras, se o esqueleto pétreo não for bem dimensionado, dificilmente o ligante asfáltico compensará esta deficiência. Neste estudo verificou-se que misturas com ligantes asfálticos de maior consistência em temperaturas elevadas e esqueleto pétreo deficiente tiveram desempenho amplamente inferior ao de misturas com ligantes convencionais (de menor consistência) com esqueleto pétreo adequadamente projetado;
- Com base nos dados apresentados neste trabalho e visando adequado desempenho em termos de deformação permanente, recomenda-se os seguintes critérios para a dosagem de misturas asfálticas densas utilizadas como camada de revestimento em rodovias brasileiras:
 - a. Tráfego Médio:
 - CDI > 50;
 - TDI > 250;
 - FN @ 60°C (204kPa) > 300 ciclos.
 - b. Tráfego Pesado:
 - CDI > 50;
 - TDI > 400;
 - FN @ 60°C (204kPa) > 750 ciclos.

- Esses critérios devem complementar os requisitos volumétricos exigidos pela especificação AASHTO M 323-04. Salienta-se, no entanto, de que não há dúvidas de que são recomendações iniciais sugeridas pelo autor, sendo que experiências com outros tipos de agregados e ligantes asfálticos, associadas com observações em campo, é que confirmarão a adequabilidade dos critérios que estão sendo propostos, ou implicarão em alterações nos seus limites;
- A obtenção dos índices CDI, PTA e TDI_m é feita a partir dos CPs preparados durante os procedimentos de dosagem com o SGC. Desta forma, chega-se às curvas destes parâmetros versus o teor de ligante, onde obtém-se os índices de compactação giratória relacionados com o teor de projeto selecionado na dosagem. A melhor maneira de determinar o TDI requer o preparo de CPs adicionais no teor de projeto (recomenda-se 3 CPs), os quais devem ser compactados até pelo menos atingirem 98% da G_{mm}. Em outras palavras, tratase de parâmetros de rápida obtenção, os quais não implicam em custo e tempo adicionais no procedimento de dosagem de misturas asfálticas;
- Os resultados das análises do número de giros equivalente (N_{eq}) indicaram que a energia de compactação Marshall não tem relação fixa com a energia do SGC, sendo esta relação dependente do esqueleto pétreo da mistura. Das 8 misturas Marshall (75 golpes por face) estudadas nesta pesquisa, 3 delas tiveram N_{eq} igual ou inferior à 50 giros, ou seja, no SGC seriam misturas projetadas para tráfego muito leve; 2 tiveram N_{eq} entre 50 e 75 giros tráfego de leve à médio; 1 mistura com N_{eq} de tráfego médio; e apenas 2 misturas tiveram N_{eq} compatível com tráfego pesado. Assim sendo, quando considerase as energias de compactação do SGC, segundo AASHTO R 35-04, como referência, na maior parte dos casos a maior energia especificada para a compactação Marshall (75 golpes por face) será compatível com níveis de tráfego de médio a leve, indicando, sob este ponto de vista, uma limitação (ou alto risco) no uso do compactador Marshall para a dosagem de misturas asfálticas em rodovias de tráfego pesado;
- Com relação à classificação das misturas asfálticas quanto ao esqueleto pétreo (graúdo ou fino), verificou-se que a energia de compactação não afetou o seu comportamento. De acordo com os resultados obtidos, a simples classificação feita por granulometria, segundo AASHTO M 323-04, forneceu as mesmas respostas da classificação obtida a partir do Método de Bailey. O VAG_{mc}
mostrou ser um bom parâmetro de intertravamento do esqueleto pétreo formado pelos agregados graúdos, o que foi mostrado através da sua correlação com os índices de compactação giratória CDI, TDI e PTA. Mesmo nas misturas com comportamento fino, este parâmetro mostrou exercer influência no intertravamento dos agregados.

- As comparações feitas entre as dosagens com o compactador Marshall e o SGC mostraram que a espessura da película de ligante obtida nos projetos com o SGC está fortemente associada ao VAM e à RBV, fato que não foi verificado nas misturas oriundas do Marshall, onde estas variáveis ficaram dispersas em relação à espessura da película de ligante. No caso das misturas oriundas do SGC, verificou-se que o aumento do VAM reduziu a espessura da película.
- Verificou-se também que quanto maior a superfície específica dos agregados menor foi a espessura da película. Desta forma, nas dosagens com o SGC a espessura varia de acordo com a distribuição granulométrica da mistura, além de depender do VAM e da RBV, porém sendo dependente também da densidade específica aparente dos agregados e do nível de energia de compactação utilizado. Recomenda-se, desta forma, que a espessura da película não seja utilizada como parâmetro de dosagem.

Há grandes vantagens no uso do SGC para dosagem de misturas asfálticas em relação ao compactador Marshall, no entanto é preciso acrescentar outros parâmetros, além dos volumétricos, que são facilmente obtidos quando se usa o SGC para garantir uma mistura asfáltica realmente bem equilibrada sob o ponto de vista de deformação permanente. Há fortes indícios que é possível se definir valores limites aceitáveis para estes novos parâmetros propostos que definem misturas adequadas e não adequadas, seja, estáveis e não estáveis.

No decorrer desta pesquisa buscou-se, dentro do possível, a maneira mais abrangente de estudar os mecanismos de compactação giratória e suas relações com o desempenho das misturas asfálticas densas. Porém, trata-se de um assunto bastante amplo, com boas perspectivas de aplicação na pavimentação asfáltica, onde estudos adicionais trarão boas contribuições para o seu melhor entendimento e aplicação. Assim sendo, como trabalhos futuros sugere-se as seguintes pesquisas:

- Analisar misturas asfálticas com diferentes materiais (agregados e ligante asfáltico), utilizando esqueletos pétreos propositalmente instáveis e outros bem projetados, visando a melhor aferição das técnicas de compactação giratória e dos ensaios mecânicos em casos extremos;
- Acompanhamento do desempenho em campo de misturas asfálticas submetidas aos tráfegos médio e pesado, as quais tenham sido projetadas segundo os critérios sugeridos neste trabalho;
- Ampliar o banco de dados dos resultados de ensaios no simulador de tráfego francês em misturas asfálticas caracterizadas por ensaios uniaxiais (FN), com o propósito de aprimorar a correlação dos mesmos;
- Aplicar as técnicas estudadas neste trabalho em misturas asfálticas descontínuas e SMA;
- Desenvolver critérios de dosagem de misturas asfálticas relacionados com o seu comportamento em termos de fadiga. Neste caso, verificar se existe alguma relação dos índices de compactação giratória com a fadiga e estabelecer critérios de aceitação oriundos de ensaios mecânicos relacionados com este tipo de ruptura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDERSON, R. M., 2002, "Using Superpave gyratory compaction properties to estimate the rutting potential of asphalt mixtures". In: Journal of the association of asphalt paving technologists, Vol. 71, pp. 725-738, Colorado Springs, Colorado, EUA. Março.
- ASPHALT INSTITUTE, 1989, *The Asphalt Handbook*. Edição 1989. Asphalt Institute (MS-4). Lexington, KY, EUA.
- BAHIA, H. U.; FRIEME, T. P.; PETERSON, P. A. et al., 1998, "Optimization of Constructibility and Resistance to Traffic: A New Design Approach for HMA Using the Superpave Compactor". In: *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 67, pp. 189-232, Washington, D.C., EUA.
- BAHIA, H.; FAHEEM, A. F., 2007, Using the Superpave gyratory compactor to estimate rutting resistance of hot-mix asphalt. In: Transportation Research Circular EC124 Practical approaches to hot-mix asphalt mix design and production quality control testing, pp. 45-61, Washington, D. C., EUA, Dezembro.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P. et al., 2008, Pavimentação asfáltica – formação básica para engenheiros. 1 ed. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, Petrobras/Abeda.
- BERNUCCI, L. B.; MOURA, E., 2005, *Ensaios de Deformação Permanente*. Relatório EPUSP RT-LTP-PTR-EPUSP 00186.
- BRITO, A. T., 2006, Avaliação e análise paramétrica do ensaio de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil.
- BROWN, E. R., BUCHANAN, M. S., 2001, *Literature Review: Verification of Gyration Levels in the Superpave N_{design} Table*. In: National Cooperative Highway Research Program. Transportation Research Board TRB. National Research Council. Auburn University, Alabama, EUA.

- BROWN, E. R.; PROWELL, B.; COOLEY, A. *et al.*, 2004, "Evaluation of rutting performance on the 2000 NCAT test track". In: Journal of the association of asphalt paving technologists, Vol. 72, pp. 287-336, Baton Rouge, Lousiana, EUA. Março.
- BONNOT, J., 1986, *Asphalt Aggregate Mixtures*. In: Transportation Research Record 1096, Transportation Research Board, pp. 42-51, Washington, D. C., EUA.
- BUTTON, J. W.; LITTLE, D. N.; JAGADAM, V. et al., 1994, Correlation of Selected Laboratory Compaction Methods with Field Compaction. In: Transportation Research Record 1454, TRB, National Research Council, pp. 193-201, Washington, DC, EUA.
- CHRISTENSEN, D. W.; BONAQUIST, R. F., 2006, Volumetric requirements for Superpave mix design, National Cooperative Highway Research Program – NCHRP Report 567, Washington, D. C., EUA.
- COMINSKY, R., HUBER, G. A., KENNEDY, T. W. *et al.*, 1994, *The Superpave Mix Design Manual for News Construction and Overlays*. In: Report SHRP A-407, Strategic Highway Research Program SHRP, EUA.
- CONSUEGRA, A.; LITTLE, D. N.; VON QUINTOS, H. et al., 1989, Comparative Evaluation of Laboratory Compaction Devices Based on Their Ability to Produce Mixtures with Engineering Properties Similar to Those Produced in the Field. In: Transportation Research Record 1228, TRB, National Research Council, pp. 80-87, Washington, DC, EUA.
- COREE, B. J.; HISLOP, W. P., 1999, "Difficult Nature of Minimum Voids in the Mineral Aggregate: Historical Perspective". In: *Transportation Research Record 1681, Transportation Research Board,* pp. 148–156, National Research Council, Washington, D.C., EUA.
- CUNHA, M. B., 2004, Avaliação do Método de Bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas. Dissertação de M.Sc., Universidade de São Paulo - EESC, São Carlos, SP, Brasil.

- CURRAY, J. R., 1956, *Analysis of Two Dimensional Orientation Data*. In: Journal of Geology, Vol. 64, pp. 117-131, EUA.
- DANIEL, J. S.; KIM, Y. R., 2002, *Development of a simplified fatigue test and analysis procedure using a viscoelastic continuum damage model*, Journal of the association of asphalt paving technologists, AAPT, Washington, D. C., EUA.
- DAVIS, R. L., 1988, *Large stone mixes: A Historical Insight,* National Asphalt Pavement Association Report IS 103/88, Lanham, Maryland, EUA.
- DELAGE, K. P., 2000, *The Effect of Fine Aggregate Angularity on Hot Mixture Asphalt Performance*. Tese de M.Sc., Department of Civil and Environmental Engineering -University of Wisconsin-Madison. Madison, Wisconsin, EUA. Novembro.
- DESSOUKY, S.; MASAD, E.; ASCE, A. M. et al., 2002, Prediction of hot-mix asphalt stability using the Superpave gyratory compactor, Journal of materials in civil engineering, Vol. 16, EUA.
- EISENMANN, J.; HILMER, A., 1987, "Influence of wheel load and inflation pressure on the rutting effect at asphalt pavements – experimentals and theoretical investigations". In: *Proceedings 6*° *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, Vol. I, pp. 392-403, Ann Harbor, EUA.
- FRANCKEN, L., 1998, Bituminous Binders and Mixtures: State of the Art and Interlaboratory Tests on Mechanical Behaviour and Mixture Design. *RILEM Report* 17 - Report of the RILEM Technical Committee 152-PBM – Performance of Bituminous Materials. E & FN Spon, Londres, Inglaterra.
- FULLER, W.; THOMPSON, S. E., 1907, "The laws of proportioning concrete". In: *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, paper 1053, pp. 67-143, EUA.
- GIERHART, D., 2007, Analysis of Oklahoma mix designs for the National Center for Asphalt Technology test track using the Bailey method. In: Transportation Research Circular E-C124 – Practical approaches to hot-mix asphalt mix design

and production quality control testing, pp. 33-44, Washington, D. C., EUA, Dezembro.

- GOUVEIA, L. T., 2006, Contribuições ao estudo da influência de propriedades de agregados no comportamento de misturas asfálticas densas. Tese de D.Sc., Universidade de São Paulo - EESC, São Carlos, SP, Brasil.
- GULER, M.; BAHIA, H. U., BOSSCHER, P. J. *et al.*, 2000, "Development of a Device for Measuring Shear Resistance of HMA in the Gyratory Compactor". In: *Proceedings of the Transportation Research Board, Paper No. 00-1318*, Washington, D.C., Janeiro.
- HARMAN, T.; BUKOWSKI, J. R; MONTIER F. *et al.*, 2002, *The history and future challenges of gyratory compaction from 1939 to 2001*. In: Transportation Research Board TRB, Washington, D. C., EUA.
- HARVEY, J., MONISMITH, C. e SOUSA, J., 1994, "An investigation of field-andlaboratory-compacted asphalt-rubber, SMA, recycled and conventional asphalt concrete mixes using SHRP Project A-003A equipment". In: *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 63, pp. 511-560, Washington, D. C., EUA.
- HARVEY, J.; MONISMITH, C. L., 1993, Effects of Laboratory Asphalt Concrete Specimens Preparation Variables on Fatigue and Permanent Deformation Test Results Using Highway Research Program A-003A Proposed Testing Equipment. In: *Transportation Research Record 1417*, *TRB, National Research Council*, pp. 38-57, Washington, D.C., EUA.
- HOFSTRA, A.; KLOMP, A. J. G., 1972, "Permanent deformation of flexible pavements under simulated road traffic conditions". In: *Proceedings do 3*° *International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, Londres, U.K.
- HUNTER, R. N., 2000, Asphalt in road construction. Lanham, Maryland, Thomas Telford.

- KALOUSH, K.; WITCZAK, M. W., 2002, "Tertiary flow characteristics of asphalt mixtures". In: *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, pp 248-280, St. Paul, Minnesota, EUA, Março.
- KAMEL, N. I.; MILLER, L. J., 1994, "Comparative performance of pavement mixes containing conventional and engineered Asphalts". In: Transportation Research Record 1454 - Transportation Research Board, Washington, D.C, EUA.
- KANDHAL, P. S.; CHAKRABORTY, S., 1996, "Effect of Asphalt Film Thickness on Short- and Long-Term Aging of Asphalt Paving Mixtures." In: *Transportation Research Record 1535, Transportation Research Board,* pp. 83–90, National Research Council, Washington, D.C., EUA.
- KANDHAL, P. S.; CHAKRABORTY, S., 1996, "Effect of Asphalt Film Thickness on Short- and Long-Term Aging of Asphalt Paving Mixtures." In: *Transportation Research Record 1535, Transportation Research Board,* pp. 83–90, National Research Council, Washington, D.C., EUA.
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V., 1979, *Soil Mechanics, SI Version*. New York. John Wiley & Sons.
- LEITE, L. F. M., 1999, *Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímero.* Tese de D.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MAGALHÃES, S. T., 2004, *Misturas Asfálticas de Módulo Elevado para Pavimentos de Alto Desempenho*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MAHBOUB, K.; LITTLE, D. N. L., 1988, *Improved asphalt concrete design procedure*, Research Report 474-IF – Texas Transportation Institute, College Station, Texas, EUA.
- MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H., 2004, Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures, Wisconsin highway research program 0092-01-02, Madison, Wisconsin, EUA, Outubro.

- MALLICK, R. B., 1999, Use of Superpave gyratory compactor to characterize hot-mix asphalt. In: Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, N° 1681, TRB, pp. 86-96, Washington, D. C., EUA.
- MARQUES, G. L. O., 2004, Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MASAD, E.; MUHUNTHAN, B.; SHASHIDAR, N. et al., 1998, Aggregate Orientation and Segregation in Asphalt Concrete. In: Geotechnical Special Publication, American Society of Civil Engineering, Vol. 85, pp. 69-80, EUA.
- MASAD, E.; MUHUNTHAN, B.; SHASHIDAR, N. et al., 1999, Internal Structure Characterization of Asphalt Concrete Using Image Analysis. In: Journal of Computing in Civil Engineering, Vol 13, Nº 2, EUA, Abril.
- MOHAMMAD, L. N.; SHAMSI, K. A., 2007, A look at the Bailey Method and Locking Point concept in Superpave mixture design. In: Transportation Research Circular
 E-C124 – Practical approaches to hot-mix asphalt mix design and production quality control testing, pp. 12-32, Washington, D. C., EUA, Dezembro.
- MOULTIER, R., 1977, *Utilization and Possibilities of the Gyratory Shear Compacting Press.* In: Liaison Bulletin of Bridge and Road Laboratories Special Issue: Bitumens and Bituminous Concrete.
- MOURÃO, F. A. L., 2003, *Misturas asfálticas de alto desempenho tipo SMA.* Dissertação de M.Sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- NASCIMENTO, L. A. H.; CHACUR, M.; LEITE, L. F. M., 2008b, *Avaliação das Misturas Asfálticas Utilizadas na BR-101*. Relatório Interno Cenpes – CT LPE 002/08.
- NASCIMENTO, L.; CHACUR, M.; LEITE, L., 2008, "Uso do compactador giratório na previsão do desempenho de misturas asfálticas". In: *Anais do 19° Encontro do IBP*, Rio de Janeiro, Maio.

- NASCIMENTO, L; LEITE, L; CAMPOS, E. F. *et al.*, 2006, "Uso da tomografia computadorizada e de imagens digitais para o estudo de misturas asfálticas". In: *Anais do 18° Encontro do IBP*, Rio de Janeiro, Maio.
- PERDOMO, D.; BUTTON, J. W.; LYTTON, R. L., 1992, A new approach for prediction of permanent deformation. In: Effect of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance – ASTM STP 1147, Philadelphia, EUA.
- PINE, W. J., 1997, Superpave Gyratory Compaction and the N_{design} Table. *Relatório Interno do Illinois Department of Transportation*. Illinois, EUA.
- PINTO, S., 1981, Comportement à l'orniérage et résistance à la traction par compression diamétrale des bétons hydrocarbonés. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Repport 8108, Lausanne, Suiça.
- PROWELL, B. D.; BROWN, E. R., 2007, Superpave mix design: verifying gyration levels in the N_{design} table, National Cooperative Highway Research Program – NCHRP Report 573, Washington, D. C., EUA.
- ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R. *et al.*, 1996, *Hot mix asphalt materials, mixture, design and construction*. 2 ed. Lanham, Maryland, Napa Education Foundation.
- ROBINETTE, C.; WILLIANS, R. C., 2006, "The effects of testing history and preparation method on the Superpave Simple Performance Test". In: *Journal of the association of asphalt paving technologists*, Vol. 75, pp. 297-320, Savannah, Georgia, EUA. Março.
- SAADEH. S.; TASHMAN, L.; MASAD, E. et al., 2002, Spatial and Directional Distribution of Aggregates in Asphalt Mixes. In: Journal of Testing and Evaluation, Vol. 30, pp. 483-491. EUA.
- SEBAALY, P. E.; RIDOLFII, D.; RAJA, S. *et al.*, 1997, "Selecting most desirable hotmix asphalt mixtures". In: Transportation Research Record 1590 –Transportation Research Board, Washington, D.C, EUA.

- SOUZA, J. B., HARVEY, J., OAINTER, L., et al., 1991, Evaluation of Laboratory Procedures for Compacting Asphalt-Aggregate Mixtures. In: Report n° SHRPAUWP - 91-523, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C., EUA.
- STAKSTON, A. D., 2002, The effect of fine aggregate angularity, asphalt content and performance graded asphalts on hot-mix asphalt performance in a laboratory study. Dissertação de M.Sc., University of Wisconsin, Madison, Wisconsin, EUA.
- STIADY, J.; HAND, A.; WHITE, T., 2002, Quantifying contributions of aggregate characteristics using PURWheel laboratory tracking device. In: Aggregate contribution to hot-mix asphalt performance – ASTM STP 1412, pp 1-15, Orlando, Florida, EUA, Novembro.
- TASHMAN, L.; MASAD, E.; PETERSON, B. et al., 2001, Internal Structure Analysis of Asphalt Mixes to Improve the Simulation of Superpave Gyratory to Field Conditions. In: Journal of the Association of the Asphalt Paving Technologists, Vol. 70, pp. 605-655. EUA.
- UGE, P.; VAN DE LOO, P. J., 1974, *Permanent deformation of asphalt mixes,* Koninklijke/Shell-Laboratorium, Amsterdã, Holanda. Novembro.
- VASCONCELLOS, K. L.; EVANGELISTA JR., F.; SOARES, J. B., 2005, "Análise da Estrutura Interna de Misturas Asfálticas". In: *Anais XVIII ANPET*, Florianópolis, SC, Brasil, 2005.
- VAVRIK, W. R.; CARPENTER, S. H., 1998, "Calculating Air Voids at Specified Numbers of Gyrations in Superpave Gyratory Compactor". In: *Transportation Research Record 1630: Asphalt Mixtures: Stiffness Characterization, Variables, and Performance, Transportation Research Board,* National Research Council, Washington, D.C., EUA.
- VAVRIK, W. R.; HUBER, G.; PINE, W. *et al.*, 2002, *Bailey method for gradation selection in HMA mixture design*, Transportation Research Board: Transportation Research Circular Number E-C044, Washington, D. C., EUA. Outubro.

- VAVRIK, W. R.; PINE, W. J.; HUBER, G. A. *et al.*, 2001, "The Bailey Method of Gradation Evaluation: The influence of aggregate gradation and packing characteristics on voids in mineral aggregate", *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 70.
- WANG, L. B.; FROST J. D.; SHASHIDAR, N., 2000, Microstructure Study of WesTrack Mixes from X-Ray Tomography Images. *Transportation Research Record* 1767, Washington, D.C., EUA.
- WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T. *et al.*, 2002, *Simple performance test for Superpave mix design*, National Cooperative Highway Research Program NCHRP Report 465, Washington, D. C., EUA.
- YUE, Z. Q.; BEKKING, W.; MORIN, I., 1995, Application of Digital Image Processing to Quantitative Study of Asphalt Concrete Microstructure. *Transportation Research Record 1492*, TRB, *National Research Council*, pp. 53-60, Washington, D.C., EUA.
- ZHONG, W.; HOSSAIN, M., 2002, Effects of asphalt mixture and vehicle characteristics on rutting of Superpave pavements in accelerated testing. 2° *International Conference On Accelerated Pavement Testing*, Minneapolis – MN. EUA. Setembro.