

ROBERT BECERRA EL-HAGE

Estudo de misturas asfálticas tipo Stone Matrix Asphalt (SMA) à luz dos compactadores Marshall e Superpave

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como parte integrante dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Ciências. Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes.

Área de concentração: Infraestrutura de Transportes

Orientador: Prof. Dr. Glauco Tulio Pessa Fabbri

São Carlos

2012

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTES TRABALHOS, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

El-Hage, Robert Becerra

E37e Estudo de misturas asfálticas tipo *stone matrix asphalt* (SMA) à luz dos compactadores *Marshall* e *Superpave* /Robert Becerra El-Hage ; orientador Glauco Tulio Pessa Fabbri. -- São Carlos, 2012.

Dissertação (Mestrado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes e Área de Concentração em Infraestrutura de Transportes) -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2012.

1. Misturas asfálticas tipo SMA. 2. Energia de compactação. 3. Módulo de resiliência. 4. Resistência à tração. 5. Fadiga por tensão controlada. 6. Compactador Marshall. 7. Compactador giratório. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Licenciado **ROBERT BECERRA EL HAGE**.

Título da dissertação: "Estudo de misturas asfálticas tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA) à luz dos compactores Marshall e Superpave".

Data da defesa: 06/07/2012

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Glauco Tulio Pessa Fabbri (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Adalberto Leandro Faxina**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **John Kennedy Guedes Rodrigues**
(Universidade Federal de Campina Grande/UFCG)

Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes:
Prof. Associado **Antônio Néelson Rodrigues da Silva**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

Dedico este trabalho aos meus pais
Robert e Fabiola e às minhas irmãs Tania
Fabiola e Paola Katherine, pelo amor,
incentivo e sobre tudo por ser a minha
fonte de força e inspiração durante todo
este tempo fora da minha terra.

AGRADECIMENTOS

Principalmente a Deus, por ter me permitido realizar este mestrado e dar-me forças sobre tudo nos momentos mais difíceis.

Aos meus avós Jorge e Tere, Tito (+) e Mamiña, e a toda minha família, pelo carinho que sempre me demonstraram.

Ao Departamento de Transportes (STT) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo (USP), pela oportunidade.

Ao meu orientador o Prof. Dr. Glauco Tulio Pessa Fabbri, por acreditar neste trabalho e por guiar-me durante o desenvolvimento dele com todos os seus conhecimentos, paciência e dedicação.

Aos Professores do Departamento de Transportes (STT) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo (USP) pela amizade, conhecimentos e ensinamentos transmitidos durante as aulas e conversas de corredor.

Aos Técnicos e amigos do laboratório de Infraestrutura de Transportes da EESC-USP: João, Paulo e Gigante, pela paciência e dedicação na realização dos ensaios de laboratório.

Aos Funcionários do Departamento de Transportes (STT) da EESC/USP: Heloísa, Beth, Alexandre, Magali, pelo auxílio e sobre tudo pelos ótimos momentos durante o mestrado.

À turma 2009, colegas e amigos do Departamento de Transportes (STT) da EESC/USP, especialmente a Luis Miguel (Chili), Alex Arancibia, Madalena (Maria), Diego (Beirão), Victor (Baiano) e Vivian Bardini, pela ajuda, compreensão e sobre tudo a grande amizade.

Aos meus amigos cruceños em São Carlos, Luis Miguel (Chili), Alex Arancibia, Iván Cronenbold, Mauro Mileta e Micky Arancibia, os quais me apoiaram e tornaram o tempo de estadia em São Carlos muito melhor.

Aos meus amigos de Santa Cruz de la Sierra, especialmente a Willy Rojo, pela força e apoio na distância.

Ao pessoal do Grupo Tectran, pela oportunidade de trabalhar neste país. A todos os meus colegas, especialmente a Heloant Abreu pela força e apoio, Madalena Ribeiro, Agustín Garcia, Ana Magalhães, Gustavo Riente e Patrícia Alves, pela ajuda e compreensão durante o último ano do desenvolvimento do trabalho.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pela Bolsa de Mestrado.

À Pedreira Bandeirantes e à Betunel, pelos materiais concedidos para o desenvolvimento da parte experimental da pesquisa.

RESUMO

EL-HAGE, R.B. **Estudo de misturas asfálticas tipo Stone Matrix Asphalt (SMA) à luz dos compactadores Marshall e Superpave**, 2012. 137 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

Este trabalho teve como objetivo principal investigar, do ponto de vista volumétrico, qual seria o número de giros necessário, no Compactador Giratório Superpave (CGS), para produzir corpos de prova com características similares aos produzidos com a energia 50 golpes no compactador Marshall, para misturas tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA) com volume de vazios igual a 4%. Como complemento, realizaram-se dosagens no CGS com 100 giros, visando avaliar o impacto do aumento da energia de compactação no teor de projeto, também para volume de vazios igual a 4%, em comparação aos CPs compactados com o número de giros “equivalente” à Marshall determinada anteriormente. Foram utilizadas duas faixas granulométricas de misturas SMA: a com Tamanho Máximo Nominal (TMN) 7,93 mm do DER-SP e a com TMN 12,5 mm da AASHTO. Para todas as misturas foram avaliadas as propriedades mecânicas de corpos de prova com 4% de volume de vazios. Dos resultados dos ensaios concluiu-se que o número de giros no CGS para produzir misturas com volume de vazios igual a 4% nos teores de asfalto de trabalho Marshall são similares para as duas faixas granulométricas utilizadas. Por outro lado, a dosagem com 100 giros no CGS reduziu significativamente o teor de asfalto de trabalho para as duas faixas estudadas em comparação com os teores de trabalho obtidos das dosagens Marshall e no CGS com os números de giros “equivalentes”. Com relação às propriedades mecânicas, as resistências à tração e os módulos de resiliência dos corpos de prova produzidos com 100 giros no CGS são, de uma maneira geral, um pouco menores que os valores obtidos nos corpos de prova compactados no compactador Marshall, independente da faixa granulométrica, porém maiores que os valores obtidos para a compactação giratória nas energias “equivalentes”. A vida de fadiga para a faixa mais fina é significativamente maior para os corpos de prova compactados com 100 giros em comparação com a compactação Marshall e para a faixa mais grossa manteve-se na mesma ordem de

grandeza da obtida para a compactação Marshall. Para as misturas ensaiadas, não foi constatado influência da compactação no dano causado pela umidade induzida.

Palavras chaves: Misturas asfálticas tipo SMA; Energia de Compactação; Módulo de Resiliência; Resistência à tração; Fadiga por tensão controlada; Compactador Marshall; Compactador Giratório.

ABSTRACT

EL-HAGE, R.B. **Study of Stone Matrix Asphalt (SMA) mixtures in the light of Marshall and Superpave Compactors**, 2012. 137 p. Master Thesis (Mastering) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

The aim of the work was to investigate, in terms of volumes properties, which would be the number of gyrations required in the Superpave Gyrations Compactor (SGC), to produce samples with characteristics similar to the energy produced with 50 blows in the Marshall Compactor, for Stone Matrix Asphalt (SMA) mixtures with voids content equal to 4%. As a complement, samples designed in the SGC with 100 gyrations, were made to evaluate the impact of increased compaction energy in the binder content, also for voids content equal to 4%, compared to the samples compacted with a number of gyrations “equivalent” to Marshall, as previously determined. It was used two different aggregates gradations for SMA mixtures: Nominal Maximum Size (NMS) 7,93 mm of the DER and the NMS 12,5 mm of the AASHTO. The mechanical properties of all samples were evaluated with voids content of 4%. The number of gyrations in the SGC to produce mixtures containing voids content equal to 4% for the Marshall’s binder content are similar for both aggregates gradations used. On the other hand, the SMA mixture design with 100 gyrations reduced the binder content for both gradations in comparison with the binder content obtained from Marshall Compaction and SGC with the “equivalent” number of gyrations. Concerning mechanical properties, the tensile strength and resilient modulus of the samples produced with 100 gyrations in the SGC are, generally, slightly lower than the values obtained with the samples compacted in the Marshall compactor, independent of the aggregate gradations, but higher than the values obtained with the samples compacted with a “equivalent” energy in the SGC. The fatigue life for the fine gradation (NMS=7,93mm) is significantly higher for the samples compacted in the SGC with 100 gyrations compared with the Marshall compaction, and for the coarse gradation (NMS=12,5 mm) remained in the same order of magnitude that of the Marshall compaction. It was not observed any influence of the compaction method in the induced damage caused by moisture.

Keywords: SMA asphalt mixtures; Energy of compaction; Resilient Modulus; tensile strength; Stress-Controlled Fatigue; Marshall Compactor; Gyration Compactor.

RESUMEN

EL-HAGE, R.B. **Estudio de mezclas asfálticas tipo Stone Matrix Asphalt (SMA) a la luz de los compactadores Marshall y Superpave**, 2012. 137 h. Disertación (Maestría) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012.

Este trabajo tuvo como objetivo principal investigar, desde el punto de vista volumétrico, cuál sería el número de giros necesario, en el Compactador Giratorio *Superpave* (CGS), para producir briquetas con características similares a los producidos con la energía de 50 golpes en el compactador Marshall, para mezclas del tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA) con volumen de vacíos igual a 4%. Como complemento, se realizaron dosificaciones en el CGS con 100 giros, con el fin de evaluar el impacto del aumento de la energía de compactación en el porcentaje “óptimo” de asfalto, también para volumen de vacíos igual a 4%, en comparación a las briquetas compactadas con el número de giros “equivalente” al Marshall determinado anteriormente. Fueron utilizados dos husos granulométricos para mezclas SMA: Un huso con Tamaño Máximo Nominal (TMN) 7,93 mm del DER-SP y el otro con TMN 12,5 mm de la AASHTO. Para todas las mezclas fueron evaluadas las propiedades mecánicas de las briquetas con 4% de volumen de vacíos. De los resultados se concluyó que el número de giros en el CGS, para producir mezclas con volumen de vacíos igual a 4% en los porcentajes de asfalto “óptimo” Marshall, son similares para los dos tipos de granulometrías utilizadas. Por otro lado, la dosificación utilizando 100 giros en el CGS redujo significativamente el porcentaje “óptimo” de asfalto para los dos husos granulométricos estudiados, en comparación con los porcentajes de asfalto obtenidos de la compactación Marshall y Giratoria (CGS) con los números de giros “equivalente”. Con relación a las propiedades mecánicas, las resistencias a tracción y los módulos de resiliencia de las briquetas producidas con 100 giros en el CGS son, de una manera general, levemente menores que los valores obtenidos en las briquetas que fueron compactadas en el compactador Marshall, independientemente de la granulometría utilizada, pero al mismo tiempo, son mayores que los valores obtenidos en las probetas compactadas con el número de giros “equivalente” en el CGS. La vida de fatiga para el huso

granulométrico más fino es, significativamente mayor para las probetas compactadas con 100 giros en el CGS en comparación con la compactación Marshall y para el huso granulométrico más grueso se mantuvo en la misma orden de grandeza comparado con la compactación Marshall. Para las mezclas ensayadas, no fue constatada ninguna influencia de la compactación para daños causados por la humedad inducida.

Palabras claves: Mezclas asfálticas SMA; Energía de Compactación; Módulo de Resiliencia; Resistencia a tracción; Fatiga por tensión controlada; Compactador Marshall; Compactador Giratorio.

LISTA DE ABREVIações, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
<i>Abs_f</i>	Absorção do agregado fino
<i>Abs_g</i>	Absorção do agregado graúdo
AMP	Asfalto Modificado por Polímero
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ATR	Afundamento de trilha de roda
BBM	<i>Beton Bitumineux Mince</i>
BBTM	<i>Beton Bitumineux Très Mince</i>
CAUQ	Concreto Asfáltico Usinado a quente
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CGS	Compactador Giratório <i>Superpave</i>
CPs	Corpos de prova
dB	Decibel
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EAPA	<i>European Asphalt Pavement Association</i>
ESALs	<i>Equivalent Single Axle Loads</i>
EUA	Estados Unidos de America
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
G _{mb}	Densidade aparente da mistura na condição saturado superficialmente seco

G _{mm}	Densidade máxima teórica da mistura asfáltica
G _{sb_f}	Densidade aparente do agregado fino
G _{sb_g}	Densidade aparente do agregado graúdo
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
MR	Módulo de Resiliência
NAPA	<i>National Asphalt Pavement Association</i>
NCAT	<i>National Center for Asphalt Technology</i>
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
P _{CA}	Porcentagem de agregado graúdo respeito ao peso total da mistura;
PG	<i>Performance Grade</i> (Grau de desempenho)
RBV	Relação Betume Vazios
RRT	Relação da Resistência à Tração
RT	Resistência à tração por compressão diametral
SEST	Serviço Social do Transporte
SENAT	Serviço Nacional de Aprendizagem do Transporte
SHRP	Programa Estratégico de Pesquisa Rodoviário
SMA	<i>Stone Matrix (ou Mastic) Asphalt</i>
SSA	<i>Stone Skeleton Asphalt</i>
sss	Saturado superficialmente seco
Superpave	<i>Superior Performing Asphalt Pavements</i>
TMN	Tamanho máximo nominal (agregado)
TM	Tamanho máximo (agregado)
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
TWG	<i>Technical Working Group</i>
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
VAM	Vazios do Agregado Mineral
VCA _{DRC}	Vazios no Agregado Graúdo - Determinado no agregado seco

VCA_{MIX}	Vazios no Agregado Graúdo – Determinado na mistura compactada
V_v	Volume de Vazios
$\gamma_{filler}(real)$	Massa específica real do fíler
γ_a	Massa específica da água
γ_s	Massa específica aparente da fração graúda do agregado seco compactado

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resumo dos Principais Projetos SMA no Brasil apresentado por TUCHUMANTEL (2008).....	- 14 -
Tabela 2.2 – Recomendações finlandesas para adição de fibras nas misturas ...	- 23 -
Tabela 2.3 – Propriedades mecânicas de misturas SMA (BROWN & MANGLORKAR, 1993)	- 33 -
Tabela 2.4 – Propriedades mecânicas de misturas SMA, segundo MOURÃO (2003).-	34 -
Tabela 2.5 – RTe MR de misturas SMA segundo NEVES et al. (2004)	- 35 -
Tabela 2.6 – Propriedades mecânicas de misturas SMA para diversos tipos e teores de asfalto, segundo SILVA et al. (2004).....	- 36 -
Tabela 2.7 – Propriedades mecânicas de misturas SMA obtidas por FERREIRA et al. (2004).....	- 37 -
Tabela 2.8 – Alguns resultados da dissertação de mestrado de VASCONCELOS (2004).....	- 37 -
Tabela 2.9 – Variação dos valores de propriedades mecânicas em função da forma do agregado (CHEN et al., 2005)	- 38 -
Tabela 2.10 – Teor de asfalto de projeto e MR de misturas SMA com asfaltos convencional e asfalto-borracha obtidos por de SELIM et al. (2005)	- 39 -
Tabela 2.11 – MR e RT de misturas SMA em função do tipo e teor de asfalto segundo SILVA (2005)	- 39 -
Tabela 2.12 – MR, RT e teor de asfalto de projeto de uma mistura SMA com TMN 11,2 mm estudada por VALE & SOARES (2005).....	- 40 -
Tabela 2.13 – Efeitos da degradação térmica no MR e na RT de misturas SMA com fibra de coco, sem fibra e com fibra de celulose obtidos por VALE et al. (2007)..	- 41 -

Tabela 2.14 – Características da mistura SMA apresentada por ODA et al. (2006)-	41
-	
Tabela 2.15 – Características das misturas SMA por SILVA et al. (2006)	42 -
Tabela 2.16 – Características de misturas SMA em função da granulometria e compactação Marshall. Oliveira Filho (2007)	42 -
Tabela 2.17 – Características de misturas SMA em função da granulometria e compactação giratória. Oliveira Filho (2007)	43 -
Tabela 2.18 – Características das misturas SMA obtidas por ONOFRE et al. (2008)..	44 -
Tabela 2.19 – Características das misturas SMA com diferentes tipos de ligantes segundo LOPES et al. (2008).....	44 -
Tabela 2.20 – Propriedades mecânicas de misturas SMA com diferentes tipos de fibras segundo BABADOPULOS et al. (2008).....	45 -
Tabela 3.1 – Faixa granulométrica TMN 7,93 (DER/SP-ET-DE-P00/031, 2007) .	50 -
Tabela 3.2 – Faixa granulométrica TMN 12,5 (AASHTO M-325, 2008)	51 -
Tabela 3.3 – Densidade aparente,real e absorção do agregado graúdo	55 -
Tabela 3.4 - Densidade aparente,real e absorção do agregado fino.....	58 -
Tabela 3.5 – Massa específica real do fíler	59 -
Tabela 3.6 – Equivalente de areia.....	61 -
Tabela 3.7 – Definição da peneira de corte (DER-ET-DE-P00/031, 2007)	62 -
Tabela 3.8 – Massa específica do agregado em estado seco compactado e os vazios do agregado graúdo da faixa TMN 7,93-DER	64 -
Tabela 3.9 – Massa específica do agregado em estado seco compactado e os vazios do agregado graúdo da faixa TMN 12,5-AASHTO.....	64 -

Tabela 3.10 – Partículas longas e achatadas do agregado graúdo	- 66 -
Tabela 3.11 –Abrasão <i>Los Angeles</i> – Graduação B	- 67 -
Tabela 3.12 –Abrasão <i>Los Angeles</i> – Graduação C	- 68 -
Tabela 3.13 – Resumo dos ensaios de caracterização dos agregados	- 69 -
Tabela 3.14– Caracterização do asfalto STYLINK® 76-22 utilizado na pesquisa-	70 -
Tabela 3.15 – Média das determinações do escorrimento para as misturas estudadas.....	- 75 -
Tabela 3.16 –Temperaturas de mistura e compactação recomendadas pelo fornecedor do asfalto modificado (Betunel Ltda.)	- 78 -
Tabela 3.17 – Resultados individuais da determinação do N de giros “equivalente” no CGS	- 84 -
Tabela 3.18 – Comparação do VCAMIX e do VCADRC das duas faixas granulométricas da utilizadas na pesquisa.....	- 85 -
Tabela 4.1 – Resistências à Tração médias (3 determinações) para cada tipo de mistura para Vv igual a 4%.....	- 87 -
Tabela 4.2 – RT médias (3 determinações) para a mistura 7,93-G100 em função do teor de asfalto.....	- 88 -
Tabela 4.3 – RT médias (3 determinações) para a mistura 12,5-G100 em função do teor de asfalto.....	- 89 -
Tabela 4.4 – Módulos de resiliência médios (10 determinações) da mistura 7,93-G100 com variação da porcentagem de Asfalto.....	- 91 -
Tabela 4.5 – Módulos de resiliência médios (10 determinações) da mistura 12,5-G100 com variação da porcentagem de Asfalto.....	- 92 -
Tabela 4.6 – Valores médios (10 determinações) dos módulos de resiliência para as 6 misturas (Vv=4%).....	- 94 -

Tabela 4.7 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 7,93-M50 (7,3% de asfalto) -	96 -
Tabela 4.8 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 12,5-M50 (6,8% de asfalto) -	97 -
Tabela 4.9 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 7,93-G69 (7,3% de asfalto) -	98 -
Tabela 4.10 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 12,5-G77 (6,8% de asfalto)-	98 -
Tabela 4.11 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 7,93-G100 (6,8% de asfalto)....-	99 -
Tabela 4.12 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 12,5-G100 (6,1% de asfalto)....-	99 -
Tabela 4.13 – Vida de Fadiga calculada para cada modelo de fadiga na fibra inferior do pavimento obtido do programa ELSYM 5.....	103
Tabela 4.14 - Energias utilizadas para a produção dos corpos de prova com aproximadamente 7,0% de volume de vazios	104
Tabela 4.15 – RT das amostras virgens e condicionadas e valor da RRT das misturas 7,93-M20; 7,93-G36; 12,5-M20 e 12,5-G42.....	105
Tabela 4.16 - Resumo dos resultados dos ensaios mecânicos.....	106

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Autódromo Interlagos, em São Paulo-SP, Brasil. (VIATOP, 2007) ..	- 12 -
Figura 2.2 – Via Anchieta (curva da onça), Interior de São Paulo-SP. (VIATOP, 2007)	- 13 -
Figura 2.3 – Comparação granulométrica entre uma mistura convencional e uma SMA (Pierce, 2000)	- 16 -
Figura 2.4 – BR 277. Estado do Pará. Mistura tipo SMA. (VIATOP, 2007)	- 17 -
Figura 2.5– Revestimento compactado em campo de <i>Stone Skeleton Asphalt</i> (SSA) sem fibras (Hurley & Prowell, 2008)	- 19 -
Figura 2.6– Fibras de celulose em <i>pellets</i> utilizadas na pesquisa.....	- 23 -
Figura 2.7 – Corpos de prova SMA após o processo de compactação (Faixa TMN 7,93 mm)	- 28 -
Figura 2.8 – Corpos de prova SMA após o processo de compactação (Faixa TMN 12,5 mm)	- 29 -
Figura 2.9 – Aspectos das misturas SMA (esquerda), CAUQ (centro) e AAUQ (direita) – (ONOFRE et al., 2008).....	- 43 -
Figura 3.1 – Esquema geral da parte experimental da pesquisa – Faixa granulométrica TMN 7,93-DER	- 48 -
Figura 3.2 – Esquema geral da parte experimental da pesquisa – Faixa granulométrica TMN 12,5-AASHTO	- 48 -
Figura 3.3 – Limites superior e inferior da faixa granulométrica com TMN 7,93 (DER/SP-ET-DE-P00/031)	- 50 -
Figura 3.4 – Limites superior e inferior da faixa granulométrica com TMN 12,5 (AASHTO M-325)	- 51 -

Figura 3.5 – Limites inferior e superior das faixas granulométricas adotadas na pesquisa.....	- 52 -
Figura 3.6 – Detalhe da secagem na determinação da densidade aparente do agregado graúdo.....	- 53 -
Figura 3.7 – Secagem superficial na determinação da densidade aparente do agregado fino.....	- 56 -
Figura 3.8 – Detalhe do ensaio de determinação da densidade aparente do agregado fino.....	- 56 -
Figura 3.9 – Ensaio para a determinação do equivalente de areia.....	- 60 -
Figura 3.10 – Determinação da massa específica do agregado em estado seco compactado (γ_s).....	- 63 -
Figura 3.11 – Equipamento utilizado para a determinação da porcentagem de partículas longas e achatadas.....	- 66 -
Figura 3.12 – Cesta de arame padronizada na determinação do escorrimento... -	74 -
Figura 3.13 – Escorrimento: 6,5% de asfalto tipo STYLINK 76-22 e 0,0% fibra... -	74 -
Figura 3.14 – Equipamento para a determinação da Gmm pelo método Rice..... -	77 -
Figura 3.15 – Processo de mistura na produção dos corpos de prova SMA..... -	79 -
Figura 3.16 - Viscosidade x temperatura do ligante..... -	79 -
Figura 3.17 – Resumo da Dosagem Marshall para a Faixa 7,93 – DER-SP..... -	80 -
Figura 3.18 – Resumo da Dosagem Marshall para a Faixa 12,5 – AASHTO..... -	81 -
Figura 3.19 – Curvas corrigidas de volumes de vazios versus número de giros mistura TMN 7,93 DER/SP..... -	82 -
Figura 3.20 – Curvas corrigidas de volumes de vazios versus número de giros mistura TMN 12,5 AASHTO..... -	83 -

Figura 4.1 – Resultados médios das RT das 6 misturas estudadas.....	- 88 -
Figura 4.2 – RT médias para a mistura 7,93-G100 em função do teor de asfalto	- 89 -
Figura 4.3 – RT médias para a mistura 12,5-G100 em função do teor de asfalto .	- 89 -
Figura 4.4 – Câmara climática.....	- 90 -
Figura 4.5 – Módulos de resiliência médios em função da temperatura e do teor de asfalto da mistura 7,93-G100	- 92 -
Figura 4.6 – Módulos de resiliência médios em função da temperatura e do teor de asfalto da mistura 12,5-G100	- 93 -
Figura 4.7 – MR das misturas em três temperaturas	- 95 -
Figura 4.8 – Modelo de fadiga mist. 7,93-M50 e 12,5-M50 (Compactação Marshall) ..	97 -
Figura 4.9 – Modelo de fadiga mist. 7,93-G69; 7,93-G100; 12,5-G77 e 12,5-G100 (compactação no CGS).....	- 100 -
Figura 4.10 – Modelos de fadiga das 6 misturas da pesquisa	101
Figura 4.11 – Estrutura hipotética de pavimento para a análise da diferença de tensões na fibra inferior do revestimento	102

SUMÁRIO

LISTA DE ABREVIações, SIGLAS E SIMBOLOS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	ii
LISTA DE FIGURAS.....	iii
1. CONSIDERAções INICIAIS	- 1 -
1.1 Introdução	- 1 -
1.2 Problema e justificativa da pesquisa	- 2 -
1.3 Objetivo.....	- 2 -
1.4 Organização do trabalho.....	- 3 -
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – MISTURAS ASFÁLTICAS TIPO SMA.....	- 5 -
2.1 Histórico e aplicações	- 5 -
2.2 Características das misturas SMA	- 15 -
2.3 Materiais	- 19 -
2.4 Métodos de compactação	- 24 -
2.5 Propriedades das misturas tipo SMA	- 30 -
2.5.1 Propriedades volumétricas, Estabilidade e Fluência.....	- 30 -
2.5.2 Propriedades mecânicas	- 32 -
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	- 47 -
3.1 Caracterização dos agregados	- 50 -
3.1.1 Densidade aparente, real e absorção do agregado graúdo.....	- 52 -
3.1.2 Densidade aparente, real e absorção do agregado fino	- 55 -
3.1.3 Massa específica real do filer	- 58 -
3.1.4 Equivalente de areia	- 59 -
3.1.5 Massa específica aparente do agregado graúdo em estado seco compactado e determinação dos vazios no agregado graúdo.....	- 61 -

3.1.6	Determinação da porcentagem de partículas longas e achatadas do agregado grosso	- 65 -
3.1.7	Ensaio de Abrasão Los Angeles	- 67 -
3.2	Cimento asfáltico de petróleo - CAP	- 70 -
3.3	Projeto de Misturas Asfálticas SMA	- 71 -
3.3.1	Determinação do Escorrimento	- 72 -
3.3.2	Determinação da Densidade Máxima Teórica (Gmm) pelo método Rice ...	- 75 -
3.3.3	Compactação Marshall	- 77 -
3.3.4	Compactação Giratória (CGS)	- 81 -
3.3.5	Verificação do “esqueleto pétreo”	- 84 -
4.	RESULTADOS E ANÁLISES – MISTURAS SMA	- 87 -
4.1	Resistência à Tração por compressão diametral	- 87 -
4.2	Módulo de resiliência	- 90 -
4.3	Fadiga por tensão controlada.....	- 96 -
4.4	Suscetibilidade à Umidade.....	103
4.5	Resumo dos resultados	106
5.	CONCLUSÕES	109
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRAFICAS	113
	ANEXO A - DOSAGENS DAS MISTURAS UTILIZADAS NA PESQUISA	121
	ANEXO B - CERTIFICADO DE QUALIDADE ASFALTO	125
	ANEXO C - RESULTADOS INDIVIDUAIS MR	127
	ANEXO D - RESULTADOS INDIVIDUAIS RT	131
	ANEXO E - RESULTADOS INDIVIDUAIS RRT	134

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1 Introdução

Segundo a Confederação Nacional do Transporte – CNT (2009), a modalidade rodoviária tem apresentado um crescimento além do esperado, graças às facilidades de recepção e entrega das mercadorias, quanto à disponibilidade de rodovias. Ainda segundo a CNT, foi feita uma pesquisa a fim de avaliar parte das rodovias brasileiras, em termos de qualidade estrutural e funcionalidade. Foram estudados 89.552 km da malha rodoviária do país e foi possível observar que só 43% dos pavimentos apresentam uma superfície de rolamento considerada perfeita, 33% apresentam sinais de desgaste e, em cerca de 20%, predominam defeitos como trincas e/ou remendos, afundamentos, ondulações e buracos. Finalmente, em 1% da malha rodoviária brasileira há uma condição de pavimento totalmente inadequada.

A influência do clima, como mecanismo de deterioração, exerce um papel significativo no projeto de misturas asfálticas. A título de exemplo, na Europa, durante o inverno, alguns países como a Suécia, Noruega e Alemanha, entre outros, permitiam a utilização de pneus com pregos para evitar derrapagens. Devido a isso, a capa era exposta a um desgaste acelerado que obrigava a intervir no pavimento mais cedo do que era esperado. Desse modo, o governo alemão, no começo da década de 1960 proibiu a utilização de pneus com pregos e, em contrapartida, investiu em uma solução para o problema das derrapagens.

Um dos resultados do investimento europeu em pesquisas rodoviárias, no final da década de 1960, possibilitou o desenvolvimento da mistura alemã *Stone Matrix Asphalt* (SMA). Este tipo de misturas tem uma macrotextura rugosa que melhora a aderência dos pneus ao pavimento, principalmente nos dias chuvosos ou com a presença de neve. A maior quantidade de consumo de ligante asfáltico, pelas características da granulometria, aumentaria a sua durabilidade e resistência à fadiga.

As primeiras especificações europeias para produção de misturas asfálticas tipo SMA foram publicadas no ano 1984. No ano 1990, através da comissão norte-

americana que participou de uma viagem de estudos à Europa (*European Asphalt Study Tour*), foi criado um grupo de trabalho técnico que posteriormente produziu a primeira publicação norte-americana para a produção e aplicação da mistura SMA em 1994 (NAPA, 2007).

1.2 Problema e justificativa da pesquisa

Os projetos de misturas asfálticas tipo SMA, são feitos no Brasil, assim como em muitos outros países, utilizando-se o compactador Marshall, com energia de compactação equivalente a 50 golpes por face nos corpos de prova. Em alguns países, com a evolução da compactação por amassamento (que por sua concepção melhora a reprodução no laboratório da compactação no do campo), já existem especificações para SMA baseadas no estudo feito em compactadores giratórios do tipo *Superpave*. Mesmo assim, as especificações do projeto SMA feitas com o compactador giratório *Superpave* (CGS) diferem bastante entre si, sugerindo energias que variam desde 40 até 120 giros, dependendo principalmente da qualidade dos agregados.

As grandes diferenças entre as formas de compactação dos compactadores Marshall e CGS (impacto e amassamento), além das diferenças entre agregados norte-americanos e brasileiros, impedem que as recomendações norte-americanas para projeto de misturas asfálticas tipo SMA possam ser utilizadas diretamente no Brasil sem um estudo que as avalie e verifique se há necessidade de adaptações.

1.3 Objetivo

O objetivo desta pesquisa é investigar qual seria o número de giros necessário no CGS para reproduzir, do ponto de vista volumétrico, corpos de prova com as mesmas características dos produzidos com 50 golpes no compactador Marshall, ou seja, no teor de trabalho e volume de vazios igual a 4%. Após a determinação dessa “energia equivalente” no CGS, pretende-se comparar as propriedades mecânicas dos corpos de prova produzidos pelos dois processos de compactação à luz dos seguintes ensaios: tração indireta por compressão diametral, módulo de resiliência, fadiga e suscetibilidade à umidade. Espera-se, de posse dos resultados, avaliar se

as misturas asfálticas tipo SMA compactadas no CGS apresentam propriedades mecânicas similares às produzidas pela compactação tipo Marshall, além de produzir subsídios para uma eventual sugestão de energia de compactação para misturas SMA utilizando o CGS, visando normatização no Brasil.

Como complemento, pretendeu-se ainda, para as distribuições granulométricas adotadas, realizar as dosagens no CGS com 100 giros, visando avaliar o impacto do aumento da energia de compactação no teor de projeto (para volume de vazios igual a 4%), em comparação com o número de giros “equivalente” à compactação Marshall determinado com anterioridade. Também para essa condição de compactação foram produzidos corpos de prova e avaliadas as principais propriedades mecânicas.

1.4 Organização do trabalho

O trabalho foi organizado em seis capítulos que são descritos a seguir: no Capítulo 1 é feita a introdução da pesquisa, citando algumas considerações iniciais importantes acerca do tema, além do problema, justificativa e os objetivos. No Capítulo 2 apresenta-se a revisão da literatura enfocada principalmente às misturas asfálticas tipo SMA, histórico, características, materiais, métodos de dosagem, energias de compactação e algumas de suas propriedades mecânicas. No Capítulo 3 são apresentados os materiais e os métodos utilizados na parte experimental. No Capítulo 4 são detalhados os resultados e feitas as análises dos resultados dos ensaios de determinação das propriedades mecânicas das misturas SMA e, por último, no Capítulo 5, são apresentadas as principais conclusões e recomendações para trabalhos futuros. A referência bibliográfica utilizada na pesquisa é apresentada no Capítulo 6.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – MISTURAS ASFÁLTICAS TIPO SMA

2.1 Histórico e aplicações

As misturas asfálticas de granulometria descontínua do tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA) foram desenvolvidas na Alemanha no final da década de 1960, sob o nome de “Splittmastixasphalt” e são conhecidas atualmente pelas siglas SMA. Segundo Blazejowski (2011), o Dr. Zichner, engenheiro encarregado do laboratório Central de Construção de Rodovias da *STRABAG S.A.* da Alemanha, foi o impulsor.

Naquela época, o principal objetivo era obter uma mistura asfáltica que evitasse a derrapagem, sobretudo no rigoroso inverno europeu e também pela proibição da utilização dos pneus com pregos. Segundo o relato do livro do Blazejowski (2011), a tendência da época era a utilização de misturas denominadas *Mastic Asphalt*, ou seja, um concreto asfáltico com um baixo teor de agregados graúdos, porém com maior quantidade de agregados finos. Ainda segundo esse autor, este tipo de revestimento estava sujeito a um desgaste acelerado por causa dos veículos equipados com pneus com pregos. A mistura *Mastic Asphalt* era muito fraca para suportar as condições ambientais e o carregamento deste tipo de pneus, não proporcionando durabilidade adequada. Dessa maneira, devido ao alto custo e à rapidez da demanda por reabilitação, foram iniciadas pesquisas sob o comando do Dr. Zichner para desenvolver uma nova mistura que fornecesse uma superfície capaz de suportar os pneus com pregos (BLAZEJOWSKI, 2001).

Dessa forma, as agências de transportes da Alemanha impulsionaram o desenvolvimento de uma mistura onde a macrotextura grossa ajudasse, além de evitar derrapagens no inverno, a diminuir a deformação permanente, devido à estrutura criada pelo contato pedra-pedra e, ao incrementar o teor de asfalto na mistura, aumentasse também a sua durabilidade.

Segundo Blazejowski (2011), no texto da patente do Dr. Zichner foram definidas as porcentagens da composição da mistura. As quantidades recomendadas foram: agregado graúdo (70%), areia proveniente de britagem (10%), fíler (12%) e ligante

asfáltico (8%). Ainda segundo esse autor, foi indicado que aditivos de estabilização poderiam ser necessários para evitar o escorrimento do ligante.

Segundo Zichner¹ (1972) *apud* Blazejowski (2011), as misturas criadas pelo Dr. Zichner em 1968, foram nomeadas como segue:

- *MASTIMAC* - misturas para camadas de 2-3 cm de espessura;
- *MASTIPHALT* - misturas para camadas com espessuras maiores do que 3 cm.

Inicialmente, as misturas tipo *MASTIMAC* foram utilizadas somente em vias internas das usinas de asfalto pertencentes ao consórcio *STRABAG / Deutag*, permitindo-lhes, dessa forma, adquirir experiência com a nova mistura (BLAZEJOWSKI, 2001). Posteriormente, uma via pública foi pavimentada com a mistura de *MASTIMAC* no dia 30 julho de 1968, em *Wilhelmshaven*, na Alemanha (BLAZEJOWSKI, 2001). Segundo Soward (2009), o revestimento colocado em 1968 foi substituído recentemente devido a uma mudança no regime de trânsito, depois de uma vida útil de quase 40 anos.

Depois da proibição dos pneus com pregos na Alemanha, em 1970, o uso das misturas SMA foi reduzido devido aos custos elevados dos materiais e da construção, uma vez que já não parecia ser necessária sua utilização (BROWN, 1992b).

No ano 1980, a deformação permanente transformou-se em um grande problema na Alemanha, devido à alta pressão de inflação dos pneus principalmente, e as misturas SMA começaram a ser utilizadas novamente com maior frequência. Este tipo de mistura descontínua foi utilizado na Suécia com bom desempenho, mesmo sem haver a proibição de utilização de pneus com pregos. Outros países europeus usaram misturas SMA, apresentando similar resposta às observadas na Suécia e Alemanha (BROWN, 1992b).

Como consequência do bom desempenho apresentado, no ano de 1984 o SMA foi normatizado na Alemanha (*ZTV-bit StB 84*). Depois da criação das especificações, as misturas SMA começaram a ser utilizadas rapidamente em outros países da

¹ ZICHNER G. *MASTIMAC unad MASTIPHALT bituminose Gemische fur hochwertige Deckschichten*. STRABAG Schriftenreihe 8, Folge 4, 1972.

Europa. Segundo Blazejowski (2011), as misturas SMA são utilizadas em quase todo o continente europeu, sendo que na França utilizam-se misturas com um conceito similar ao do SMA, as misturas BBM e BBTM.

As misturas BBM (*Beton Bitumineux Mince – Concreto Betuminoso Delgado*) e BBTM (*Beton Bitumineux Très Mince – Concreto Betuminoso Muito Delgado*) são utilizadas para microrrevestimentos e são comparadas constantemente com as misturas tipo SMA (CAMPBELL, 1999). Segundo Mourão (2003), embora tenham sido feitos alguns trechos de SMA, eles preferem utilizar o BBM, que apresenta diferenças em relação ao SMA como, por exemplo:

- A quantidade de mástique no BBM é menor que no SMA (3 a 5% menos finos e 0,5 a 1,3% menos ligante asfáltico), dispensando o aditivo estabilizador;
- O volume de vazios da mistura BBM já compactado fica entre 6 a 12%, aproximadamente.

Segundo relatório da EAPA (2001), até o ano 2001, mais de 200 milhões de m² de SMA foram empregados em estradas na Alemanha. Segundo Amiruddin (2010), atualmente a mistura SMA é considerada o revestimento padrão das rodovias alemãs.

Na Suécia, uma das principais razões da primeira utilização das misturas SMA deveu-se ao desgaste acelerado dos revestimentos convencionais devido à utilização de pneus com pregos durante o inverno (PROWELL, 2010). Ainda segundo o mesmo autor, as especificações iniciais de SMA foram feitas para a utilização de uma faixa granulométrica com agregados de tamanho máximo nominal de 16 mm. Segundo Campbell (1999), naquele país foram construídos trechos experimentais desde 1974 e a partir do ano 1988 tem sido o revestimento padrão nas principais rodovias.

Segundo Campbell (1999), na Dinamarca as misturas SMA têm sido utilizadas desde 1982, principalmente como revestimento nas estradas de alto volume de tráfego. Segundo EAPA (2001), na Dinamarca foram construídos até o ano 2001 quase 20 milhões de m².

Na Hungria, o SMA tem sido utilizado desde 1983 (CAMPBELL, 1999). Segundo EAPA (2001), até o ano 2001 foram construídos quase 10 milhões de m². Na República Tcheca, este tipo de mistura descontínua tem sido utilizado desde 1991. Também segundo EAPA (2001), no ano 2001 foram construídos quase 4 milhões de m² de SMA na República Tcheca e no ano 2008 foram construídos 25 milhões de m² de mistura SMA na Romênia.

Na Holanda, o SMA tem sido utilizado aproximadamente desde 1987. Segundo Campbell (1999), 35% de toda a produção de revestimentos é SMA. Segundo EAPA (2002), no ano 2002 foram construídos quase 12 milhões de m² de SMA em estradas holandesas.

Na Austrália, as autoridades dos organismos rodoviários, engenheiros e produtores da pavimentação asfáltica, têm conhecimento sobre SMA desde o final da década de 1980 e início dos anos 1990. Trechos de prova com misturas SMA foram realizados em Victoria, New South Wales, País de Gales, Austrália do Sul e Queensland. Rebecchi² (1996) *apud* Campbell (1999) relatou que o primeiro trecho experimental de SMA na Austrália foi construído pela *VicRoads* no início de 1990. Ainda segundo o mesmo autor, por várias razões, este experimento foi parcialmente bem-sucedido. Algumas das afirmações de Rebecchi² (1996) *apud* Campbell (1999) após a construção de SMA em *New South Wales*, foram que alguns dos trechos apresentaram excessiva deformação permanente.

Allen (2006) relata que, após as considerações a respeito de alguns problemas nos primeiros experimentos com SMA na Austrália, no ano 1992, em Queensland, foi testada novamente a mistura SMA utilizando uma faixa granulométrica de com tamanho máximo nominal de 10 mm e não foi utilizado nenhum aditivo estabilizador. Ainda segundo o mesmo autor, algumas das misturas foram consideradas satisfatórias enquanto outras não, devido ao escorrimento do ligante e à porcentagem elevada de agregados lamelares. Os agregados lamelares poderiam ter acarretado variações repentinas e inesperadas nos parâmetros volumétricos das misturas.

² REBECCHI, J. SMA – **The Australian Experience**, *Asphalt Review*; Australian Asphalt Pavement Association, Volume 15, No 2, 1996.

A tentativa seguinte de utilização de SMA na Austrália foi ao início do ano 1993. Os trechos foram avaliados e apresentaram resultados mecânicos satisfatórios; posteriormente, mais de 150.000 toneladas de SMA foram utilizadas em Melbourne-AU (CAMPBELL, 1999).

Segundo Allen (2006), em 1993, foi criada a especificação no Departamento de Estradas de Queensland (QDMR). A especificação QDMR original recomendava misturas SMA com graduação descontínua de tamanho máximo nominal de 14 mm e bastante quantidade de ligante modificado tipo SBS. Segundo o mesmo autor, o primeiro teste em Queensland foi na Região Metropolitana em uma seção de Mt Gravatt - Road Catalina, usando uma mistura 14 mm, que foi considerada bem sucedida após ensaios mecânicos. Allen (2006) relatou também que, até o ano 2002, o QDMR produziu mais de 1,5 milhões de toneladas de SMA.

Em 1990, a AASHTO, NAPA, FHWA, SHRP, *The Asphalt Institute* e TRB formaram uma comissão de 21 pessoas para fazer uma visita de estudo à Europa (*European Asphalt Study Tour*). Os membros da equipe inspecionaram 27 tipos de pavimentos na Dinamarca, França, Alemanha, Suécia e no Reino Unido. O objetivo principal era aprender técnicas de construção e manutenção de pavimentos segundo a concepção europeia, além da transferência de tecnologia acerca de tipos de capas de rolamento que pudessem propiciar aumento da vida útil, com redução da incidência dos defeitos mais comuns dos pavimentos (fadiga e deformação permanente). Dessa visita, as misturas SMA, devido às suas características, foram escolhidas pelos norte-americanos como uma das tecnologias mais promissoras. A partir dessa escolha, foi criado um grupo de trabalho técnico com a finalidade de desenvolver normas para materiais e produção de SMA (NAPA, 2007; AASHTO et al., 1990).

Em 1991, o FHWA criou um grupo de trabalho técnico, chamado TWG (*Technical Working Group*), que tinha como tarefa principal desenvolver uma norma para fabricação das misturas SMA. (NAPA, 2007).

Com base na viagem de estudos e no desempenho das misturas SMA visto na Europa, e ainda antes da publicação do manual feito pelo TWG, foram construídos trechos experimentais de SMA nos Estados Unidos. Os projetos iniciais foram

propostos como uma verdadeira associação, compartilhando riscos e intercambiando livremente as informações (NAPA, 2007).

Em janeiro de 1991, o estado de Michigan foi escolhido para a construção de trechos experimentais, aproveitando o clima similar ao europeu; também havia muito interesse do Departamento de Transportes de Michigan para investir neste tipo de mistura. As recomendações e planos construtivos dessa construção foram elaborados pelo FHWA. No mesmo ano, ainda foram construídos trechos de SMA para avaliar e identificar possíveis problemas ou defeitos prematuros advindos do processo construtivo. Houve variação entre os projetos para fornecer uma ampla base de experiência na identificação de potenciais problemas e oferecer soluções. Os principais trechos de SMA foram construídos nos seguintes estados americanos: Geórgia, Indiana, Michigan, Missouri, e Wisconsin (BROWN, 1992b).

Nessa época, a experiência norte-americana acerca de misturas SMA era incipiente e as dificuldades experimentais eram notórias. Rademaker (1996), em um dos relatórios acerca da experiência de Illinois na construção de trechos SMA afirma o seguinte:

“A Mistura SMA era muito pegajosa, especialmente com o asfalto modificado, e havia a dificuldade de remover a mistura do caminhão dificultando a trabalhabilidade. A mistura e a temperatura eram mais críticas do que para as misturas de graduação densa. Os custos eram aproximadamente 40% maiores do que para as misturas convencionais. Têm-se a expectativa que esses custos decresçam com a experiência. “

Os primeiros trechos de SMA construídos nos EUA foram feitos seguindo a norma alemã como uma “receita”. Segundo NAPA (2007), depois das primeiras experiências, foi desenvolvido um método detalhado de projeto de misturas SMA dentro do Programa Nacional de Cooperação para Pesquisas Rodoviárias (*NCHRP – The National Cooperative Highway Research Program*) denominado Projeto 9-8, amplamente baseado no Relatório 425 do NCHRP “*Designing Stone Matrix Asphalt Mixtures for Rut-Resistant Pavements*”. As primeiras normas que tiveram como base nesse relatório foram:

- AASHTO – MP 8: Especificação para o projeto SMA (atualmente AASHTO – M 325/08);

- AASHTO – PP 41: Práticas para o projeto SMA (atualmente AASHTO – R 46/08).

Segundo Prowell (2010), a concepção e normas para projetos SMA da Alemanha e da Suécia influenciaram as especificações norte-americanas. Ainda segundo esse autor, a tendência na Alemanha era a utilização de faixas granulométricas com tamanho máximo nominal entre 8 e 11 mm; por outro lado a Suécia normatizou a mistura SMA com a faixa granulométrica de tamanho máximo nominal (TMN) igual a 16 mm. As especificações iniciais norte-americanas permitiam a utilização de faixas granulométricas com TMN 25 mm; 19 mm; 12,5mm; 9,5 mm e 4,75 mm (AASHTO PP 41, 2002).

No verão de 1997, pelo menos 28 estados dos Estados Unidos de América haviam construído cerca de 100 trechos, com um total de, aproximadamente, três milhões de toneladas de SMA (NAPA, 2007). Segundo Brown et al. (1997), os dados apresentados no relatório da NCAT 97-01, sobre a utilização de SMA nos EUA, foram obtidos a partir da experiência dos seguintes estados: Alasca, Arkansas, Califórnia, Colorado, Geórgia, Illinois, Indiana, Kansas, Maryland, Michigan, Missouri, Nebraska, Nova Jersey, North Carolina, Ohio, Texas, Virgínia, Wisconsin e Wyoming, apesar de outros estados já terem construído misturas SMA.

Em 1994, foi executada a primeira camada de revestimento SMA no Canadá, como trecho experimental em uma via com tráfego pesado (CAMPBELL, 1999). Segundo Bolzan (2006), na Argentina, o primeiro trecho com SMA foi construído na província de Córdoba utilizando agregado de Tamanho Máximo Nominal (TMN) de 12 mm, com teor de ligante de 6,8%. No ano 2000 começou-se a pavimentar a rodovia *AU Riccheri*, que liga o aeroporto de Ezeiza a Buenos Aires, por onde passavam mais de 120.000 veículos por dia. Nesse projeto foi utilizado SMA de TMN de 19 e 12 mm.

Depois disso, muitos trechos de SMA foram construídos na Argentina, observando bons resultados em relação à segurança, visibilidade, macrotextura e deformação permanente (BOLZAN, 2006).

No Brasil, a utilização do SMA pode ser considerada relativamente “nova” em termos de aplicação e pesquisa. Segundo Beligni³ et al. (2000) *apud* Bernucci et al. (2008), a primeira pavimentação com SMA no Brasil foi feita no ano 2000 nos serviços de recapeamento do circuito Interlagos de Formula 1 (Figura 2.1). Segundo Vinha⁴ (2000) *apud* Mourão (2003), foram aplicados 3 cm de espessura para o recapeamento do autódromo em São Paulo-SP e foram utilizados um asfalto modificado AMP (6% SBS), 0,5% de fibra de celulose e fíler calcário. O teor de ligante de projeto utilizado foi 6,7%.



Figura 2.1 – Autódromo Interlagos, em São Paulo-SP, Brasil. (VIATOP, 2007)

No final da década de 1990, com o início do programa de concessões rodoviárias da Associação Brasileira de Concessões Rodoviárias (ABCR), a utilização das misturas SMA viu-se impulsionada graças à demanda por tecnologias que, além de apresentarem um bom desempenho, pudessem oferecer maior durabilidade e menos intervenções durante sua vida útil, otimizando assim os investimentos realizados. Segundo a ARTESP (2012), a mistura SMA começou a ser avaliada, em termos de desempenho, em 2001, em uma rodovia de alto tráfego no Estado de São

³ BELIGNI, M.; VILLIBOR, D.F.; CINCERRE, J.R. **Mistura Asfáltica do tipo SMA (Stone Mastic Asphalt); solução para revestimentos de pavimentos de rodovias urbanas de tráfego intenso**. SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE MANUTENÇÃO E RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS E CONTROLE TECNOLÓGICO, São Paulo-SP, Brasil, 2000.

⁴ VINHA, Adilson M., “Stone Mastic Asphalt – Pavimento Asfáltico Rugoso”. In: **Anais da Reunião Anual de Pavimentação – 32º RAPv**, v. 02, pp. 555-564, Brasília, Distrito Federal, Brasil, 16-20 Outubro, 2000.

Paulo, na denominada curva da onça da Rodovia Anchieta (Figura 2.2) entre o km 44+400 e km 45+000 (Concessionária Ecovias). Ainda segundo o mesmo autor, o segmento, apesar de ter sido considerado de alta complexidade, ainda hoje, permanece em ótimas condições.



Figura 2.2 – Via Anchieta (curva da onça), Interior de São Paulo-SP. (VIATOP, 2007)

A seguir, na tabela 2.1 é apresentado um resumo dos principais projetos SMA no Brasil, apresentado no 6° Encontro Técnico do DER-PR por Tuchumantel (2008).

Tabela 2.1 – Resumo dos Principais Projetos SMA no Brasil apresentado por TUCHUMANTEL (2008)

Ano	Rodovia	Localização	Observações
2000	Autódromo Interlagos	São Paulo-SP	Manutenções em 2001, 2002, 2003, 2004 e 2007
2001	SP-055: Manuel da Nóbrega - Anchieta - "Curva da Onça"	Região da Baixada Santista - SP	Concessionária Ecovias
2002	BR-116: Presidente Dutra	Ligação entre o Estado de São Paulo e Rio de Janeiro	
2003	SP-308: Rodovia do Açúcar	Ligação entre cidade de Itú e Piracicaba - SP	
2004	Corredores de Ônibus	São Paulo-SP	
2004	Trecho Experimental SMA	Salvador-BA	Sem utilização de fibras
2006	BR-277	Estado do Paraná	Concessionária Ecovia - Mistura SMA TMN 11 mm com AMP Stylink PG 76-22
2006	SP-330: Anhanguera	Estado de São Paulo	Mistura SMA TMN 8 mm com AMP Stylink PG 76-22
2006	Anel Rodoviário BH-BR 381 / BR-262 / BR-040	Região Metropolitana de Belo Horizonte-MG	15 Km de Pista Dupla
2006	BR-381	Belo Horizonte - Betim (MG)	17 Km de Pista Dupla
2007	BR-116	Fortaleza - Paracajus (CE)	27 Km de Pista Dupla
2007	SP-330: Anhanguera	Estado de São Paulo	Concessionária Intervias e Autovias
2007	SP-326: Brigadeiro Faria Lima	Estado de São Paulo	Concessionária Tebe
2007	SP-310: Washington Luiz	Estado de São Paulo	Concessionária Centrovias
2007	BR-277	Estado do Paraná	Concessionária Ecovia

2.2 Características das misturas SMA

Segundo NAPA (2007), o SMA tem características intrínsecas que o diferencia das misturas convencionais. É uma mistura asfáltica a quente, formada basicamente por dois elementos: um esqueleto de agregados graúdos e um mástique rico em ligante. Segundo Prowell et al. (2010), as misturas SMA são caracterizadas por ter um elevado conteúdo de agregado graúdo, acima de 70% e teores de ligante asfáltico entre 6 a 7,5% em relação ao peso total da mistura. Qiu & Lum (2006) afirmam que as misturas SMA podem consumir entre 5 a 8% de ligante asfáltico, em relação ao peso total.

A granulometria descontínua SMA é uma das principais diferenças em relação às misturas densas convencionais (CAUQ). Segundo Prowell et al. (2009), além de ter uma grande quantidade de agregados graúdos, as misturas SMA tem a característica de possuir uma quantidade insignificante de material retido entre as peneiras que delimitam a fração areia (2,36 mm e 0,075 mm).

Considera-se o esqueleto pétreo (contato pedra-pedra) a característica principal da mistura SMA, diferente das misturas convencionais de graduação densa, onde os agregados tendem a “flutuar” na mistura, com pouco contato entre as partículas maiores de agregado. O agregado graúdo deve ser de boa qualidade, durável, e de forma aproximadamente cúbica. O contato pedra-pedra resiste às forças de cisalhamento provocadas pelas cargas aplicadas, tendo assim uma boa resistência ao afundamento de trilha de roda (WEST & MOORE, 2006).

Blazejowski (2011) relata acerca da matriz estrutural das misturas SMA formada pelos agregados graúdos, e ressalta a capacidade de acomodação deles uns contra os outros, proporcionando o intertravamento. A definição de agregado graúdo depende basicamente do tipo de graduação utilizada e das recomendações específicas da norma que for seguida. Ainda segundo esse autor, na Europa, classifica-se os agregados graúdos geralmente como partículas maiores que 2 mm. Já segundo a NAPA (2007), a classificação dos agregados depende do Diâmetro Máximo Nominal (DMN) e a separação entre os grãos maiores e menores é dada pela “peneira de corte”, sendo as mais usuais as peneiras de abertura 4,76 mm e 2,36 mm nos Estados Unidos.

A correta compactação em campo levará a um intertravamento entre os agregados, permitindo obter o esqueleto desejado. Durante o processo de compactação, os agregados no esqueleto SMA são forçados a fazer contato direto. A figura 2.3 apresenta uma comparação entre uma mistura densa convencional (CAUQ) e uma tipo SMA, onde é evidente a maior quantidade de agregado graúdo na mistura SMA, permitindo ter maior número de pontos de contato entre eles. Segundo Blazejowski (2011), uma vez que o contato ocorre, a compactação adicional pode ser prejudicial, pela possibilidade de esmagar os grãos.

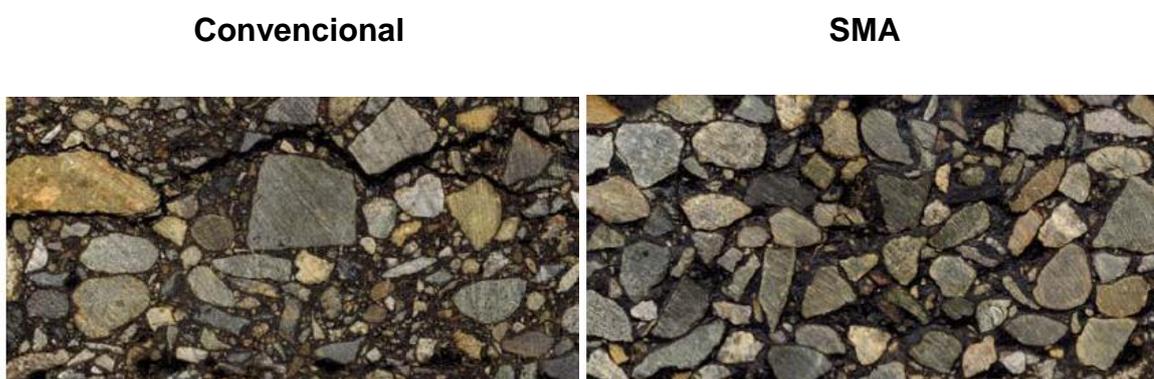


Figura 2.3 – Comparação granulométrica entre uma mistura convencional e uma SMA (Pierce, 2000)

A coesão da mistura SMA é assegurada pelo mástique asfáltico que, em elevada porcentagem, faz com que a mistura apresente baixo índice de vazios, retardando o processo de oxidação. Segundo Mourão (2003), a característica granulométrica de uma mistura asfáltica tipo SMA é dada pela elevada porcentagem de agregados graúdos, formando um “esqueleto” com grande volume de vazios, que é preenchido e “travado” pelo mástique.

Segundo Blazejowski (2011), o mástique é o segundo maior componente das misturas SMA, com aproximadamente 20 a 25% em peso e 30 a 35% em volume da mistura. Ainda segundo esse autor, o mástique permite ter uma boa lubrificação no processo de compactação, além de propiciar durabilidade e maior resistência a fatores externos como a água e os processos de gelo e degelo.

O maior consumo de ligante asfáltico, comparado às misturas convencionais, produz uma maior espessura do filme que recobre o agregado, fornecendo assim maior

resistência ao desgaste e ao envelhecimento, além de maior durabilidade e maior resistência à fadiga.

Segundo NAPA (2007), as misturas SMA apresentam:

- Entre 30% e 40% menos afundamento de trilha de roda do que as misturas densas convencionais;
- 3 a 5 vezes maior resistência ao trincamento por fadiga em relação às misturas densas convencionais.

Segundo Hofsink & Barnard (2009), as misturas tipo SMA não só tem excelentes propriedades estruturais para resistir às cargas, como também tem excelentes propriedades funcionais, tais como resistência à derrapagem e baixo nível de ruído, tornando-a uma mistura ideal para pistas de aeroportos.

A característica da granulometria descontínua, permite obter uma macrotextura rugosa que além de absorver o ruído, reduz a aquaplanagem e a reflexão da luz. Diversas pesquisas mostraram uma redução considerável do ruído quando se utiliza o SMA. Por exemplo, uma pesquisa na Alemanha indicou que a redução seria da ordem de 2,5 dB (decibéis), quando uma mistura convencional (CAUQ) é substituída por uma mistura do tipo SMA. Outra pesquisa na Itália revelou uma redução de até 7 dB no nível de ruído a 110 km/h, quando se utiliza uma mistura SMA de TMN de 15 mm, comparada a uma convencional densa de TMN 15 de mm (NAPA, 2007). A Figura 2.4 apresenta a macrotextura típica de uma mistura SMA em pista (TMN 11 mm).



Figura 2.4 – BR 277. Estado do Pará. Mistura tipo SMA. (VIATOP, 2007)

O custo inicial da mistura SMA, quando os primeiros trechos de SMA foram construídos nos EUA, foi uma preocupação importante dos órgãos rodoviários. Nesse sentido, Brown (1992a) se referiu a esse fato da seguinte maneira:

“A mistura SMA custa mais inicialmente, mas o custo adicional é compensado por um melhor desempenho. É muito cedo para estimar o custo da SMA nos EUA, mas o preço deve reduzir à medida que mais e mais SMA sejam colocados e que os contratantes se familiarizem com o manuseio dessa nova mistura.”

Já no ano 1997, uma das conclusões importante da NCAT, depois de quase sete anos pesquisando e construindo revestimentos com SMA, foi a seguinte: “... As misturas SMA continuam fornecendo um bom comportamento nas áreas com grande volume de tráfego. O custo extra da construção está mais que compensado com o incremento no desempenho do pavimento” (NAPA, 2007).

Segundo Celaya & Haddock (2006), a mistura SMA é considerada “Premium” na pavimentação. Ainda segundo esses autores, estima-se que a vida de serviço seja estendida em 20 a 30% a mais se comparada com as misturas densas convencionais, pela elevada resistência à deformação permanente (contato pedra-pedra dos agregados graúdos) e pelo incremento da durabilidade (maior quantidade de ligante asfáltico).

McGhee et al. (2005) afirmam que a mistura SMA é considerada complexa em comparação com uma mistura convencional CAUQ, pela seleção dos materiais de excelente qualidade. Ainda segundo esses autores, o maior custo dos materiais é proporcional aos custos associados às misturas SMA. Os autores afirmam que para determinar se os custos adicionais das misturas tipo SMA são justificados, é importante documentar as características de qualidade e melhor desempenho dos projetos, para assim expandir o uso deste tipo de mistura.

Na medida em que a experiência no uso das misturas descontínuas do tipo SMA vem crescendo, algumas modificações têm sido estudadas. O objetivo principal desses estudos é a diminuição dos custos de produção, que são reflexo da utilização de materiais de excelente qualidade. Assim, existe um novo conceito de tecnologia, chamado *Stone Skeleton Asphalt* (SSA), que visa manter os princípios da concepção e do desempenho diferenciado do SMA em relação às misturas

convencionais, porém com redução de alguns elementos que encarecem sua fabricação como a utilização de asfaltos modificados, de aditivos estabilizadores e a adição de fíler (Hurley & Prowell, 2008). Na figura 2.5 é mostrado o aspecto final de uma mistura tipo SSA executada sem fibras.



Figura 2.5– Revestimento compactado em campo de *Stone Skeleton Asphalt (SSA)* sem fibras (Hurley & Prowell, 2008)

2.3 Materiais

As misturas asfálticas, concebidas a partir da combinação de ligante asfáltico, agregados e aditivos (se necessário), quando dosadas e compactadas apropriadamente, devem produzir um revestimento asfáltico que seja durável e que resista, durante a sua vida útil, à carga e à ação de agentes ambientais.

Nesse sentido, a caracterização dos materiais a serem utilizados no projeto de misturas asfálticas torna-se fundamental, assim como o controle adequado das quantidades e do processo construtivo o qual levará a resultados volumétricos e mecânicos compatíveis com as exigências de projeto.

Com relação aos materiais utilizados na concepção de misturas tipo Stone Matrix Asphalt (SMA), algumas considerações importantes devem ser cumpridas: ela requer teores elevados de ligante de projeto e geralmente são utilizados asfaltos

modificados por polímeros (AMP); requer agregados de boa qualidade quanto à resistência/forma e de fibras como aditivo estabilizador (se precisar). Assim sendo, as maiores exigências dos materiais em relação às misturas densas convencionais acarretarão despesas iniciais maiores, porém esse custo inicial elevado deverá ser compensado pelas poucas intervenções ao longo da vida útil.

Segundo NAPA (2002), as exigências das misturas tipo SMA quanto aos agregados partem de uma seleção adequada, descartando aqueles onde o desgaste *Los Angeles* seja superior a 30%. A quantidade de partículas longas e achatadas tem que ser no máximo 20% na relação 3:1 e 5% na relação 5:1 e a absorção não poderá ultrapassar os 2%. Segundo a AASHTO M-325 (2008), além das recomendações anteriormente mencionadas, exige-se no mínimo 90% das partículas com duas faces fraturadas e 100% das partículas com pelo menos uma face fraturada pelo processo de britagem. Segundo o DER ET-DE-P00/031 (2007), para este tipo de mistura a porcentagem de agregados lamelares não deverá ser maior do que 10% e o equivalente de areia tem que ser igual ou superior a 55%.

Segundo Prowell et al. (2010), os agregados para a produção de misturas SMA tem que ser duráveis, tais como granito, basalto, gabro, diabásio, gnaisse e quartizo entre outros. Ainda segundo o mesmo autor, eles tem que ter forma cúbica, textura áspera e ser resistentes à degradação nos pontos de contacto sob as cargas. Os agregados arredondados não são recomendados devido à tendência de “flutuar” no mastic, devido à grande quantidade de ligante.

Existem restrições respeito à porcentagem de partículas longas e/ou achatadas como mencionado anteriormente (20% na relação 3:1 e e 5% na relação 5:1), mas segundo Prowell et al. (2010), algumas partículas alongadas e de formato irregular seriam desejáveis para melhorar o intetramento da matriz pétre. Já as partículas planas são consideradas indesejáveis porque podem conduzir à variabilidade nas propriedades volumétricas. Segundo o DER ET-DE-P00/031 (2007), o índice de forma dos agregados graúdos tem que ser superior a 0,5.

Quanto ao ligante asfáltico, os primeiros projetos de pavimentação com a mistura SMA nos Estados Unidos de América foram feitos com o mesmo tipo de ligante utilizado para a concepção de misturas densas convencionais. Segundo NAPA (2007), atualmente há a tendência da utilização de asfaltos modificados com grau de

desempenho (*Performance Grade* - PG) um ou dois a mais do recomendado pelo sistema *Superpave*, em função da área geográfica.

Segundo Qiu & Lum (2006), o ligante asfáltico para produção de misturas asfálticas tipo SMA pode ser um asfalto convencional ou um asfalto modificado por polímeros (AMP). No caso da utilização dos asfaltos convencionais, pela suscetibilidade ao escorrimento, recomenda-se a utilização de fibras de celulose como aditivo estabilizador. Se for utilizado AMP não é necessária a utilização das fibras (QIU & LUM, 2006).

Segundo a especificação norte-americana padrão para produção de misturas asfálticas SMA, a AASHTO M-325 (2008), o ligante asfáltico ideal tem que fornecer um grau de desempenho (PG) que satisfaça os requisitos da especificação AASHTO M 320, baseado nas condições climáticas e do tráfego local do projeto de pavimentação. A orientação para a seleção do ligante asfáltico adequado é fornecida na especificação AASHTO M 323 (AASHTO M-325, 2008).

Segundo West & Moore (2006), a mistura SMA normalmente utiliza ligante asfáltico modificado e alguns tipos de fibras para impedir o escorrimento do asfalto durante a usinagem e a construção, devido à sua maior quantidade. O fíler, em porcentagens maiores do que nas misturas convencionais, forma junto com asfalto, um mástique viscoso que segura o agregado e preenche os espaços intergranulares, além de, como já mencionado anteriormente, proporcionar excelente durabilidade e boa impermeabilidade (WEST & MOORE, 2006).

A norma brasileira do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER - ET-DE-P00/031, 2007), exige a utilização de ligante asfáltico modificado por polímeros tipo SBS para a produção de misturas SMA. As características do ligante utilizado deverão satisfazer o Anexo C dessa Especificação Técnica.

Um dos requisitos para a fabricação de misturas asfálticas do tipo SMA é a utilização de maior quantidade de fíler do que nas misturas convencionais, isto para preencher os vazios deixados pelas partículas maiores de agregado e para a formação do mástique. Segundo Balbo (2007), mais do que apenas o preenchimento de vazios na mistura, o fíler aumenta a viscosidade do ligante, incrementando assim, os

valores do módulo de resiliência, estabilidade e resistência da mistura asfáltica, porém até um dado limite de consumo.

Além de ajudar na diminuição dos vazios nas misturas, o fíler, em proporções adequadas, ajuda a melhorar o desempenho em termos de rigidez e forma junto com o ligante, uma argamassa (mástique), permitindo maiores quantidades de asfalto a fim de atingir maior durabilidade e resistência à fadiga da massa asfáltica final.

Segundo Bernucci et al. (2008), aumentando a porcentagem de fíler, reduzem-se os vazios do esqueleto mineral, aumentando a trabalhabilidade da mistura asfáltica até um certo ponto. Acima de um determinado teor, o fíler começa a prejudicar a trabalhabilidade bem como a estabilidade do esqueleto mineral, diminuindo os contatos entre as partículas grossas e, dessa forma, altera também a capacidade da compactação.

A quantidade de fíler em misturas SMA está em torno de 10%, significando em torno de 5% a mais do que os valores típicos das misturas densas convencionais, o que acarreta ajustes de produção nas usinas.

A mistura asfáltica tipo SMA, pela sua característica de consumir teores elevados de ligante asfáltico (superior à mistura convencional), normalmente exige a utilização de um aditivo estabilizador para evitar o escorrimento do ligante asfáltico durante o processo de usinagem e transporte. Os tipos mais comuns de aditivos estabilizadores para SMA são as fibras. Elas não modificam as propriedades do ligante, simplesmente possibilitam um aumento da quantidade de asfalto sem ter escorrimento, engrossando assim o filme que cobre o agregado e melhorando a durabilidade do produto final.

Algumas fibras já foram estudadas em misturas asfálticas, como a fibra de celulose, a de vidro e a mineral, cada uma com recomendações diferentes quanto ao teor na mistura final, como pode ser observado na tabela 2.2 (PANK⁵, 1995 *apud* FERREIRA et al., 2004).

⁵ PANK, H. **Finnis Asphalt Specifications**. Finnish Pavement Technology Advisoru Council. 1995

Tabela 2.2 – Recomendações finlandesas para adição de fibras nas misturas

Tipo de Fibra	% de Fibra na mistura
Celulose	0,3-0,5
Mineral	0,7-0,9
Vidro	0,4-0,6

As fibras de celulose, em forma de *pellets*, são as preferencialmente utilizadas na produção de misturas SMA, devido ao fato dos *pellets* se desmancharem quando aquecidos, formando uma microarmadura (reticulado tridimensional), aumentando a coesão da massa asfáltica. (BELIGNI⁶ *et al.*, 2000 *apud* MOURÃO, 2003). A figura 2.6 apresenta as fibras de celulose em *pellets* (utilizadas nesta pesquisa).



Figura 2.6– Fibras de celulose em *pellets* utilizadas na pesquisa

⁶ BELIGNI, M.; VILLIBOR, D.; CINCERRE, J. **Mistura Asfáltica do tipo SMA (Stone Mastic Asphalt): Solução para Revestimentos de Pavimentos de Rodovias e Vias Urbanas de Tráfego Intenso**. Reunião Anual de Pavimentação – 32º RAPv, v. 01, Brasília-DF, Brasil, 2000

2.4 Métodos de compactação

Uma das fases mais importantes da dosagem de misturas asfálticas é a compactação, onde se obtêm corpos de prova para a análise volumétrica e física, com o objetivo de determinar o teor “ótimo” de ligante. O tipo de compactação, assim como a temperatura, têm grande influência nas propriedades volumétricas dos corpos de prova.

O estudo e a dosagem de misturas asfálticas do tipo SMA são feitos no Brasil, assim como em muitos outros países, utilizando-se o compactador Marshall (compactação por impacto), com energia de compactação equivalente a 50 golpes por face nos corpos de prova independente do tipo de tráfego (existem alguns poucos organismos rodoviários que recomendam a utilização de 75 golpes por face para tráfego pesado). Em muitos países, com o avanço da tecnologia e depois do surgimento da compactação giratória, já existem especificações de misturas asfálticas tipo SMA baseadas no uso dos compactadores giratórios *Superpave* (CGS) que, por sua concepção, reproduzem melhor as características de misturas asfálticas compactadas no campo. Entretanto, existe até hoje divergências entre essas especificações quanto ao número de giros, com variação desde 40 até 120 giros, dependendo principalmente dos materiais locais.

Com relação à compactação por impacto, a primeira versão do método de dosagem de misturas asfálticas Marshall foi desenvolvida por Bruce Marshall (engenheiro do *Bureau of Public Roads* dos EUA), em torno de 1939 (ROBERTS et al., 1991). A técnica foi proposta no âmbito do Corpo de Engenheiros do Exército dos EUA (USACE), durante a Segunda Guerra Mundial.

A dosagem Marshall, de maneira geral, é feita utilizando diferentes teores de ligante, onde, por meio da compactação por impacto, são produzidos corpos de prova com a finalidade de determinar o teor “ótimo” através da caracterização volumétrica e física, compatível com as condições de carregamento.

Em termos de energia de compactação dos corpos de prova de misturas densas convencionais, para estradas e ruas de baixo volume de tráfego e pressões dos pneus convencionais, os corpos de prova são compactados nas duas faces,

utilizando 50 golpes com um soquete de 4,54 quilos com uma altura de queda de 45,7 cm. Para estradas com tráfego pesado são recomendados 75 golpes do martelo nas duas faces dos corpos de prova (YODER & WITCZAK, 1975).

No caso das misturas SMA, a maioria das especificações recomenda energia de compactação equivalente a 50 golpes por face do corpo-de-prova, com a finalidade de manter a estrutura e a integridade do esqueleto pétreo, características importantes deste tipo de mistura que devem ser preservadas, já que a desestruturação do esqueleto poderia diminuir a resistência à deformação permanente.

Há alguns anos, com o aumento do uso do CGS para projetos de misturas asfálticas, incrementou o interesse por estudos que comparem a compactação Marshall e com a do CGS. Uma das tarefas do Projeto NCHRP 9-8, "*Designing Stone Matrix Asphalt Mixtures*", foi a investigação e o acompanhamento de 11 projetos os Estados Unidos, com a finalidade de estabelecer uma relação entre as duas formas de compactação. Nas dosagens, foram utilizadas a compactação Marshall (50 golpes por face nos corpos de prova) e a compactação por amassamento no CGS (100 giros por corpos de prova). A partir da densidade aparente dos corpos de prova (G_{mb}) obtidos da dosagem *Superpave* (em vários giros) e a densidade aparente dos corpos de prova (G_{mb}) compactados com 50 golpes por face no Marshall foi criada uma correlação. Mesmo tendo havido grande variabilidade nos resultados, estimou-se que, em média, 78 giros no CGS proporcionariam a mesma densidade de 50 golpes com o martelo Marshall, para a realidade dos agregados comuns na Geórgia, EUA (WEST & MOORE, 2006). A seguir são apresentadas algumas recomendações quanto à compactação de misturas SMA oriundas de diferentes instituições.

Na Geórgia, EUA, considerado um dos estados pioneiros no uso desse tipo de mistura, as especificações recomendam compactação Marshall (50 golpes por face nos corpos de prova) ou compactação no CGS (50 giros por face nos corpos de prova). No estudo que forneceu a base das recomendações, foram utilizados agregados típicos do estado da Geórgia e em todos os casos foi utilizada uma granulometria com TMN de 12,5 mm. Alguns estudos prévios recomendavam níveis

de compactação no CGS de 70 a 100 giros para projeto de misturas SMA (WEST & MOORE, 2006).

Maryland, que junto com Geórgia, esta na vanguarda do uso de SMA nos Estados Unidos, vem utilizando a compactação de 100 giros para as misturas SMA há vários anos. Segundo West & Moore (2006), na Virgínia recomenda-se 75 giros para misturas SMA de 9,5 mm de TMN. No Colorado recomenda-se a compactação Marshall de 50 golpes ou 100 giros no CGS. Alabama, após diversas pesquisas com uma variedade de tipos de agregados, indicaram que, de uma maneira geral, 70 giros no CGS reproduzem os 50 golpes no Marshall para o projeto de mistura SMA, podendo variar dependendo da fonte e do tamanho máximo dos agregados (WEST & MOORE, 2006).

O Departamento de Transportes do estado da Carolina do Sul, nos Estados Unidos, por meio da *Supplemental Specification* publicada em fevereiro do ano 2003, recomenda, para produção de misturas do tipo SMA com TMN 9,5mm e 12,5mm a energia de compactação de 50 giros no CGS (DOT – SOUTH CAROLINA, 2003). O Departamento de Transportes do Texas (2004) recomenda 75 giros no CGS.

Em Minnessota, EUA, as recomendações do Departamento de Transportes com relação ao número de giros para os projetos de misturas SMA são dependentes do tráfego. Assim, se o número de repetições do eixo padrão (N) de um determinado projeto for menor a 1 milhão, o número de giros no CGS seria 40; se o N estiver entre 1 a 3 milhões, o número recomendado de giros seria 60; para N entre 3 a 10 milhões, 90 giros e para N entre 10 a 30 milhões, 100 giros. A porcentagem mínima de ligante seria função da densidade aparente do agregado e estaria compreendida entre 6,2 a 6,8% (DOT – MINESSOTA, 2005). Em Ontario, o Departamento de Transportes recomenda a energia de compactação de 100 giros no CGS para a produção de misturas do tipo SMA. (DOT – ONTARIO, 2004).

Já no Canadá, especificamente na cidade de *Lethbridge*, a especificação do *Infrastructure Services* recomenda 75 giros no CGS para projeto de misturas SMA (*Infrastructure Services-Lethbridge*, 2005).

Segundo Prowell et al. (2010), na Itália, a compactação utilizada para os projetos de misturas SMA para aeroportos é de 75 golpes por face no compactador Marshall.

Ainda segundo esse mesmo autor, na Alemanha e na China são utilizados 50 golpes no Marshall.

Na Argentina, a especificação técnica de Concreto Asfáltico tipo *Stone Mastic Asphalt* da *Comisión Permanente del Asfalto en la Argentina* (CPA, 2003), recomenda a utilização da compactação dos corpos de prova com 50 golpes por face no compactador Marshall.

A energia de compactação de 50 golpes por face nos corpos de prova foi discutida desde o início da utilização do SMA nos EUA. Segundo Brown & Manglorkar (1993), na avaliação em laboratório de misturas SMA foram confrontados resultados das propriedades de SMA de doze estados americanos que utilizaram essas misturas no ano 1993. Todos os estados utilizaram 50 golpes do compactador Marshall para a dosagem das misturas. Alegava-se, na época, que 75 golpes poderiam quebrar demais os agregados sem um aumento significativo da densidade em comparação aos 50 golpes.

Brown & Manglorkar (1993) argumentaram que um aumento no número de golpes no Marshall aumentaria significativamente a ruptura dos agregados, mas com um aumento do número de giros no CGS a ruptura dos agregados aumentaria muito pouco. A pesquisa também comparou a segregação total dos agregados para 50 golpes no Marshall e para 100 giros com o CGS. Com o CGS a segregação foi menor (WEST & MOORE, 2006).

Segundo West & Moore (2006), um dos grandes problemas da compactação Marshall é a baixa reprodutibilidade de um laboratório para outro. O diâmetro de 100 mm do molde Marshall também limita o tamanho máximo do agregado a 25 mm, podendo causar excessiva ruptura nos agregados, além de não representar a compactação no campo. Segundo esses autores, as pesquisas que compararam a compactação Marshall com a do CGS, indicaram que o procedimento Marshall apresenta maior variabilidade do volume de vazios (V_v).

A compactação Marshall, pela aplicação do golpe direto nas amostras, poderia comprimir o agregado mais do que o rolo compactador no campo, porém a reorientação das partículas seria pequena, não tendo, de fato, a capacidade de amassar. Segundo Blazejowski (2011), a compactação adequada de uma mistura

SMA é alcançada no momento em que o contato pedra-pedra é atingido. Ainda segundo esse autor, embora a maioria dos países considere a compactação ideal de 50 golpes por face nos corpos de prova, alguns países utilizam a mesma compactação somente para projetos com tráfego baixo e médio, porém para tráfego pesado a compactação seria de 75 golpes por face.

Segundo a Especificação Técnica para construção de camadas de pavimento tipo SMA da Polônia, ZW-SMA⁷ (2001) *apud* Blazewjoski (2011), depois de compactar as amostras no compactador Marshall, deveria ser feita uma avaliação visual dos corpos de prova, que deveria mostrar agregados grossos na superfície e os espaços entre eles parcialmente preenchidos com mástique, como apresentado nas Figuras 2.7 e 2.8.



Figura 2.7 – Corpos de prova SMA após o processo de compactação (Faixa TMN 7,93 mm)

⁷ **ZW-SMA-2001.** Zasady wykonywania nawierzchni z mieszanki SMA. Instrukcja IBDiM, Zeszyt nr 62. 2001 (in Polish)



Figura 2.8 – Corpos de prova SMA após o processo de compactação (Faixa TMN 12,5 mm)

A especificação norte-americana para misturas asfálticas tipo SMA, a AASHTO M325 (2008), recomenda projetos SMA com a utilização da compactação giratória (CGS). Ainda segundo essa norma, o número de giros padronizado é 100, porém dependendo da qualidade dos agregados pode-se aceitar a utilização de 75 giros no caso de agregados com desgaste Los Angeles >30%. Segundo a Especificação australiana de pavimentação asfáltica, NAS AAPA⁸ (2004) *apud* Blazewjoski (2011), as recomendações australianas para a compactação de corpos de prova utilizando o CGS variam dependendo do tipo de tráfego considerado para o projeto; para tráfego baixo e médio são utilizados 80 giros e para tráfego pesado 120 giros no CGS.

⁸ **NAS AAPA 2004.** National asphalt specification. 2nd Edition. Australian Asphalt Pavement Association (AAPA). April 2004

2.5 Propriedades das misturas tipo SMA

2.5.1 Propriedades volumétricas, Estabilidade e Fluência

Os parâmetros volumétricos mais importantes a serem calculados depois da moldagem de corpos de prova são: a % de Volume de Vazios (Vv), a % dos Vazios do agregado mineral (VAM) e a Relação Betume-Vazios (RBV). Depois da caracterização volumétrica dos corpos de prova, os parâmetros que geralmente são obtidos na prensa Marshall são os valores da estabilidade e da fluência. Segundo Brown (1992a), após diversas investigações, concluiu-se que a estabilidade e a fluência não refletem o comportamento real das misturas SMA, devido ao fato de terem sido criadas para avaliação de misturas de graduação densa. Diversas pesquisas concordam que a estabilidade não tem se provado ser um bom parâmetro para a previsão de desempenho em misturas SMA (BROWN, 1992a)

Muitos dos ensaios monitorados e relatados por Brown (1992a) mostraram valores de estabilidade de misturas SMA muito menores do que as misturas convencionais, não sendo, de fato, indicador da sua resistência à deformação permanente.

Com relação à fluência Marshall, Brown (1992a) relata que as misturas SMA têm tipicamente valores maiores do que as misturas densas convencionais (CAUQ) devido ao fato do valor da fluência tender a aumentar para teores maiores de mástique, como os que ocorrem nas misturas SMA, pois nelas o conteúdo de asfalto e fíler são elevados.

Atualmente a estabilidade e a fluência Marshall são desconsideradas na maioria das normas de dosagem SMA, porém normalmente exigem controles volumétricos e mecânicos rigorosos para atingir o teor de projeto, nomeados a seguir: Volume de Vazios (Vv) de 4 % (AASHTO M-325, 2008; DER-ET-DE-P00/031, 2007), sendo que algumas normas são mais flexíveis e exigem volume de vazios entre 2 a 4 (Comisión Permanente del Asfalto–Argentina., 2003), Vazios do Agregado Mineral (VAM) maior ou igual a 17,0 %, independente do tipo de compactador e energia de compactação. Exigem também a verificação do esqueleto pétreo (contato pedra-pedra), com o $VCAMIX$ menor ou igual a $VCADRC$, razão da resistência à tração com condicionamento e sem condicionamento maior ou igual a 0,8 e controle de escorrimento do ligante (deve ser inferior a 0,3%).

Quanto à porcentagem de ligante asfáltico de projeto, o Departamento de Transportes do Estado de *South Carolina* limita-o entre 5,6% e 7% (DOT – SOUTH CAROLINA, 2003). No Canadá, a porcentagem recomendada é entre 6 a 7% com a utilização de asfalto modificado por polímero; da mesma forma, a AASHTO M-325 (2008) recomenda teores de projeto semelhantes ao intervalo mencionado anteriormente. Ainda segundo essa norma norte-americana, teores abaixo de 6% poderiam comprometer a durabilidade das misturas (*Infrastructure Services-Lethbridge*, 2005) (AASHTO M-325, 2008). Na Europa, a porcentagem de ligante de projeto é entre 6 e 6,5% (BROWN & MANGLORKAR, 1993). Já a *National Asphalt Pavement Association* (NAPA, 2007), recomenda que a porcentagem de ligante asfáltico deve ser maior do que 6%, sem especificar um limite máximo. Segundo Prowell et al. (2010), o intervalo do teor de ligante asfáltico situa-se entre 6 a 7,5% respeito ao peso total da mistura.

A porcentagem de ligante recomendada pode mudar drasticamente variando o tipo de compactador e aumentando ou diminuindo a energia de compactação. Em uma pesquisa feita com agregados típicos do estado de Georgia (Estados Unidos da América), West & Moore (2006) afirmaram que a cada aumento de 25 giros no CGS reduziu-se em 0,5%, em média, a porcentagem de ligante asfáltico de projeto. Ainda segundo esses autores, na mesma pesquisa foram analisados o Vv utilizando 50 giros no CGS e 50 golpes no compactador Marshall. Assim, observou-se que compactando-se no CGS a porcentagem de vazios foi de 0,1 a 0,5% menor do que quando utilizada a compactação Marshall.

Em pesquisas feitas por Prowell et al. (2010), o teor de ligante de projeto aumentou 0,7 % quando o número de giros no CGS foi reduzido de 100 para 65. Esses autores compararam algumas propriedades volumétricas dos dois tipos de compactação, e concluíram que o volume de vazios do agregado graúdo (VCA) foi semelhante comparando a compactação Marshall e os 65 giros no CGS. Em relação aos valores do volume de vazios do agregado mineral (VAM), os dois tipos de compactação atingiram o valor mínimo de 17%.

O VAM de uma mistura está diretamente relacionado com o esforço de compactação (WEST AND MOORE, 2006). Segundo Brown⁹ et. al. (1998) *apud* West and Moore (2006), a cada incremento de 25 giros no CGS, o VAM é reduzido em 1%.

Na Argentina, os critérios volumétricos para produção de misturas SMA têm algumas variações as quais são resumidas a seguir: o intervalo aceitável de volume de vazios é de 2 a 4%; o VAM mínimo é de 18% e o teor mínimo de ligante é de 6,5%. As faixas granulométricas padronizadas são duas, com TMN 10 mm e com TMN 12 mm (CPA, 2003).

2.5.2 Propriedades mecânicas

A seguir são apresentados alguns resultados de pesquisas de misturas asfálticas tipo SMA, tanto no exterior, como no Brasil, com ênfase nos valores de resistência à tração por compressão diametral (RT) e módulo de resiliência (MR).

O relatório da NCAT 93-05 (1993) apresenta algumas propriedades mecânicas de misturas SMA, que foram obtidas de moldagens com dois tipos diferentes de agregados (granito e quartzito). Utilizaram-se agregados com TMN 9,5 mm e três tipos de fibras, duas de celulose e uma mineral (BROWN & MANGLORKAR, 1993). Essas misturas foram utilizadas em construções entre os anos 1991 e 1992. A tabela 2.3 apresenta os valores das propriedades mecânicas avaliadas utilizando 0,3% de fibra de celulose americana, faixa granulométrica TMN 9,5 mm e tipo de asfalto AC-20. Nota-se que a porcentagem de ligante de projeto da mistura utilizando agregado granítico, está abaixo das recomendações de produção de misturas SMA de todas as normas consultadas. A mistura com quartzito ainda apresentou teor de ligante baixo, porém para algumas normas o valor de 5,8% já seria considerado aceitável.

9

Brown, E.R., M.S. Buchanan, M.A. Anderson and G. Huber, *Evaluation of the Superpave Gyrotory Compaction Procedure*, National Cooperative Highway Research Program 9-9, Transportation Research Record, 1998.

Tabela 2.3 – Propriedades mecânicas de misturas SMA (BROWN & MANGLORKAR, 1993)

	Misturas tipo SMA	
	TMN 9,5mm (Granito) - Ligante AC-20	TMN 9,5mm (Quartzito) - Ligante AC-20
% Abrasão L.A.	35	46
% Ligante de Projeto	4,7	5,8
% Vv	3,6	3,5
RT (MPa) / 25°C	0,72	0,72
MR(MPa) / 5°C	8253	10384
MR (MPa) / 25°C	1351	2578
MR (MPa) / 40°C	434	1041

Mourão (2003) estudou a resistência à tração, a deformabilidade sob cargas repetidas e a fadiga de misturas tipo SMA. Os corpos de prova foram compactados seguindo o método Marshall, ou seja, 50 golpes por face. Foram utilizados dois tipos de ligantes (CAP 50/70 e AMP 6,5% SBS) e três tipos de fíler (cimento portland, material calcário e pó de pedra), sendo produzidos seis tipos de misturas SMA. A faixa granulométrica utilizada foi a 0/11S da norma alemã *ZTV Asphalt StB 01* do ano 2001, com TMN 11,2 mm. Os agregados apresentavam densidade aparente de 2,782 e Abrasão *Los Angeles* de 20,2%. Um resumo dos resultados mais importantes é apresentado na tabela 2.4. Cabe ressaltar que na pesquisa relatada, foram utilizados os mesmos teores de ligante para todas as misturas (6,5%).

Tabela 2.4 – Propriedades mecânicas de misturas SMA, segundo MOURÃO (2003)

	Misturas tipo SMA		
	TMN 11,2 mm - Ligante CAP 50/70 - Fíler: pó calcáreo + 1,5% cal	TMN 11,2 mm - Ligante AMP 6,5% SBS - Fíler: cimento portland	TMN 11,2 mm - Ligante AMP 6,5% SBS - Fíler: pó de pedra
% Abrasão L.A.	21	21	21
% Ligante de Projeto	6,5	6,5	6,5
% Vv	2,5	4,0	2,8
RT (MPa) / 25°C	0,76	0,67	0,90
MR(MPa) / 15°C	5200	4700	4000
MR (MPa) / 25°C	2050	2150	2000
MR (MPa) / 35°C	1300	1500	950

NEVES et al. (2004) apresentaram um trabalho no 17º Encontro de Asfalto do Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás (IBP), cujo objetivo principal era avaliar se o ligante asfalto-borracha produz misturas asfálticas SMA capazes de atender aos critérios mínimos de aceitação, e comparar, por meio de ensaios laboratoriais, o comportamento das misturas SMA com três tipos de ligante (CAP 20, AMP 5 a 6% SBS e Asfalto-Borracha). Alguns resultados da pesquisa são apresentados a seguir na tabela 2.5.

Tabela 2.5 – RTe MR de misturas SMA segundo NEVES et al. (2004)

	Misturas tipo SMA		
	TMN 12,0 mm - Ligante CAP 20 - Fibra de celulose: 0,3%	TMN 12,0 mm - Ligante AMP 5 a 6% SBS - Fibra de celulose: 0,3%	TMN 12,0 mm - Ligante Asfalto/Borracha (18% de borracha) - Fibra de celulose: 0,3%
% Ligante de Projeto	5,3	6,5	6,5
% Vv	4,0	4,0	4,0
RT (MPa) / 25°C	1,14	1,57	1,06
MR (MPa) / 25°C	7308	7836	7275

Na tabela 2.6 são apresentados os resultados de ensaios de laboratório que SILVA et al. (2004) obtiveram quando pesquisaram o comportamento mecânico de misturas asfálticas tipo SMA na faixa alemã 0/8S com TMN 8 mm, empregando 0,45% de fibra em relação ao peso total da mistura, e quatro tipos de ligantes asfálticos diferentes (CAP 20, CAP 50/60 e dois asfaltos modificados por SBS). Os resultados referentes à RT estão dentro dos parâmetros normalmente apresentados para este tipo de misturas, porém os valores do MR para todos os teores apresentam-se elevados comparados com a bibliografia consultada e os resultados próprios da pesquisa.

Tabela 2.6 – Propriedades mecânicas de misturas SMA para diversos tipos e teores de asfalto, segundo SILVA et al. (2004)

RT (MPa) /25°C				
% Asfalto	CAP 20	AMP (3% SBS)	AMP (6,5% SBS)	CAP 50/60
6,5	1,14	1,08	1,21	1,06
7,0	1,28	1,00	1,23	1,02
7,5	1,10	1,06	1,23	0,98

MR (MPa) /25°C				
% Asfalto	CAP 20	AMP (3% SBS)	AMP (6,5% SBS)	CAP 50/60
6,5	14874	7549	9783	6616
7,0	12437	11544	10358	8098
7.5	10142	9748		7125

Ferreira et al. (2004) publicaram uma avaliação laboratorial da resistência à deformação permanente, da evolução da macrotextura e da resistência à tração de uma mistura asfáltica tipo SMA. A composição granulométrica utilizada foi a faixa alemã 0/5 mm com TMN 5 mm. Os ligantes utilizados foram um CAP 20 e um AMP com 6% de polímero SBS. Na tabela 2.7 são apresentados os resultados da resistência à tração (RT) obtida por esses autores. Dos resultados, o valor da RT da mistura com 6,8% de teor de projeto, apresentou-se elevado comparados com os da bibliografia consultada.

Tabela 2.7 – Propriedades mecânicas de misturas SMA obtidas por FERREIRA et al. (2004)

	Misturas tipo SMA	
	TMN 5,0 mm - Ligante CAP 20 - Fibra de celulose: 0,45%	TMN 5,0 mm - Ligante AMP 6% SBS - Fibra de celulose: 0,5%
% Ligante de Projeto	6,8	6,6
% Vv	3,0	3,0
RT (MPa) / 25°C	1,82	1,1

Vasconcelos (2004) estudou o efeito do tipo de compactação em cinco tipos de distribuições granulométricas distintas. Na tabela 2.8 é apresentado um resumo das propriedades obtidas para dois dos cinco tipos de granulometrias avaliadas. Os corpos de prova foram compactados com energia equivalente a 100 giros no compactador giratório *Superpave* e com 50 golpes no compactador Marshall.

Tabela 2.8 – Alguns resultados da dissertação de mestrado de VASCONCELOS (2004)

	Misturas tipo SMA			
	Compactação Marshall 50 golpes		Compactação CGS 100 giros	
	TMN 12,5 mm - Ligante CAP 50/60	TMN 9,5 mm - Ligante CAP 50/60	TMN 12,5 mm - Ligante CAP 50/60	TMN 9,5 mm - Ligante CAP 50/60
% Ligante de Projeto	6,2	6,7	6,7	6,9
% Vv	5,9	5,0	3,2	4,8
RT (MPa) / 25°C	0,91	0,88	0,54	0,76
MR (MPa) / 25°C			4747	3367

Observando-se os resultados apresentados na tabela 2.8 nota-se que os teores de projeto das faixas compactadas com o CGS são maiores que os de projeto da compactação Marshall. Provavelmente a diferença entre a %Vv deve ter causado esse aumento no teor de projeto na compactação giratória. Observa-se também que,

os resultados de RT apresentaram-se inferiores aos obtidos na pesquisa, porém com a diferença da %Vv e o tipo de ligante. Quanto ao MR, os valores apresentam-se similares aos valores obtidos na pesquisa, porém com ligante convencional.

CHEN et al. (2005) avaliaram a influência da forma dos agregados nas propriedades mecânicas de alguns tipos de misturas asfálticas, entre elas as SMA. Uma das características interessantes da pesquisa foi a utilização da mesma graduação para todas as misturas (TMN 19 mm), inclusive a mistura densa que foi feita para fins comparativos. Os resultados mostraram que à medida que os agregados aproximam-se da forma cúbica, obtêm-se misturas asfálticas com propriedades mecânicas maiores, como apresenta a tabela 2.9. Observando-se os resultados cabe comentar que os valores do MR e RT são um pouco elevados se comparados com os valores usualmente encontrados em diversas pesquisas.

Tabela 2.9 – Variação dos valores de propriedades mecânicas em função da forma do agregado (CHEN et al., 2005)

	Misturas tipo SMA				Mistura Densa
	TMN 19,0 mm - Ligante AC-20 - Agregados Tipo Haste/Vara	TMN 19,0 mm - Ligante AC-20 - Agregados Tipo Disco	TMN 19,0 mm - Ligante AC-20 - Agregados Lamelares	TMN 19,0 mm - Ligante AC-20 - Agregados Cúbicos	TMN 19,0 mm - Ligante AC-20 - Agregados gradação densa
% Ligante de Projeto	6,2	6,3	6,2	6,3	5,5
% Vv	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
RT (MPa) / 25°C	1,45	1,35	1,32	1,60	1,40
MR (MPa) / 25°C	6500	5700	5200	7600	5700

O rejeito de toneladas de pneus inservíveis obrigou, há alguns anos, o desenvolvimento de técnicas para seu reaproveitamento, visando preservar tanto o meio-ambiente, quanto melhorar nas propriedades reológicas do asfalto. A técnica da adição da borracha de pneus moídos como melhorador de ligantes asfálticos motivou diversas pesquisas, entre elas a de SELIM et al. (2005), que estudaram o uso do asfalto-borracha em misturas do tipo SMA. Dentre as conclusões, os autores

ressaltam que as misturas SMA com asfalto-borracha apresentam melhor desempenho em relação às propriedades mecânicas, em comparação com o asfalto convencional não modificado (tabela 2.10). A mistura avaliada utilizou agregados com TMN 12,5 mm.

Tabela 2.10 – Teor de asfalto de projeto e MR de misturas SMA com asfaltos convencional e asfalto-borracha obtidos por de SELIM et al. (2005)

	Ligantes utilizados			
	Não Modificado	Borracha - 2%	Borracha - 3%	Borracha - 4%
% Asfalto	5,86	5,90	6,00	6,10
MR (MPa) / 25°C	3436	3613	3765	3942

SILVA (2005) estudou, em laboratório, o efeito do tipo e teor de asfalto em misturas asfálticas SMA 0/8S da norma alemã (TMN 8 mm). Foram utilizados quatro tipos de asfaltos (CAP 20, CAP 50/70, e dois modificados com SBS). A tabela 2.11 apresenta alguns dos resultados obtidos por esse autor.

Tabela 2.11 – MR e RT de misturas SMA em função do tipo e teor de asfalto segundo SILVA (2005)

% Asfalto	RT (MPa) /25°C			
	CAP 20	CAP 50/70	AMP (3% SBS)	AMP (6,5% SBS)
6,5	1,02	0,92	0,81	1,00
7,0	0,96	0,81	0,92	0,91
7,5	0,99	0,75	0,84	0,88

% Asfalto	MR (MPa) /25°C			
	CAP 20	CAP 50/70	AMP (3% SBS)	AMP (6,5% SBS)
6,5	8206	6280	5553	5563
7,0	7182	4421	4886	5024
7,5	7798	4300	4984	4780

VALE & SOARES (2005) apresentaram alguns valores de propriedades mecânicas obtidas de corpos de prova compactados com o CGS (tabela 2.12). A faixa granulométrica foi a alemã 0/11S, com TMN igual a 11,2 mm.

Tabela 2.12 – MR, RT e teor de asfalto de projeto de uma mistura SMA com TMN 11,2 mm estudada por VALE & SOARES (2005)

	Ligantes utilizados
	CAP 50/60
% Asfalto	6,7
% Vv	3,7
RT (MPa) / 25°C	0,98
MR (MPa) / 25°C	4747

VALE et al. (2007) estudaram a utilização de fibras vegetais de origem do coco como agente estabilizante em misturas asfálticas do tipo SMA. A pesquisa teve como objetivo avaliar o efeito da possível degradação térmica das fibras de coco, que poderia ocorrer durante o processo de usinagem, nas propriedades mecânicas de misturas SMA. A técnica termoanalítica foi utilizada para o experimento, em que uma amostra é submetida a uma variação constante de temperatura enquanto que com uma balança é monitorada a sua massa. A faixa granulométrica utilizada foi a da AASHTO MP8-01, com TMN 12,5 mm, e os teores de ligante de projeto foram 5,9%; 6,0% e 6,3% para as misturas sem fibra, com fibra de celulose e com fibra de coco respectivamente. Os resultados são apresentados na tabela 2.13, e mostram que a fibra de coco atenderia às exigências para produção de misturas SMA quanto à resistência à tração retida ($RRT \geq 0,8$). Ainda segundo Vale et al. (2007), os valores da RT e do MR são satisfatórios.

Tabela 2.13 – Efeitos da degradação térmica no MR e na RT de misturas SMA com fibra de coco, sem fibra e com fibra de celulose obtidos por VALE et al. (2007)

	Ligantes utilizados		
	CAP 50/70 (sem fibra)	CAP 50/70 (fibra de coco)	CAP 50/70 (fibra de celulose)
RT (MPa) / 25°C	0,91	0,98	0,95
MR(MPa) / 15°C	3121	3377	3486
RT (%) - retida	56	87	90

ODA et al. (2006) relatam a experiência da construção do primeiro trecho de SMA em Salvador-BA, feito com asfalto-borracha sem a utilização de fibras. O experimento mostrou ser tecnicamente viável em termos de propriedades mecânicas, apesar de ter apresentado muita variabilidade de RT entre os CPs da dosagem e os CPs extraídos da pista (1,1 MPa e 0,51 MPa, respectivamente); porém novos CPs foram produzidos e os resultados forneceram valores próximos ao 1,1 MPa encontrado na dosagem. A faixa granulométrica utilizada para as misturas SMA foi uma das recomendadas da AASHTO MP8-01 com TMN 9,5 mm. Na tabela 2.14 são apresentadas as características da mistura utilizada em comparação às de misturas convencionais.

Tabela 2.14 – Características da mistura SMA apresentada por ODA et al. (2006)

	Misturas avaliadas		
	CBUQ (Faixa C)	<i>Gap-graded</i> (Califórnia)	SMA (AASHTO)
RT (MPa) / 25°C	0,77	1,00	1,10
MR (MPa) / 25°C	2616	2829	3077

SILVA et al. (2006) apresentaram um estudo laboratorial acerca do comportamento mecânico de misturas SMA. Foram utilizadas 5 faixas granulométricas: D16 e D8, TMN 16 mm e 8 mm, respectivamente (norma da comunidade europeia: *DRAFT EN 13108-5*), 0/8S e 0/5, TMN 8 mm e 5 mm, respectivamente (norma alemã: *ZTV Asphalt Stb*, 2001) e 0/6, TMN 6 mm (norma belga: RW 99). Os ligantes asfálticos

utilizados são apresentados na tabela 2.15. As propriedades mecânicas foram determinadas somente para as misturas que são utilizadas como camadas estruturais (D16, D8 e 0/8S) e o resumo dos resultados é apresentado na tabela 2.15.

Tabela 2.15 – Características das misturas SMA por SILVA et al. (2006)

	Faixas granulométricas e tipos de ligantes utilizados				
	Faixa D16 (CAP 50/70)	Faixa D16 (AMP 5,5% SBS)	Faixa D8 (CAP 20)	Faixa D8 (AMP 4% SBS)	Faixa D8 (AMP 6% SBS)
% Asfalto	5,50	5,50	6,00	6,00	6,00
MR (MPa) / 25°C	4640	2904	3850	3800	3048
RT (MPa) / 25°C	0,83	0,93	1,32	1,13	1,38

A seguir, nas tabelas 2.16 e 2.17, são apresentados alguns resultados da dissertação intitulada: “Estudo do efeito de diferentes granulometrias no comportamento mecânico de misturas asfálticas densas descontínuas”, de Oliveira Filho (2007). Na pesquisa foram avaliadas diferentes tipos de granulometrias e foram moldados os corpos de prova utilizando a compactação Marshall e CGS.

Tabela 2.16 – Características de misturas SMA em função da granulometria e compactação Marshall. Oliveira Filho (2007)

	Faixas granulométricas utilizadas - COMPACTAÇÃO MARSHALL		
	TMN 12,5 mm (% passa pen. #4 =27%)	TMN 9,5 mm	TMN 4,75 mm
% Asfalto	6,8	.	7,6
MR (MPa) / 25°C	3607	.	3338
RT (MPa) / 25°C	1,18	.	1,26

Tabela 2.17 – Características de misturas SMA em função da granulometria e compactação giratória. Oliveira Filho (2007)

Faixas granulométricas utilizadas - COMPACTAÇÃO SUPERPAVE			
	TMN 12,5 mm (% passa pen. #4 =27%)	TMN 9,5 mm	TMN 4,75 mm
% Asfalto	6,8	6,8	7,6
MR (MPa) / 25°C	3745	3351	3339
RT (MPa) / 25°C	1,10	1,17	1,17

ONOFRE et al. (2008) apresentaram um estudo do comportamento mecânico de misturas asfálticas, uma do tipo SMA com TMN 12,5 mm, outra do tipo CAUQ (Concreto Asfáltico Usinado a Quente) com TMN 12,5 mm e uma AAUQ (Areia Asfalto Usinada a Quente) com TMN 4,75 mm, a partir de ensaios feitos em laboratório. A figura 2.9 apresenta um corte nos corpos de prova de cada uma das misturas da pesquisa, onde nota-se a diferença nas quantidades e distribuição de materiais grossos. Já a tabela 2.18 apresenta um resumo dos resultados obtidos por esses pesquisadores.

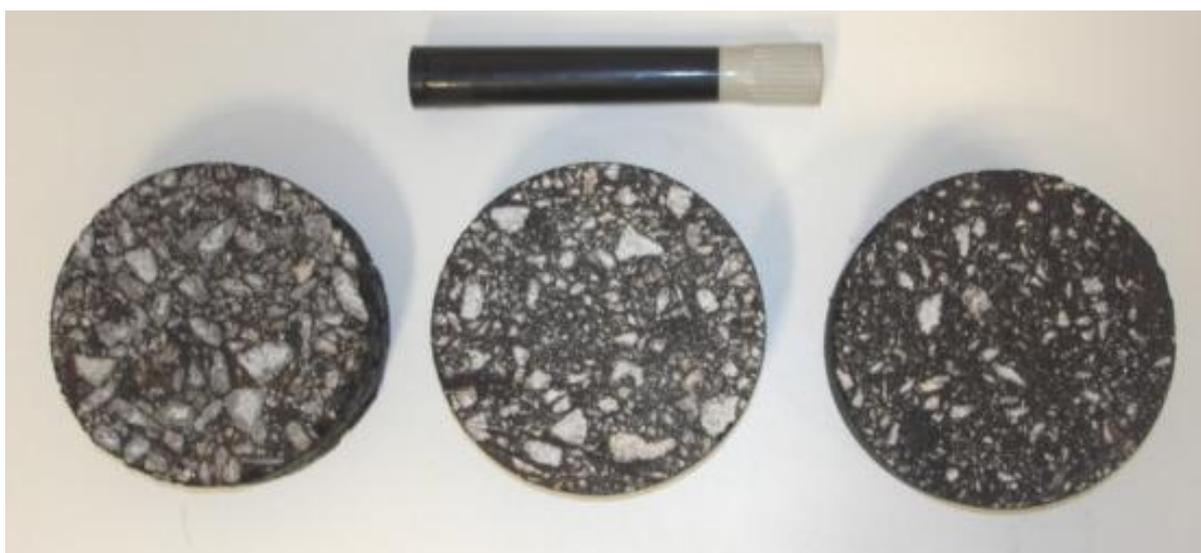


Figura 2.9 – Aspectos das misturas SMA (esquerda), CAUQ (centro) e AAUQ (direita) – (ONOFRE et al., 2008)

Tabela 2.18 – Características das misturas SMA obtidas por ONOFRE et al. (2008)

	Misturas avaliadas		
	SMA (TMN 12,5mm)	CAUQ	AAUQ
% Asfalto	7,2	5,7	8,3
% Vv	3,2	3,8	4,6
RT (MPa) / 25°C	1,11	0,86	0,77
MR(MPa) / 25°C	3790	2924	1833

Cabe salientar que, na tabela 2.18, os valores apresentados para o CAUQ são menores que os usualmente encontrados para misturas convencionais. Já os valores para o SMA e para a AAUQ encontram-se dentro das faixas usuais em termos de propriedades mecânicas.

LOPES et al. (2008) estudaram o efeito do tipo de ligante asfáltico convencional no teor de projeto e nas propriedades mecânicas de misturas SMA com TMN 12,5 mm; um resumo dos resultados é apresentado na tabela 2.19.

Tabela 2.19 – Características das misturas SMA com diferentes tipos de ligantes segundo LOPES et al. (2008)

	Misturas tipo SMA	
	CAP 30/45	CAP 50/70
% Ligante de Projeto	5,5	6,0
% Vv	4,0	4,0
RT (MPa) / 25°C	1,46	1,14
MR (MPa) / 25°C	5126	4111

Algumas pesquisas acerca das misturas SMA foram feitas com a finalidade de propor alternativas de aditivos estabilizadores com a finalidade de reduzir o custo final de misturas SMA. O artigo apresentado por BABADOPULOS et al. (2008) analisou o escorrimento em misturas asfálticas do tipo SMA com fibras de

polipropileno, visando avaliar a viabilidade do uso dessas fibras em mistura SMA com TMN igual a 12,5mm. Os materiais utilizados na pesquisa foram agregados de origem granítica com desgaste *Los Angeles* de 46% aproximadamente, ligante asfáltico do tipo CAP 50/70, fibras de celulose VIATOP 66 (66,6% em peso e 33,3% asfalto) e de polipropileno. A tabela 2.20 apresenta os resultados desse trabalho.

Tabela 2.20 – Propriedades mecânicas de misturas SMA com diferentes tipos de fibras segundo BABADOPULOS et al. (2008)

	Ligantes utilizados		
	CAP 50/70 (sem fibra)	CAP 50/70 (fibra de polipropileno)	CAP 50/70 (fibra de celulose)
RT (MPa) / 25°C	0,76	0,81	0,98
MR(MPa) / 25°C	3529	3037	3486

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo foram abordados os processos e as técnicas utilizadas nos principais ensaios de caracterização dos materiais, baseados nas normas vigentes de projeto de misturas asfálticas convencionais e do tipo SMA. De igual forma, como parte subsequente da caracterização dos materiais, neste capítulo são apresentados os processos de dosagem das misturas SMA pelos dois processos de compactação (Impacto e Amassamento) a fim de determinar o teor de trabalho para os diversos tipos de misturas estudadas nessa dissertação.

A seguir é apresentada a sequência detalhada da parte experimental da pesquisa:

- Seleção e caracterização dos materiais,
- Escolha das distribuições granulométricas de trabalho,
- Determinação das taxas de escorrimento,
- Dosagens no compactador Marshall (50 golpes) para determinação dos teores de trabalho para cada distribuição granulométrica,
- Compactação com o CGS e análise das curvas de densificação dos corpos de prova para determinação do número de giros “equivalente” (N) aos 50 golpes do Marshall para cada distribuição granulométrica,
- Produção dos corpos de prova no Marshall (50 golpes) e no CGS (N giros equivalentes), para cada distribuição granulométrica,
- Dosagens no CGS com a energia de compactação recomendada pela literatura (100 giros) para cada distribuição granulométrica,
- Produção dos corpos de prova no CGS (100 giros), e finalmente,
- Análise das principais propriedades mecânicas dos corpos de prova produzidos para as seis condições criadas para a pesquisa.

Nas figuras 3.1 e 3.2, são apresentados os processos adotados no laboratório para cada uma das faixas granulométricas estudadas.

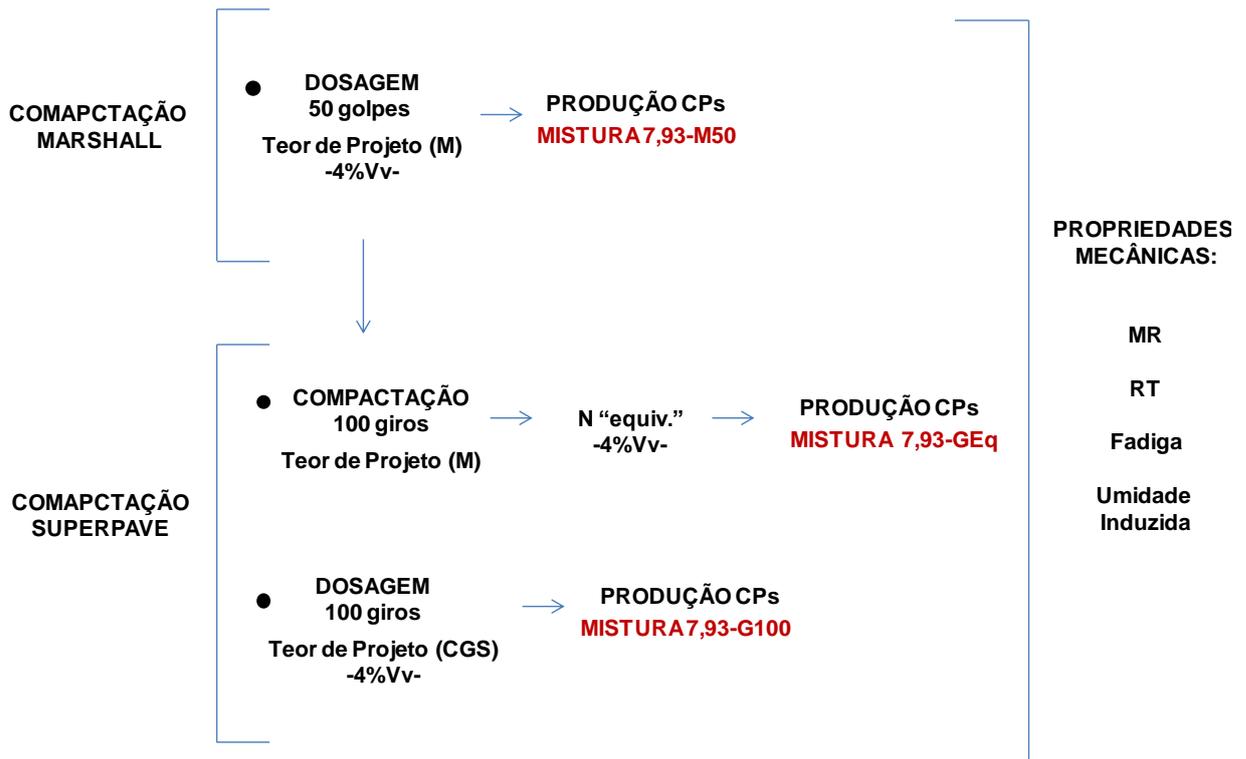


Figura 3.1 – Esquema geral da parte experimental da pesquisa – Faixa granulométrica TMN 7,93-DER

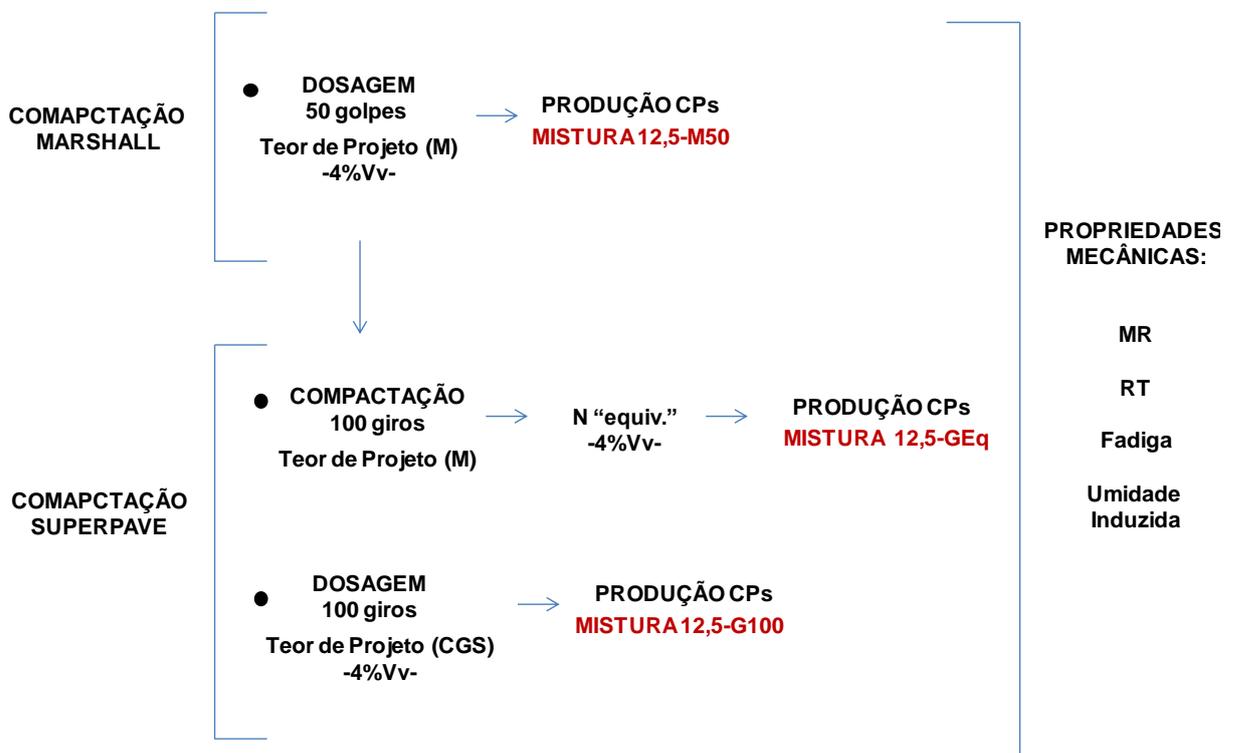


Figura 3.2 – Esquema geral da parte experimental da pesquisa – Faixa granulométrica TMN 12,5-AASHTO

Cabe salientar que os corpos de prova oriundos da dosagem com o CGS para a energia de compactação de 100 giros foram submetidos à determinação do Módulo de Resiliência (MR) e Resistência à Tração (RT). Assim, foi possível obter curvas da variação dessas propriedades mecânicas versus teor de asfalto.

Os materiais utilizados foram um asfalto modificado por polímero, tipo *Stylink*® de PG 76-22, fornecido pela empresa Betunel - Tecnologia em Asfaltos, agregados de origem basáltica, fornecidos pela Pedreira Bandeirantes, localizada em São Carlos-SP, e fibra de celulose em *pellets* TOPCEL® fornecida pela empresa Betunel. As distribuições granulométricas adotadas para a produção de SMA foram a Faixa II do DER-SP (ET-DE-P00/031), com tamanho máximo nominal (TMN) 7,93 mm, assim como uma das faixas recomendadas pela norma M 325/08 da AASHTO, com TMN de 12,5 mm. Seguiu-se também, além das recomendações das especificações citadas anteriormente, a especificação R 46/08 da AASHTO.

Foi feita uma dosagem Marshall para cada uma das faixas adotadas, obtendo-se assim, o teor de trabalho para cada uma delas. Posteriormente, procedeu-se à compactação de corpos de prova no CGS, utilizando o teor de projeto obtido da dosagem Marshall para cada uma das faixas. Nesse sentido, de posse das curvas de densificação (% vazios x número de giros) obtidas do CGS, avaliou-se, para cada número de giro, o volume de vazios correspondente e, assim, estabeleceu-se o número de giros necessário para a produção do volume de vazios igual a 4,0% (NASCIMENTO, 2008). Determinado o número de giros equivalente, foram produzidos corpos de prova pelos dois processos de compactação (Marshall - 50 golpes / CGS – N “equivalente”) no teor de projeto Marshall, com os quais foram determinadas as principais propriedades mecânicas, visando avaliar se os processos de compactação têm influência nos valores dessas propriedades.

Como complemento, para as distribuições granulométricas adotadas, foram feitas as dosagens no CGS da forma padronizada (100 giros), porém, com a finalidade de avaliar o impacto do aumento da energia de compactação no teor de projeto (para volume de vazios igual a 4%). Dessa forma, também foram produzidos corpos de prova e avaliadas suas principais propriedades mecânicas.

3.1 Caracterização dos agregados

Os agregados utilizados nesta pesquisa foram cedidos pela pedreira “Bandeirantes”, na cidade de São Carlos-SP. Foram cuidadosamente coletados, a fim de conseguir agregados com a totalidade das faces fraturadas pela britagem e com a maior cubicidade possível, características importantes para produzir misturas SMA. O material utilizado é de origem basáltica.

As duas faixas granulométricas utilizadas na pesquisa (Faixa II - 7,93 mm do DER/SP-ET-DE-P00/031 e Faixa 12,5 mm da AASHTO M-325) são apresentadas nas tabelas 3.1 e 3.2 e nas figuras 3.3 e 3.4, respectivamente.

Tabela 3.1 – Faixa granulométrica TMN 7,93 (DER/SP-ET-DE-P00/031, 2007)

FAIXA II - DER / TMN 7,93 mm			
Peneira (mm)	% que passa (Lim. Inferior)	% que passa (Lim. Superior)	% que passa (média)
9,500	100	100	100
7,930	90	100	95
4,750	30	45	37,5
2,000	20	27	23,5
0.075	9	13	11

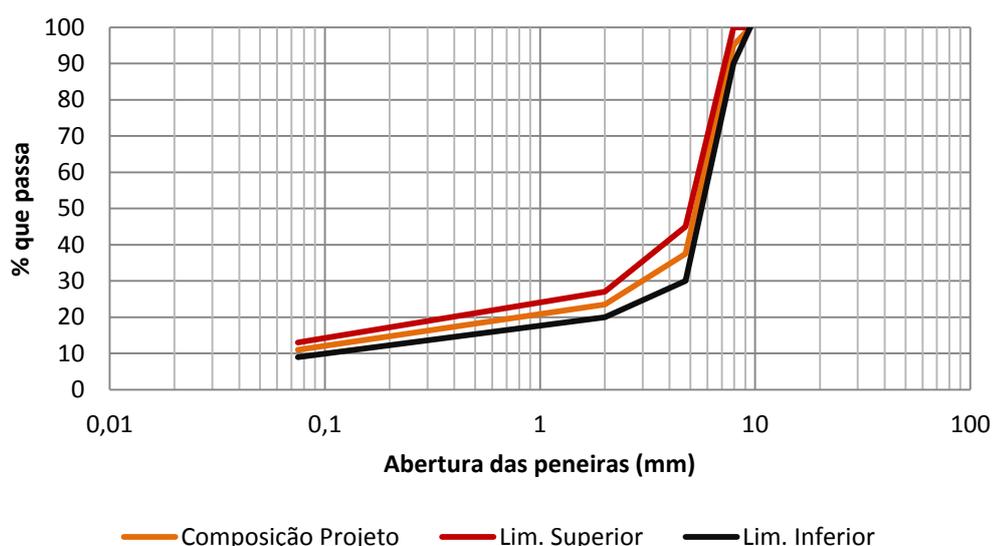


Figura 3.3 – Limites superior e inferior da faixa granulométrica com TMN 7,93 (DER/SP-ET-DE-P00/031)

Tabela 3.2 – Faixa granulométrica TMN 12,5 (AASHTO M-325, 2008)

Faixa AASHTO - TMN 12,5 mm			
Peneira (mm)	% que passa (Lim. Inferior)	% que passa (Lim. Superior)	% que passa (engrossada)
19	100	100	100
12,5	90	100	92
9,5	50	80	55
4,75	20	35	23
2	16	24	20
0,075	8	11	9,5

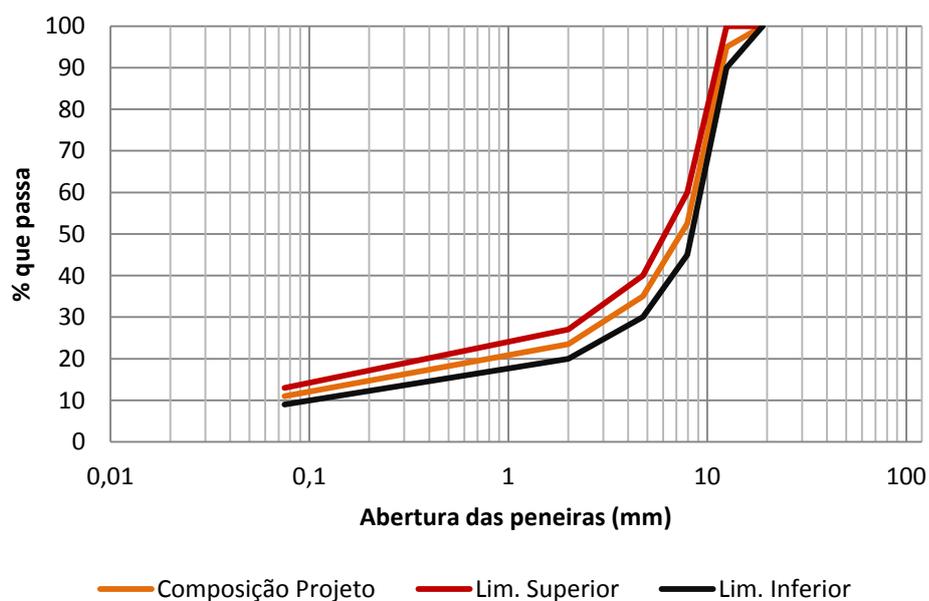


Figura 3.4 – Limites superior e inferior da faixa granulométrica com TMN 12,5 (AASHTO M-325)

Na figura 3.5 são apresentados os limites inferior e superior das duas faixas granulométricas utilizadas na pesquisa.

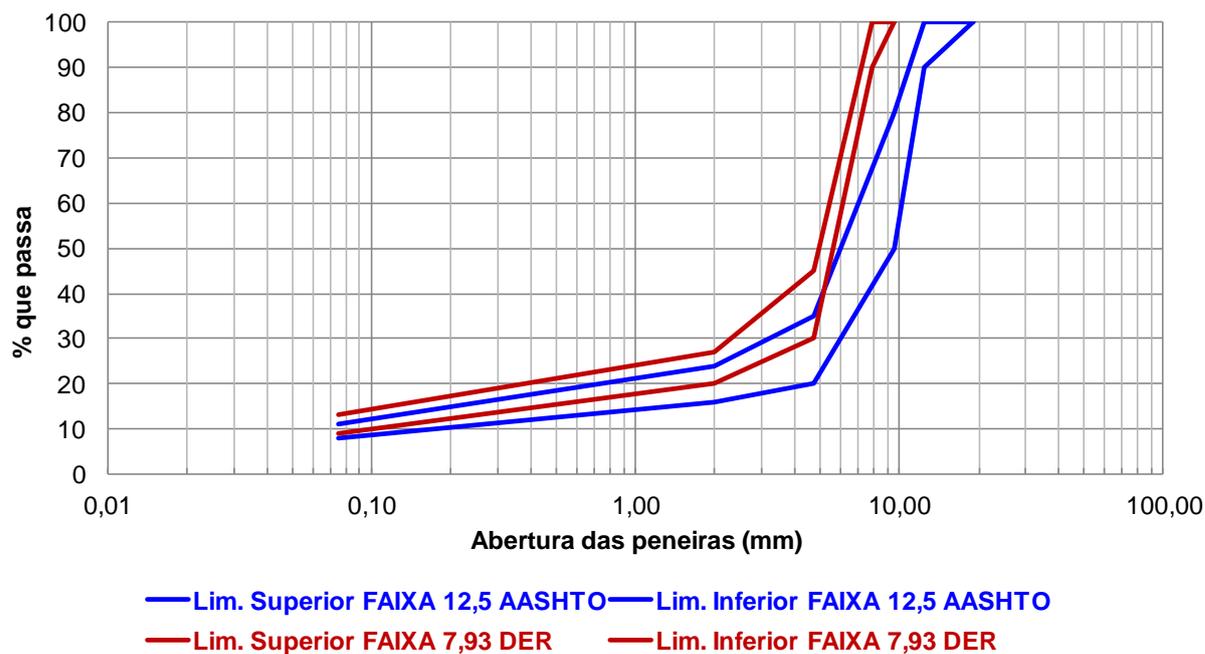


Figura 3.5 – Limites inferior e superior das faixas granulométricas adotadas na pesquisa

Os agregados coletados da Pedreira Bandeirantes e utilizados na composição granulométrica foram pedra 1 fina e pedra 1 grossa (TM: 19 mm), pedrisco (TM: 9,5 mm) e pó de pedra (TM: 4,75 mm). Deve-se ressaltar que os agregados foram “desmontados” por peneiramento manual e que os corpos de prova foram compostos individualmente, peneira por peneira, visando minimizar o erro na reprodução da granulometria escolhida para a sua produção.

3.1.1 Densidade aparente, real e absorção do agregado graúdo

De acordo com a norma ASTM C 127/07, a peneira de 4,75 mm foi a malha de corte para a diferenciação entre o agregado graúdo e fino. Nesse sentido, foi desprezado o material passante na peneira 4,75 mm das pedras 1.

O material foi lavado e posteriormente submerso em água, por 24 horas, à temperatura ambiente, expulsando algumas vezes as bolhas de ar do material. Após esse período, o material foi retirado da água e colocado sobre uma toalha umedecida até que a película visível de água fosse eliminada (Figura 3.6).

Imediatamente, foi determinada a massa do material na condição saturada superficialmente seca (B_g).



Figura 3.6 – Detalhe da secagem na determinação da densidade aparente do agregado graúdo

Depois o agregado foi novamente submerso e foi feita a leitura na balança, correspondente à massa do material submerso (pesagem hidrostática) (C_g).

Após a determinação a massa submersa, a amostra foi secada em estufa até constância de massa, à temperatura $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$; depois resfriada ao ar por um período entre 1 e 3 horas e, finalmente, foi determinada a massa seca (A_g). A densidade aparente do agregado graúdo (Gsb_g) foi calculada através da expressão:

$$Gsb_g = \frac{A_g}{B_g - C_g} \quad (3.1)$$

Onde:

Gsb_g : Densidade aparente do agregado graúdo;

A_g : Massa, ao ar, do agregado na condição seco em estufa; (g)

B_g : Massa, ao ar, do agregado na condição saturado superficialmente seco; (g)

C_g : Massa, submerso em água, do agregado (pesagem hidrostática). (g)

Após o período de 24 horas de imersão, o agregado absorve certa percentagem de água, o qual pode ser determinado pela expressão 3.2.

$$Abs.g = \frac{B_g - A_g}{A_g} \times 100 \quad (3.2)$$

Onde:

$Abs.g$: Absorção do agregado graúdo. (%)

A densidade real do agregado é calculada utilizando-se expressão apresentada a seguir (3.3).

$$Densidade Real_g = \frac{A_g}{A_g - C_g} \quad (3.3)$$

Onde:

$Densidade Real_g$: Densidade real do agregado graúdo.

O valor da densidade aparente, real e da absorção do agregado graúdo foi obtido a partir da média aritmética de três determinações, e os valores são apresentados na tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Densidade aparente, real e absorção do agregado graúdo

Amostra	B_g (g)	C_g (g)	A_g (g)	Densidade	Absorção	Densidade
				Aparente	(%)	Real
1	1134,00	739,10	1114,70	2,823	1,74	2,968
2	1103,30	717,60	1084,50	2,812	1,74	2,956
3	1473,90	958,60	1448,80	2,812	1,73	2,956
			Média	2,815	1,734	2,960

3.1.2 Densidade aparente, real e absorção do agregado fino

Uma amostra de 1,0 Kg de material fino (passante peneira 4,75 mm e retido na peneira 0,075 mm) foi coletada do pó de pedra britada e ensaiada conforme a norma ASTM C 128/01.

Após a verificação da granulometria (de acordo com os requisitos do ensaio), foi feita a lavagem do material, com a posterior saturação em água por um período de 24 horas.

Após as 24 horas, o excesso de água foi retirado, com o cuidado de não perder material. A amostra foi espalhada numa bandeja formando uma camada fina e de espessura uniforme. Com ajuda de uma corrente de ar aquecido (utilizou-se um secador de cabelos), o material foi secado superficialmente (Figura 3.7). A secagem é feita até a ocorrência de mudança visível da cor da amostra, ou até que as partículas comecem a se desgrudar umas das outras.



Figura 3.7 – Secagem superficial na determinação da densidade aparente do agregado fino

Depois da secagem, encheu-se o molde cônico padronizado, que estava assentado sobre uma superfície não absorvente, com o material; depois foram aplicados 25 golpes na amostra com o soquete padronizado - o soquete deve cair a 5 mm do topo da superfície do agregado, distribuindo a compactação o mais uniformemente possível. Em seguida, levantou-se o cone verticalmente. Se o material manteve a forma de cone (Figura 3.8), a umidade superficial ainda está presente, nesse caso continua-se a secagem superficial com o ar aquecido. Testes com o cone são feitos até que, ao levantar o cone, o material fino desmorone total ou parcialmente, nesse caso a condição do agregado saturado superficialmente seco foi atingida.



Figura 3.8 – Detalhe do ensaio de determinação da densidade aparente do agregado fino

Quando o agregado estiver na condição de saturado superficialmente seco, cerca de 500g do material são transferidos cuidadosamente para um picnômetro. Nele é determinada a massa do agregado saturado superficialmente seco (S_f). Enche-se parcialmente o picnômetro com água destilada. Agita-se levemente para cobrir toda a amostra com a água. Logo, coloca-se o picnômetro na bomba de vácuo por 15 a 20 minutos para tirar o ar. Retira-se o aparelho e enche-se com água destilada cuidadosamente até o menisco tangenciar o traço de referencia. Então determina-se a massa do picnômetro com agregado fino e com água (C_g), tendo o cuidado de medir a temperatura e fazer a correção da densidade da água com a curva de calibração. Depois, determina-se a massa do picnômetro cheio de água, obtida a partir da curva de calibração (B_g). O material é retirado do picnômetro é secado na estufa a $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ até massa constante, determinando-se, assim a massa da amostra seca em estufa (A_f).

A densidade aparente, real e a absorção do agregado fino, são calculadas:

$$Gsb_f = \frac{A_f}{B_f + S_f - C_f} \quad (3.4)$$

Onde:

Gsb_f : Densidade aparente do agregado fino;

A_f : Massa, ao ar, do agregado na condição seco em estufa; (g)

B_f : Massa do picnômetro cheio de água, obtida a partir da curva de calibração; (g)

S_f : Massa do agregado fino, na condição saturada superficialmente seco. (g)

C_f : Massa do picnômetro com água e agregado fino; (g)

$$Abs._f = \frac{S_f - A_f}{A_f} \times 100 \quad (3.5)$$

Onde:

$Abs._f$: Absorção do agregado fino. (%)

$$Densidade\ Real_f = \frac{A_f}{B_f + A_f - C_f} \quad (3.6)$$

Onde:

Densidade Real_f: Densidade real do agregado fino.

Os valores das densidades aparentes e reais e da absorção do agregado fino foram obtidos a partir da média aritmética de três determinações, que são apresentadas na tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Densidade aparente,real e absorção do agregado fino

Amostra	S_f (g)	C_f (g)	B_f (g)	A_f (g)	Densidade	Absorção	Densidade
					Aparente	(%)	Real
1	499,00	1008,50	682,70	487,90	2,817	2,28	3,010
2	499,20	1009,30	682,50	487,90	2,829	2,33	3,029
3	500,30	1008,90	682,10	487,90	2,812	2,55	3,029
				Média	2,819	2,387	3,023

3.1.3 Massa específica real do fíler

A massa específica real do fíler foi determinada segundo a norma DNER-ME 085/94.

Coloca-se querosene livre de água no frasco *Le Chatelier* padronizado, até que o nível fique entre as graduações 0 e 1 ml e se faz a primeira leitura. Logo após, coloca-se aproximadamente 60g do fíler, tomando o cuidado para que o líquido não ultrapasse a faixa superior do frasco. Faz-se a segunda leitura do nível do líquido. A diferença entre as leituras inicial e final representa o volume do líquido deslocado pelo material. A massa específica real do fíler pode ser calculada pela expressão apresentada a seguir:

$$\gamma_{fíler}(real) = \frac{M_{fíler}}{V_{fíler}} \quad (3.7)$$

Onde:

$\gamma_{fíler}(real)$: Massa específica real do fíler (g/cm³);

$M_{fíler}$: Massa do filler (colocada no frasco *Le Chatelier*) (g);

$V_{fíler}$: Volume do líquido deslocado (cm³).

Na tabela 3.5 é apresentado o resultado da medida da densidade real do fíler.

Tabela 3.5 – Massa específica real do fíler

Leitura inicial (cm ³)	Leitura Final (cm ³)	Volume (cm ³)	Massa fíler no frasco (g)	Massa específica real (g/cm ³) $\gamma_{fíler}$
0,10	18,80	18,70	51,30	2,743

3.1.4 Equivalente de areia

O material fino coletado na pedreira foi separado por peneiramento na malha 4,75 mm para a realização do ensaio de equivalente de areia.

Foram utilizadas três provetas cilíndricas graduadas (Figura 3.9) para a determinação do valor médio do equivalente de areia, seguindo as recomendações da norma DNER-ME 054/97. Para cada ensaio, a proveta foi preenchida com a solução padrão e depois foram colocados cerca de 110 g de material solto; a proveta foi então agitada para deslocar as bolhas de ar e depois deixada em repouso por, aproximadamente, 10 minutos.



Figura 3.9 – Ensaio para a determinação do equivalente de areia

Após o tempo de repouso, a proveta foi tampada com rolha de borracha e foi agitada vigorosamente em movimento alternado, de maneira horizontal, por 90 ciclos em aproximadamente 30 segundos, deslocando a proveta uns 20 cm, definindo o ciclo como o movimento de vai e vem completo.

A rolha de borracha foi retirada e foi introduzido o tubo lavador, conforme especificações da norma. Posteriormente, deixou-se em repouso por 20 minutos sem perturbação, para permitir a sedimentação natural da argila. Após esse período foi determinado o nível superior da suspensão argilosa.

Para a leitura correspondente ao nível de areia, introduziu-se o pistão até assentar completamente na areia, girou-se a haste até que um dos parafusos tornou-se visível. O nível do centro dos parafusos determina o nível da areia. O equivalente de areia pode ser calculado pela expressão:

$$E. A. = \frac{L.A.}{L.G.} \times 100 \quad (3.8)$$

Onde:

E.A.: Equivalente de Areia (%);

L.A.: Leitura no topo da areia;

L.G.: Leitura no topo da argila

A tabela 3.6 apresenta os resultados das três determinações do equivalente areia e o resultado médio.

Tabela 3.6 – Equivalente de areia

Amostra	Leitura no topo da areia (mm)	Leitura no topo da argila (mm)	E.A. (%)	Norma DER
1	43	72	60	≥ 55%
2	43	73	59	
3	48	75	64	
Média:			61	

3.1.5 Massa específica aparente do agregado graúdo em estado seco compactado e determinação dos vazios no agregado graúdo

Uma das características principais das misturas SMA é a estabilidade que é proporcionada pelo esqueleto pétreo formando uma matriz grossa, diminuindo assim a deformação permanente. Assim sendo, para garantir o contato entre os grãos dos agregados graúdos é feita uma comparação entre os vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada (VCA_{MIX}), que deve ser menor ou igual aos vazios da fração graúda do agregado compactado (VCA_{DRC}).

Um dos ensaios mais importantes ligado às misturas SMA é a determinação dos vazios da fração graúda do agregado compactado (VCA_{DRC}), para avaliar o contato entre as pedras. Nesse sentido, a AASHTO padroniza este ensaio por meio da norma T 19/T 19M, que estabelece a determinação da massa específica aparente em estado compactado seco e são determinados os vazios procurados:

$$VCA_{DRC} = \left(\frac{Gsb_g \times \gamma_a - \gamma_s}{Gsb_g \times \gamma_a} \right) \times 100 \quad (3.9)$$

Onde:

VCA_{DRC} : Vazios da fração graúda do agregado seco compactado (%);

Gsb_g : Densidade Aparente do agregado graúdo;

γ_a : Massa específica da água (g/cm^3);

γ_s : Massa específica aparente da fração graúda do agregado seco compactado (g/cm^3);

A massa específica aparente da fração graúda do agregado seco compactado (γ_s) é determinada da seguinte forma: primeiramente, define-se a “peneira de corte” com a informação do TMN do agregado utilizado, onde a fração graúda do agregado é definida como a parte da totalidade do agregado que fica retida na “peneira de corte”, tal como apresentado na tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Definição da peneira de corte (DER-ET-DE-P00/031, 2007)

TMN		Peneira de Corte	
mm	plg	mm	plg
25,0	1	4,75	# 4
19,0	$\frac{3}{4}$	4,75	# 4
12,5	$\frac{1}{2}$	4,75	# 4
9,5	$\frac{3}{8}$	2,36	# 8
4,75	# 4	1,18	# 16

Na pesquisa, como foi dito anteriormente, foram utilizadas duas faixas granulométricas. Assim, para a primeira faixa de TMN 7,93 mm (Faixa II / DER), a norma não apresenta uma opção direta de peneira de corte (tabela 3.7), porém optou-se pela escolha da peneira de abertura 2,36 mm ou # 8 como peneira de corte. Já a malha de corte da faixa 12,5 mm da AASHTO é a peneira # 4.

Definido o agregado grúdo para cada faixa, ele é lavado e secado na estufa até constância de massa. Depois do agregado resfriado, enche-se o recipiente de volume conhecido até 1/3 da capacidade, nivelando a superfície com as mãos. Compacta-se com 25 golpes de uma haste padronizada. Enche-se o 2º terço e se faz a mesma operação (figura 3.10). Finalmente, o 3º terço até sobrar material acima da superfície do recipiente e repete-se a compactação, de tal maneira que as protuberâncias dos grãos maiores compensem os vazios. Dividindo a massa do agregado pelo volume do recipiente obtêm-se o valor da massa específica aparente do agregado em estado seco compactado (γ_s).



Figura 3.10 – Determinação da massa específica do agregado em estado seco compactado (γ_s)

As tabelas 3.8 e 3.9 apresentam os resultados das massas específicas do agregado em estado seco compactado e dos vazios do agregado graúdo, para as faixas TMN 7,93-DER e TMN 12,5-AASHTO, respectivamente.

Tabela 3.8 – Massa específica do agregado em estado seco compactado e os vazios do agregado graúdo da faixa TMN 7,93-DER

Amostra	Mcg (Kg)	Mc (Kg)	Vc (m ³)	γ_s (Kg/m ³)	γ_a (21°C) (Kg/m ³)	Gsb_g	VCA _{DRC} (%)
1	9,44	4,28	0,003	1588,18			
2	9,51	4,28	0,003	1608,49	997,97	2,815	42,75
4	9,51	4,28	0,003	1608,19			
			Média:	1608,19			

Mcg=massa do cilindro+agregado miúdo; Mc=massa do cilindro, Vc=volume do cilindro

Tabela 3.9 – Massa específica do agregado em estado seco compactado e os vazios do agregado graúdo da faixa TMN 12,5-AASHTO

Amostra	Mcg (Kg)	Mc (Kg)	Vc (m ³)	γ_s (Kg/m ³)	γ_a (21°C) (Kg/m ³)	Gsb_g	VCA _{DRC} (%)
1	9,63	4,28	0,003	1646,35			
2	9,58	4,28	0,003	1630,96	997,97	2,815	41,94
4	9,58	4,28	0,003	1630,96			
			Média:	1630,96			

Mcg=massa do cilindro+agregado miúdo; Mc=massa do cilindro, Vc=volume do cilindro

A expressão 3.10 apresenta o cálculo dos Vazios do Agregado Graúdo obtido da mistura compactada (VCA_{MIX}). Assim sendo, é possível comparar com o valor do VCA_{DRC} determinado anteriormente, e avaliar se o esqueleto pétreo fornece uma matriz de agregados com um mínimo de contatos entre si.

$$VCA_{MIX} = 100 - \left(\frac{G_{mb}}{G_{sb_g}} P_{CA} \right) \quad (3.10)$$

Onde:

VCA_{MIX} : Vazios da fração graúda do agregado obtido da mistura compactada (%);

G_{sb_g} : Densidade Aparente do agregado graúdo;

G_{mb} : Densidade aparente da mistura na condição sss;

P_{CA} : Porcentagem de agregado graúdo em relação ao peso total da mistura;

A verificação do esqueleto pétreo é feita no tópico 3.3.5 deste capítulo.

3.1.6 Determinação da porcentagem de partículas longas e achatadas do agregado grosso

Com o auxílio do dispositivo normatizado pela ASTM D 4791 (Figura 3.11), foi executado o ensaio que separa os agregados longos e achatados dos não longos e não achatados. De acordo com a especificação para misturas SMA da AASHTO M-325, foram executados ensaios para as relações 3:1 e 5:1.

O ensaio avalia a relação entre o maior comprimento e menor espessura do agregado, utilizando o mencionado aparelho. Se uma partícula de agregado com comprimento X não atravessa (perpendicularmente ao comprimento) o espaço deixado pelo aparelho, a partícula ensaiada é considerada “não longa” e “não achatada”. Entretanto, se a partícula passa no espaço, é considerada “longa e achatada”. As partículas consideradas “longas e achatadas” são separadas para, ao

final do procedimento, determinar a sua percentagem em relação à massa total dos agregados avaliada.

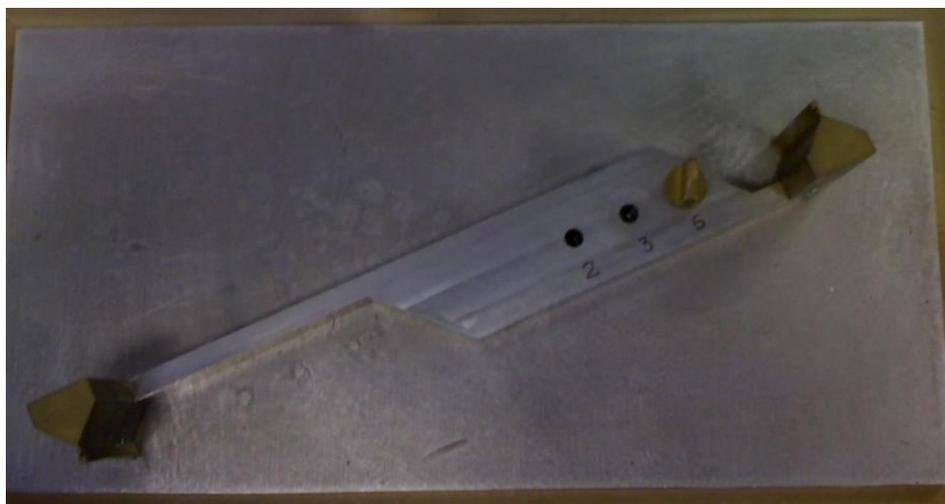


Figura 3.11 – Equipamento utilizado para a determinação da percentagem de partículas longas e achatadas

A tabela 3.10 apresenta os resultados das determinações das partículas longas e alongadas do agregado graúdo.

Tabela 3.10 – Partículas longas e achatadas do agregado graúdo

Relação	Massa Total (g)	Massa Agregados Lamelares (g)	Massa Agregados Não Lamelares (g)	Agregados Longos e/ou Achatados (%)	Norma para SMA
3 a 1	1002,08	132,87	869,21	13,26	≤ 20
5 a 1	1001,94	10,62	991,32	1,06	≤ 5

3.1.7 Ensaio de Abrasão Los Angeles

A norma DNER-ME 035/98 padroniza o ensaio de determinação da abrasão *Los Angeles* de agregados. As amostras foram selecionadas para se enquadrarem em uma das sete graduações da norma, dependendo basicamente da granulometria utilizada no estudo. Assim, em função das granulometrias utilizadas na pesquisa, foram selecionadas as graduações B e C.

O material foi lavado e secado em estufa à temperatura entre 105 e 110°C até constância de massa. Depois, o material foi quarteado e peneirado para fornecer a granulometria indicada na norma, obtendo-se assim, a massa seca inicial. O número de esferas utilizado foi 11 para a graduação B e 8 para a C. Depois de completado o número de revoluções, o material foi retirado do tambor e peneirado na peneira de abertura de 1,68 mm, rejeitando-se o material passante. O material foi lavado nessa peneira (1,68 mm) e colocado em estufa, para posterior determinação da massa seca final. A razão entre o material desgastado e a massa seca inicial (massa seca inicial – massa seca final), expressa, em porcentagem, o desgaste à abrasão *Los Angeles*. Os resultados são apresentados dos ensaios são tabelas 3.11 e 3.12.

Tabela 3.11 –Abrasão *Los Angeles* – Graduação B

Amostra Graduação B			
Nº de esferas	Massa Seca Inicial (g)	Massa Seca Final (g)	ABRASÃO LOS ANGELES (%)
11	5000	4110	17,80%

Tabela 3.12 –Abrasão *Los Angeles* – Graduação C

Amostra Graduação C

Nº de esferas	Massa Seca Inicial (g)	Massa Seca Final (g)	ABRASÃO LOS ANGELES (%)
8	5000	3990	20,20%

Na tabela 3.13 são apresentados os resultados de todos de todos os ensaios feitos para caracterizar os agregados na pesquisa.

Tabela 3.13 – Resumo dos ensaios de caracterização dos agregados

Caracterização dos Agregados				
Ensaio	Símbolo	Resultado	Norma	Observações
Densidade Real Agregado Graúdo		2,960	ASTM - C 127/07	Material retido peneira 4,75 mm
Densidade Aparente Agregado Graúdo	Gsb_g	2,815	ASTM - C 127/07	Material retido peneira 4,75 mm
Absorção Agregado Graúdo	Abs_g	1,73%	ASTM - C 127/07	Material retido peneira 4,75 mm
Densidade Real Agregado Fino		3,023	ASTM - C 128/01	Material retido peneira 0,075 mm e passante peneira 4,75 mm
Densidade Aparente Agregado Fino	Gsb_f	2,819	ASTM - C 128/01	Material retido peneira 0,075 mm e passante peneira 4,75 mm
Absorção Agregado Fino	Abs_f	2,38%	ASTM - C 128/01	Material retido peneira 0,075 mm e passante peneira 4,75 mm
Massa específica real do filer	γ_{filer}	2,743 g/cm³	DNER - ME 085/94	Material passante peneira 0,075 mm
Equivalente de Areia		61%	DNER - ME 054/97	Material passante peneira 4,75 mm
Vazios no Agregado Graúdo em estado seco compactado	VCA_{DRC}	Faixa 7,93 (DER) : 42,74% Faixa 12,5 (AASHTO) : 41,92%	AASHTO T 19/T 19M	Faixa 7,93 (DER) : Material retido peneira 2,36 mm Faixa 12,5 (AASHTO) : Material retido peneira 4,75 mm
% de Partículas longas e achatadas		Relação 3:1 13,26% Relação 5:1 1,06%	ASTM D 4791	Material retido peneira 4,75 mm
Abrasão Los Angeles (%)		19,00 (média)	DNER ME - 035/98	Material retido peneira 9,5 e 4,75 mm (Graduação B e C)

3.2 Cimento asfáltico de petróleo - CAP

O asfalto, como mencionado no Capítulo 2, é o material aglutinante das misturas e deve apresentar propriedades compatíveis com o clima, tráfego e condições de carregamento para cada tipo de projeto. Dessa maneira, para as misturas SMA, têm sido recomendados os asfaltos modificados, que, pelas suas características, fornecem melhor resistência à fadiga, elevada coesão e maior durabilidade.

A Especificação Técnica do Concreto Asfáltico do tipo SMA do DER-SP (ET-DE-P00/031, 2007) recomenda a utilização de asfaltos modificados por polímero tipo SBS e, nesta pesquisa, optou-se pelo ligante asfáltico STYLINK® PG 76-22, fornecido pela Empresa de Indústria e Comércio BETUNEL Ltda.

Os ensaios de caracterização do ligante asfáltico foram fornecidos pelo fabricante. Os resultados mostraram-se compatíveis com os requisitos do Anexo C da especificação de produção de misturas do tipo SMA do DER-SP (ET-DE-P00/031, 2007). A tabela 3.14 apresenta os valores do ligante utilizado e da norma para SMA.

Tabela 3.14– Caracterização do asfalto STYLINK® 76-22 utilizado na pesquisa

PRODUTO: STYLINK® PG 76-22 ; (Tipo 60/85)		
Características	Limites (Esp. Tec. DER)	Encontradas
Penetração, 100 g, 5 s, 25°C, dmm	40 a 70	53
Ponto de Amolecimento, mín., °C	60	67
Ponto de Fulgor, mín., °C	235	> 235
Viscosidade Brookfield a 135°C, splindle 21, 20 rpm, máx.	3000	1040
Viscosidade Brookfield a 150°C, splindle 21, 20 rpm, máx.	2000	515
Viscosidade Brookfield a 177°C, splindle 21, 20 rpm, máx.	1000	208
Recuperação Elástica Dutilômetro, 20 cm, 25°C, mín, %	85	92
Temperatura de Mistura, °C	INDICATIVO	164 a 170
Temperatura de Compactação, °C	INDICATIVO	143 a 149
Ensaio de separação de fase, máx., °C	5	3
Densidade relativa a 20/4 °C	ANOTAR	1.007

3.3 Projeto de Misturas Asfálticas SMA

Um dos requisitos necessários e recomendados pela NAPA (2007) para projetar misturas SMA de maneira satisfatória é a seleção apropriada dos agregados. Os agregados graúdos têm que apresentar um desgaste menor a 30% no ensaio de abrasão *Los Angeles*, além de uma cubicidade dentro dos limites exigidos pela norma ET-DE-P00/031 do DER. Dessa maneira, são descartadas as fontes de agregados onde a porcentagem de partículas lamelares for superior a 10%. De igual forma, e pela recomendação da AASHTO M-325, deve ser feita a verificação das partículas longas e achatadas seguindo a Norma da ASTM D-4791, nas relações 3:1 ($\leq 20\%$) e 5:1 ($\leq 5\%$). A absorção não pode ultrapassar o 2% (AASHTO M-325), assim como apresentar no mínimo 90% das partículas com duas faces fraturadas e 100% das partículas com pelo menos uma face fraturada pelo processo de britagem.

A escolha da granulometria ideal deve levar em consideração o desenvolvimento do esqueleto pétreo, tal que o contato pedra-pedra seja garantido. Nesse sentido dois parâmetros devem ser obtidos, o VCA_{DRC} (Vazios do Agregado Graúdo), por meio da determinação da massa específica aparente do agregado seco compactado e o VCA_{MIX} (Vazios do Agregado Graúdo na mistura compactada), obtido da mistura compactada. A verificação dos dois valores, tal que $VCA_{MIX} \leq VCA_{DRC}$, assegura o contato e a formação do esqueleto pétreo.

A resistência à tração retida (RRT), que é valor da relação entre a resistência à tração (RT) dos corpos de prova condicionados (saturação, congelamento e imersão) e pela dos não condicionados, deve ser maior a 0,8. Da mesma forma, para evitar o escorrimento do ligante asfáltico na produção e espalhamento da mistura, deve-se avaliá-lo utilizando diferentes teores de fibras, segundo a norma ASTM D-6390, até encontrar o teor de fibra aceitável. O escorrimento aceitável não deverá ultrapassar o valor de 0,3%.

Segundo a NAPA (2007), a compactação no laboratório pode ser feita utilizando a compactação Marshall (50 golpes) ou a compactação giratória por meio do CGS (100 giros), porém se os agregados apresentarem mais de 30% de desgaste *Los Angeles*, a compactação *Superpave* deverá ser feita com apenas 75 giros. Não

devem ser utilizados agregados para capa de rolamento que apresentarem desgaste maior que 45% (NAPA, 2007).

Em todas as dosagens realizadas nesta pesquisa, imediatamente após do processo de mistura, deixou-se a massa asfáltica por duas horas na estufa na temperatura de compactação.

3.3.1 Determinação do Escorrimento

A norma ASTM D 6390 (1999) padroniza o método de determinação das características de escorrimento em misturas asfálticas não compactadas. Segundo a norma, o método é aplicável particularmente para misturas com graduação aberta ou descontínua.

O ensaio foi desenvolvido para simular condições da mistura na usinagem, armazenagem, transporte e aplicação. A porcentagem de escorrimento máxima, em função da massa total da mistura não compactada, está especificada e não pode ser ultrapassada. Se o valor encontrado não for aceitável, um aditivo estabilizador (fibras) deve ser adicionado à mistura.

A determinação do escorrimento foi feita seguindo a norma ASTM D 6390 (1999), sendo o procedimento de dosagem e produção da mistura SMA o mesmo especificado na Norma Prática AASHTO R-46/08, sem a necessidade de compactação.

O método se resume na preparação da massa asfáltica SMA, misturando primeiro os agregados com o agente estabilizador (no caso, fibra de celulose) à temperatura do ligante mais 15°C, aproximadamente. Depois da homogeneização das fibras no recipiente espera-se até que elas comecem a desmanchar, logo se adiciona o ligante e mistura-se até que o agregado esteja completamente recoberto pelo asfalto. Após disso, pesa-se o cesto de arame vazio (A) e, em seguida, enche-o com a massa asfáltica solta. Determina-se a massa da cesta com a amostra (B). Determina-se a massa do prato vazio que vai conter a massa de asfalto que eventualmente escorrer (C). Coloca-se o prato sob a cesta e o conjunto na estufa por 1 h ± 5 min. Determina-se o escorrimento a duas temperaturas, em duas

amostras. As duas temperaturas serão a temperatura do ligante na mistura e a mesma mais 10°C. Depois do período de permanência na estufa, pesa-se o prato com o material escorrido (D) e determina-se a porcentagem de escorrimento por meio da expressão:

$$\text{Escorrimento (\%)} = \left(\frac{(D-C)}{(B-A)} \right) \times 100 \quad (3.11)$$

Onde:

A: Massa do cesto de arame vazio (g);

B: Massa do cesto de arame com a amostra (g);

C: Prato vazio (g);

D: Prato com a amostra escorrida (g)

Nesta pesquisa foram avaliados teores de asfalto próximos ao de trabalho, com o teor mínimo de fibra recomendado pela norma ET-DE-P00/031 do DER (0,3% em relação ao peso total da mistura) e também foi avaliado o escorrimento sem fibra.

As figuras 3.12 e 3.13 apresentam, respectivamente, o cesto utilizado para a execução do ensaio de escorrimento e o material que escorreu durante o teste de uma mistura SMA com 6,5% de asfalto sem o uso de fibra (Faixa AASHTO TMN 12,5 mm).



Figura 3.12 – Cesta de arame padronizada na determinação do escorrimento



Figura 3.13 – Escorrimento: 6,5% de asfalto tipo STYLINK 76-22 e 0,0% fibra

Na tabela 3.15 são apresentados os resultados médios dos ensaios de escorrimento para as duas misturas SMA testadas nessa dissertação. Nota-se, observando-se essa tabela que, mesmo sem o uso de fibra, os valores de escorrimento são compatíveis com o limite máximo estabelecido pela norma.

Tabela 3.15 – Média das determinações do escorrimento para as misturas estudadas

Teor Asfalto (%)	Teor Fibra (%)	Temperatura determinação Escorr. (°C)	Faixa Granulom.	Escorrimento (%)	NORMA (< 0,3 %)
6,5	0,30	170	12,5 - AASHTO	0,10	OK
6,5	0,00	170	12,5 - AASHTO	0,17	OK
7,0	0,30	170	12,5 - AASHTO	0,10	OK
7,0	0,00	170	12,5 - AASHTO	0,18	OK
7,5	0,00	177	12,5 - AASHTO	0,14	OK
7,5	0,00	177	12,5 - AASHTO	0,22	OK
7,5	0,00	177	7,93 - DER	0,13	OK
7,5	0,00	177	7,93 - DER	0,20	OK

3.3.2 Determinação da Densidade Máxima Teórica (G_{mm}) pelo método Rice

A determinação da Densidade Máxima Teórica (G_{mm}) pelo método Rice leva em consideração a quantidade de ligante que é absorvido pelo agregado, diferente do procedimento tradicional, que é feito a partir das densidades reais dos agregados (graúdo, miúdo e fíler) e do asfalto, que pode levar a resultados diferentes devido às diferenças das viscosidades entre a água e o asfalto, dependendo da porosidade do agregado. Nesse sentido, a determinação da G_{mm} pelo Método Rice é feita com a mesma massa asfáltica utilizada na produção dos corpos de prova, sem compactação.

A G_{mm} é necessária para o cálculo da percentagem de vazios no projeto de misturas asfálticas compactadas, além de ser utilizada no cálculo da percentagem de ligante

absorvido pelos agregados, da densidade efetiva do agregado e do teor de asfalto efetivo.

Depois do processo de mistura, a massa é deixada no estado “fofo”. Para que possa ocorrer a absorção do ligante, seguindo recomendações da norma da AASHTO PP2 (2001), a amostra é deixada na estufa ventilada durante 2 h, à temperatura de compactação. Depois, a amostra é resfriada manualmente com ajuda de uma espátula para evitar a formação de grumos.

Após o resfriamento, determina-se a massa ao ar da amostra seca (A), colocada diretamente dentro do *kitassato* modificado. Enche-se o *kitassato* com água destilada até cobrir a massa asfáltica; depois disso, conecta-se o conjunto completo à bomba de vácuo e reduz-se gradualmente a pressão até que o manômetro indique 30 mm de Hg ou menos. Agita-se o conjunto por aproximadamente 20 minutos. Retirado o *kitassato* da bomba, completa-se o recipiente com água, tomando cuidado de não introduzir ar. Mede-se a temperatura da água. Determina-se a massa do *kitassato* modificado com a amostra e a água (E). A determinação da G_{mm} é feita pela expressão 3.12:

$$G_{mm} = \frac{A}{A+D-E} \quad (3.12)$$

Onde:

A: Massa ao ar, da amostra seca (g);

D: Massa do *kitassato* modificado, preenchido com água, em função da temperatura, de acordo com a curva de calibração (g);

E: Massa do *kitassato* modificado, com a água e a amostra (g)

Na figura 3.14 é apresentado o equipamento utilizado para a determinação da G_{mm} .



Figura 3.14 – Equipamento para a determinação da Gmm pelo método Rice

3.3.3 Compactação Marshall

Como parte da programação experimental, e seguindo a especificação técnica ASTM D 6926/04, procedeu-se a dosagem SMA para determinação do teor de projeto com a energia de compactação padrão para este tipo de mistura (50 golpes por face nos corpos de prova com o soquete Marshall).

Foram utilizadas duas faixas granulométricas (TMN de 12,5 mm e TMN de 7,93 mm). Foram preparados 20 corpos de prova por faixa, sendo 4 réplicas por teor de asfalto, em cinco teores diferentes de ligante asfáltico; uma das réplicas, para cada teor de asfalto não foi compactada, visando a determinação da Gmm pelo método Rice.

A AASHTO R-46 (2008), como parte das recomendações para as temperaturas de usinagem e compactação, estabelece para o SMA que a faixa de temperaturas para mistura seja tal que a viscosidade esteja entre 170 ± 20 cSt e para a compactação entre 280 ± 30 cSt. Os valores recomendados são apropriados para ligantes

asfálticos puros, ou seja, sem modificadores, mas no caso de ligantes modificados as temperaturas devem ser as recomendadas pelo fabricante. (AASHTO R-46, 2008).

Para o ligante asfáltico modificado *Stylink*® PG 76-22, o fornecedor indicou que as temperaturas adequadas a serem utilizadas na produção de SMA são as reproduzidas na tabela 3.16.

Tabela 3.16 –Temperaturas de mistura e compactação recomendadas pelo fornecedor do asfalto modificado (Betunel Ltda.)

TEMPERATURA MISTURA (°C)	TEMPERATURA COMPACTAÇÃO (°C)
164 a 170	143 a 149

Inicialmente, foram moldados corpos de prova nas temperaturas recomendadas pelo fornecedor (tabela 3.16), porém, durante o processo, percebeu-se que na compactação a mistura apresentava uma consistência muito viscosa, que dificultava a manipulação para o enchimento do molde Marshall. Ficou evidente também a perda excessiva de mástique, que ficava aderido ao recipiente e na panela antes da compactação. Mesmo assim, as dosagens foram completadas para todas as faixas estudadas na pesquisa. A figura 3.15 mostra a manipulação da massa e o resíduo aderido ao recipiente após o preenchimento do cilindro de compactação.



Figura 3.15 – Processo de mistura na produção dos corpos de prova SMA

Devido às dificuldades encontradas em relação à produção e à compactação das misturas nas temperaturas sugeridas pelo fornecedor do asfalto, foi feito o levantamento da curva de variação da viscosidade do ligante em função da temperatura em um viscosímetro *Brookfield* (ASTM D 4402), e as temperaturas de mistura e de compactação foram modificadas segundo os resultados obtidos desse ensaio, conforme ilustra o gráfico apresentado na figura 3.16.

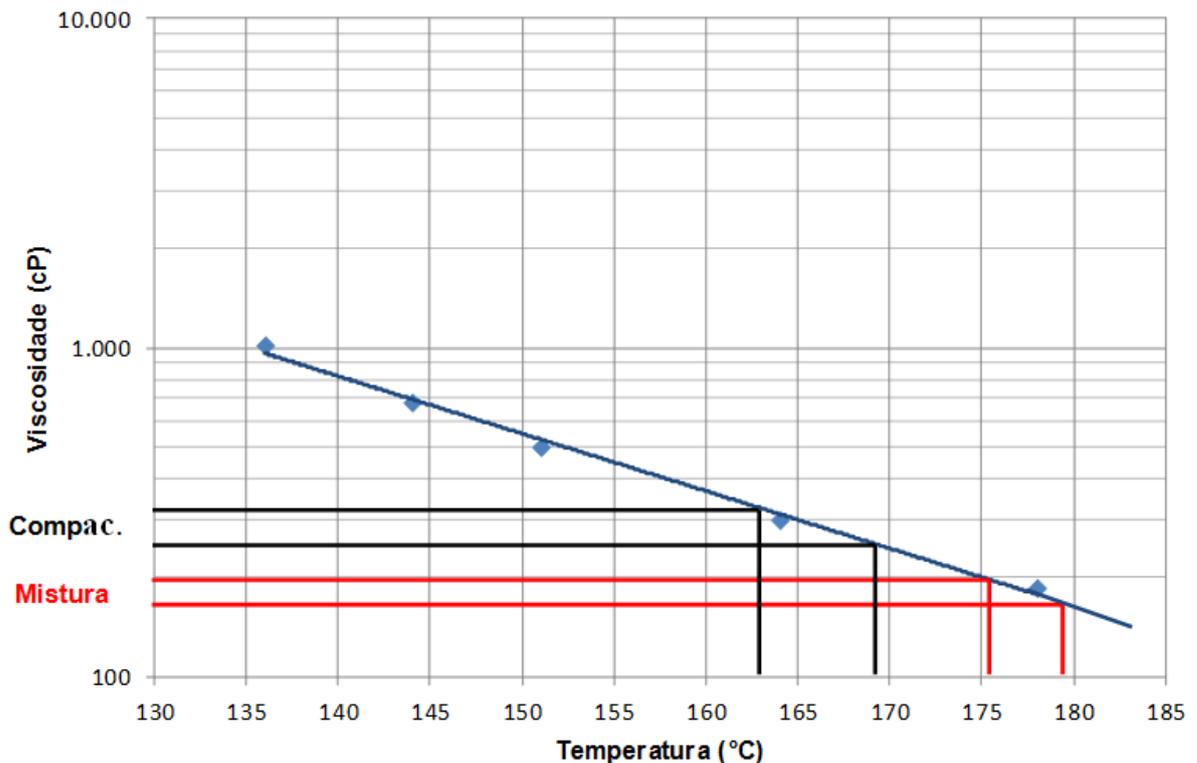


Figura 3.16 - Viscosidade x temperatura do ligante

A dificuldade de manipulação dos corpos de prova moldados na temperatura que o fornecedor sugeriu também levou a teores de projeto elevados, pela maior quantidade de vazios devido à falta de temperatura adequada e à perda de material fino e asfalto. Dessa forma, com as temperaturas corrigidas e depois de várias repetições nas dosagens para as duas faixas, os teores baixaram dentro de limites aceitáveis e típicos para misturas SMA.

A seguir, nas figuras 3.17 e 3.18 são apresentados os resultados finais das dosagens utilizando o compactador Marshall (50 golpes por face) para as duas faixas granulométricas da pesquisa.

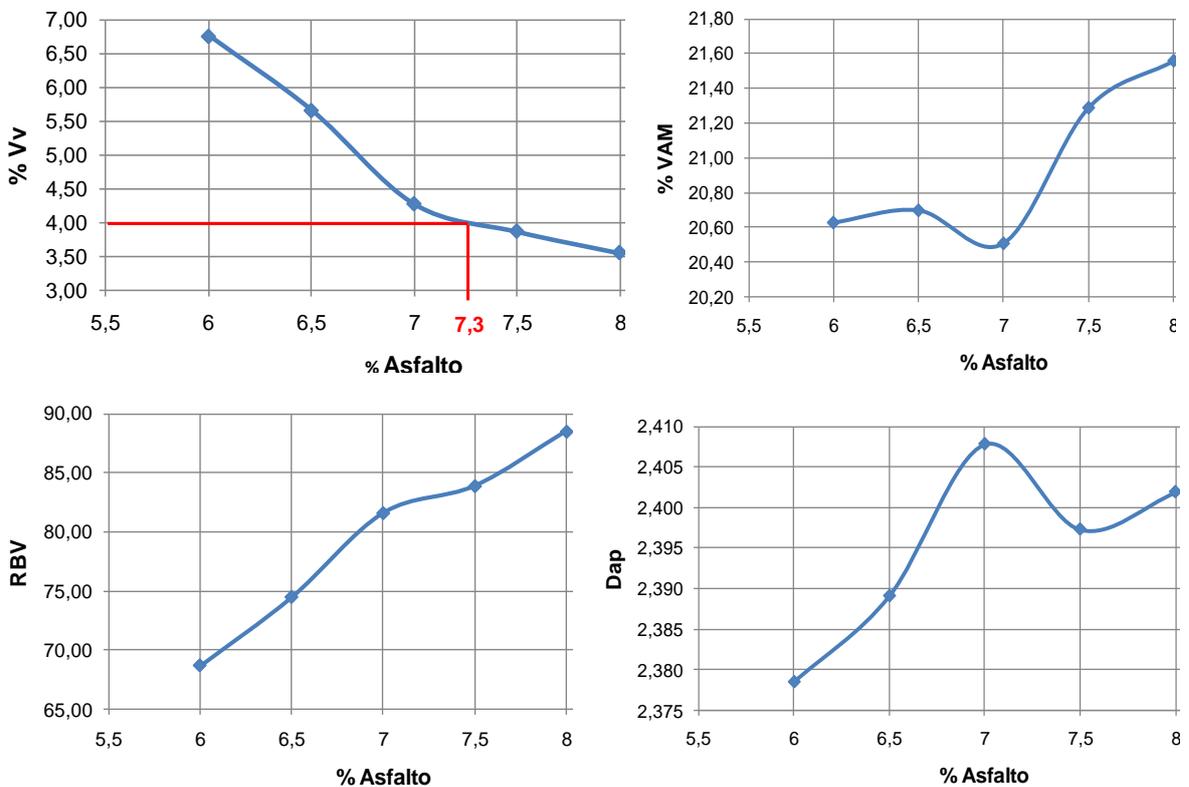


Figura 3.17 – Resumo da Dosagem Marshall para a Faixa 7,93 – DER-SP

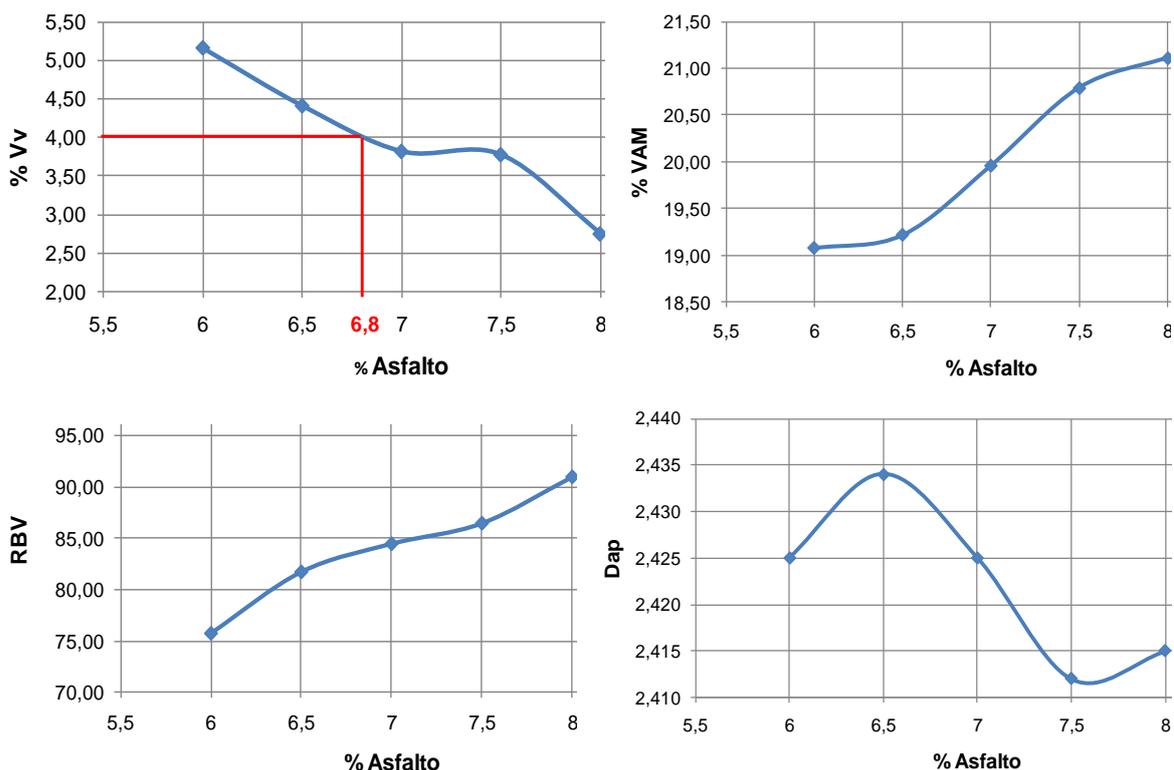


Figura 3.18 – Resumo da Dosagem Marshall para a Faixa 12,5 – AASHTO

3.3.4 Compactação Giratória (CGS)

Após a determinação dos teores de projeto Marshall, foram compactados (no CGS) 10 corpos de prova nesses teores para cada uma das duas faixas estudadas. A energia de compactação inicial foi de 100 giros, lembrando que o objetivo era encontrar a energia “equivalente” baseado nas características volumétricas dos corpos de prova produzidos com o compactador Marshall.

O procedimento e os cuidados para a produção da massa asfáltica foram os mesmos para os dois processos de compactação. Antes de colocar a massa asfáltica na estufa, ela foi pesada a fim de permitir o cálculo das densidades aparentes dos corpos de prova pelo programa computacional que controla o compactador. Posteriormente as densidades aparentes foram corrigidas.

De posse das curvas de volumes de vazios corrigidos versus número de giros (figuras 3.19 e 3.20), obtidas do CGS, os números de giros equivalentes para a produção de 4% de vazios foram determinados. O N “equivalente” do CGS para 4%

de vazios no teor de projeto Marshall para a faixa 7,93 do DER/SP foi 69 giros, e para a faixa 12,5 da AASHTO, 77 giros. A tabela 3.17 apresenta o número de giros no CGS aos 4% de Vv, de cada um dos corpos de prova para posterior determinação do número de giros médio “equivalente” aos 50 golpes no Marshall.

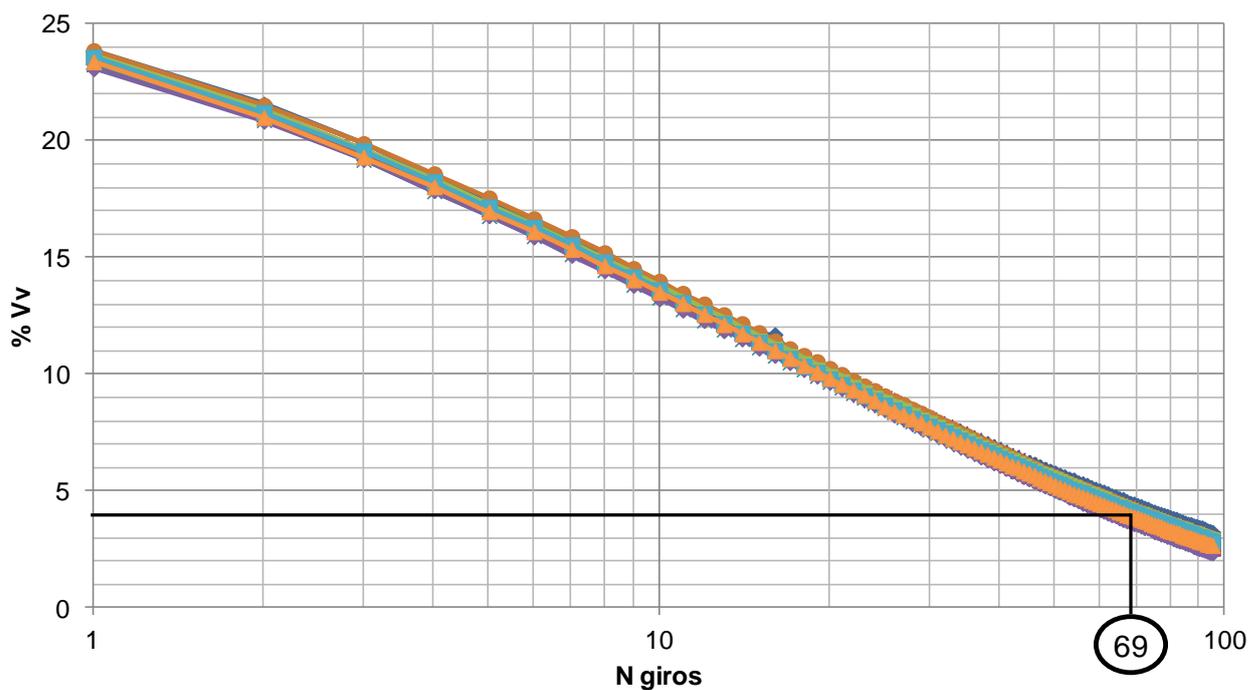


Figura 3.19 – Curvas corrigidas de volumes de vazios versus número de giros mistura TMN 7,93 DER/SP

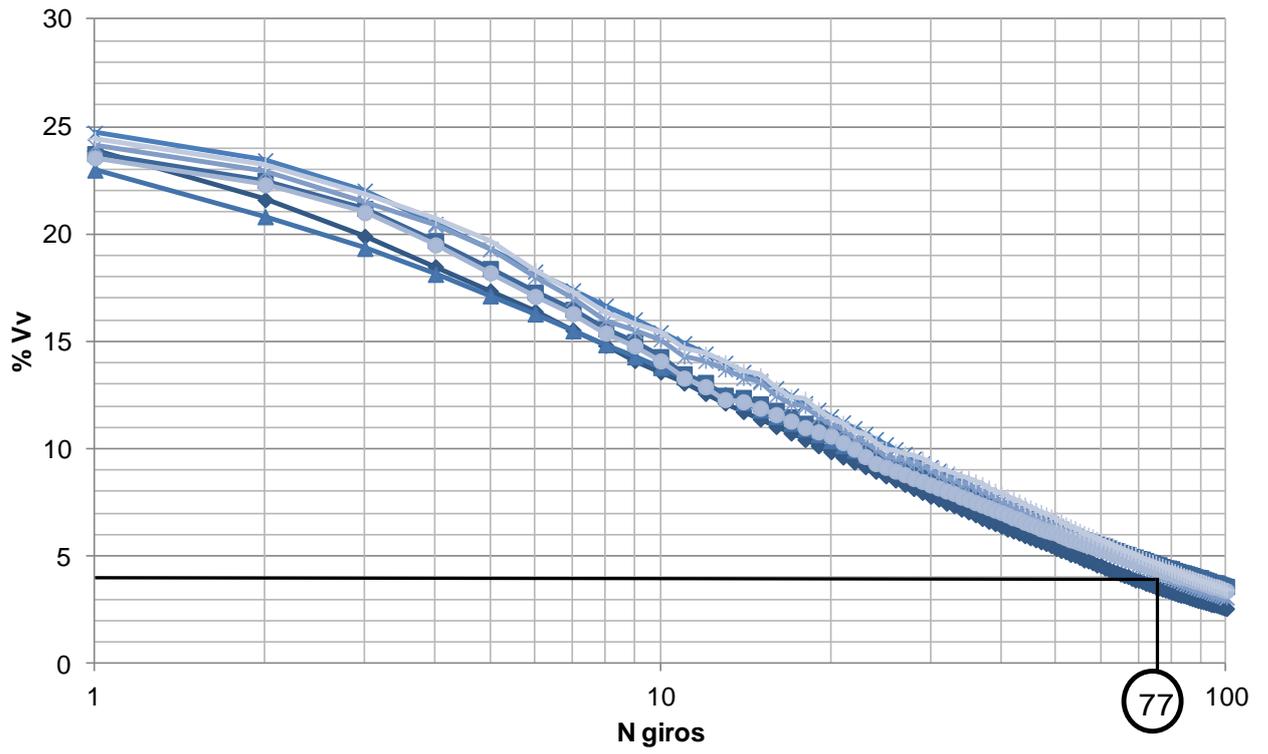


Figura 3.20 – Curvas corrigidas de volumes de vazios versus número de giros mistura TMN 12,5 AASHTO

Tabela 3.17 – Resultados individuais da determinação do N de giros “equivalente” no CGS

	Faixa TMN 7,93 mm	Faixa TMN 12,5 mm
	N equivalente 4% Vv	N equivalente 4% Vv
	77	80
	65	90
	65	71
	74	68
	73	85
	66	73
	73	74
	64	68
	65	72
	76	89
	63	70
	70	69
	67	89
Média	69	77
Desv. Pad.	5	9

3.3.5 Verificação do “esqueleto pétreo”

Devido à concepção das misturas tipo SMA, a qualidade dos agregados torna-se fundamental. Nesse sentido, o intertravamento entre os agregados graúdos precisa ser monitorado a fim de evitar rupturas indesejáveis e assim repartir as cargas geradas pelo tráfego eficientemente através do contato entre eles.

Segundo NAPA (2007), a integridade do esqueleto pétreo é assegurada ao se estabelecer que os Vazios do Agregado Graúdo da mistura (VCA_{MIX}) seja igual ou menor do que os Vazios do Agregado Graúdo em estado seco compactado (VCA_{DRC}).

Nesta pesquisa foram avaliadas as duas curvas granulométricas utilizadas a fim de garantir o contato entre os agregados. A granulometria utilizada do TMN 7,93 DER/SP foi a curva média da faixa. Já para a TMN 12,5 da AASHTO não foi possível utilizar a distribuição granulométrica média da faixa devido aos valores obtidos para o VCA_{MIX} . Assim, a curva utilizada precisou ser “engrossada” levemente para produzir uma matriz de agregados graúdos maior e, por conseguinte, atingir os valores esperados na verificação do comportamento do esqueleto pétreo.

A tabela 3.18 apresenta os valores de VCA_{MIX} e do VCA_{DRC} . Os valores foram calculados baseados nas expressões 3.9 e 3.10 apresentadas anteriormente.

Tabela 3.18 – Comparação do VCA_{MIX} e do VCA_{DRC} das duas faixas granulométricas da utilizadas na pesquisa

Faixa granulométrica	VCA_{MIX} (%)	VCA_{DRC} (%)
7,93-DER	39,49	42,75
12,5-AASHTO	38,22	41,94

Observando-se os resultados apresentados na tabela 3,18 percebe-se que a condição do contato entre o agregado graúdo esta garantida.

4. RESULTADOS E ANÁLISES – MISTURAS SMA

Neste capítulo são apresentados os resultados dos estudos das propriedades mecânicas obtidas através dos ensaios feitos nas seis misturas da pesquisa. Os ensaios visaram avaliar, para cada uma das misturas, suas propriedades mecânicas e, de posse delas, analisar suas características e comportamentos estruturais levando em consideração o tipo de compactação, a distribuição granulométrica e o teor de projeto. Assim, a seguir são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de Resistência à Tração por compressão diametral (RT), Módulo de Resiliência (MR), Fadiga e Suscetibilidade à Umidade.

4.1 Resistência à Tração por compressão diametral

Os ensaios foram realizados segundo a norma DNER-ME 138/94, sendo as rupturas dos corpos de prova feitas à velocidade do ensaio Marshall (50 mm/s). Os resultados dos ensaios para os corpos de prova com Vv em torno de 4% são apresentados na tabela 4.1 e na figura 4.1.

Tabela 4.1 – Resistências à Tração médias (3 determinações) para cada tipo de mistura para Vv igual a 4%

Mistura	Teor asf.	Faixa	Compactação	RT (MPa)
7,93-M50	7,3	7,93 DER	Marshall (50 golpes)	1,24
7,93-GEq	7,3	7,93 DER	CGS (69 giros)	1,01
7,93-G100	6,8	7,93 DER	CGS (100 giros)	1,22
12,5-M50	6,8	12,5 AASHTO	Marshall (50 golpes)	1,26
12,5-GEq	6,8	12,5 AASHTO	CGS (77 giros)	1,08
12,5-G100	6,1	12,5 AASHTO	CGS(100 giros)	1,12

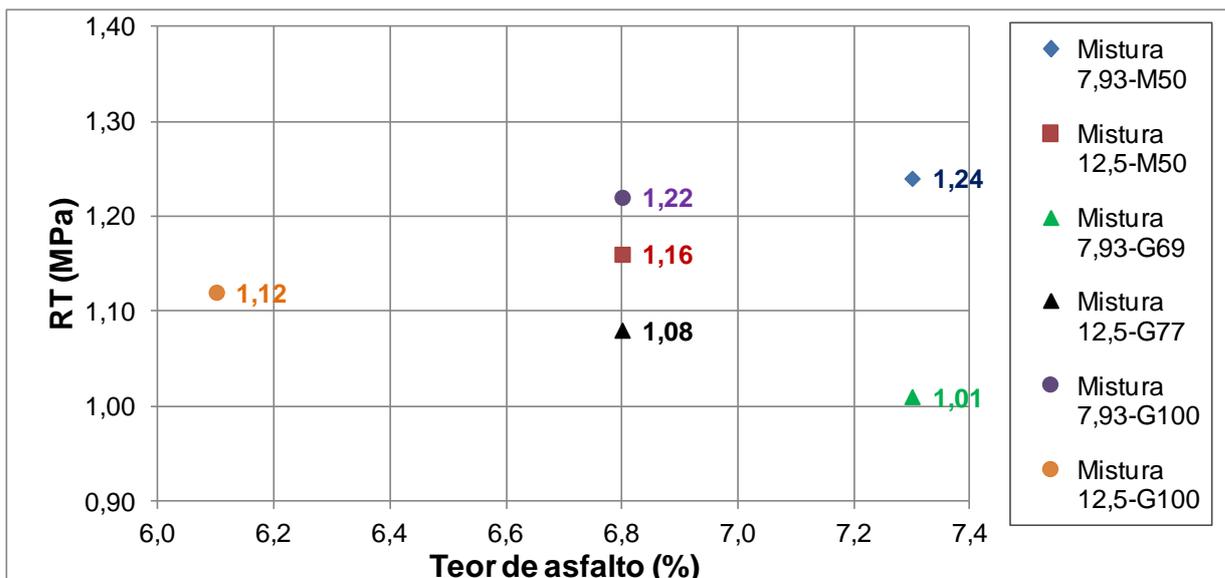


Figura 4.1 – Resultados médios das RT das 6 misturas estudadas

Observando-se a figura 4.1, percebe-se que os valores das RT são similares para todas as misturas. Para as duas distribuições granulométricas é possível observar que os maiores valores das RT foram produzidos pela compactação Marshall (50 golpes), seguido pela compactação no CGS com 100 giros.

Pode-se inferir também, a partir da observação da figura 4.1, que a compactação no CGS (100 giros) produz valores de RT próximos aos da compactação no Marshall (50 golpes), para os respectivos teores de projeto e Vv em torno de 4%.

Os valores do RT para corpos de prova da faixa 7,93-DER utilizados na dosagem feita no CGS com 100 giros são apresentados a seguir na tabela 4.2 e na figura 4.2.

Tabela 4.2 – RT médias (3 determinações) para a mistura 7,93-G100 em função do teor de asfalto

Mistura	% Vv (média)	% Asfalto	RT (MPa)
7,93-G100	3,60	7,3	1,12
7,93-G100	4,02	6,8	1,16
7,93-G100	5,42	6,3	1,26

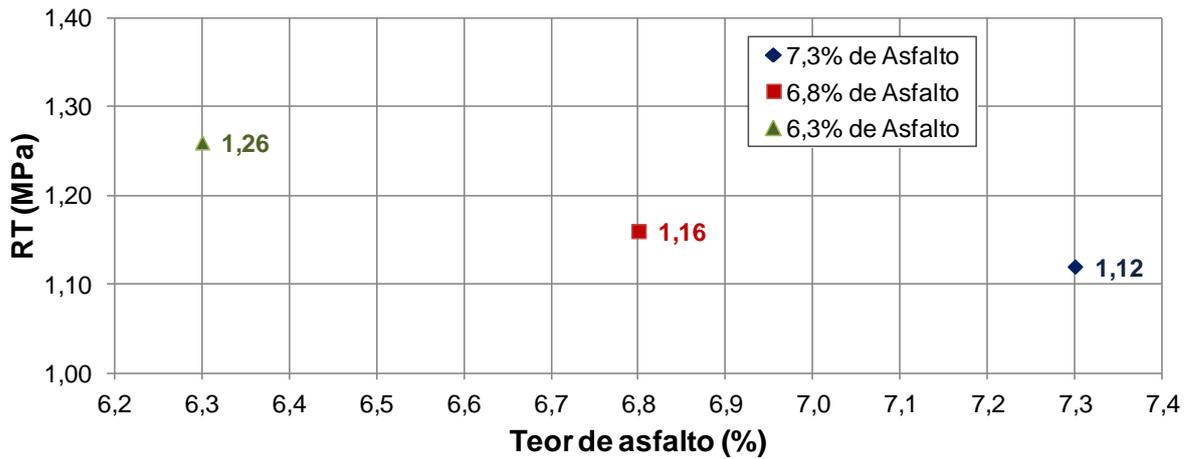


Figura 4.2 – RT médias para a mistura 7,93-G100 em função do teor de asfalto

Os valores da RT para corpos de prova da faixa 12,5-AASHTO utilizados na dosagem no CGS com 100 giros são apresentados na tabela 4.3 e no figura 4.3.

Tabela 4.3 – RT médias (3 determinações) para a mistura 12,5-G100 em função do teor de asfalto

Mistura	% Vv (média)	% Asfalto	RT (MPa)
12,5-G100	3,22	6,80	0,84
12,5-G100	3,73	6,30	1,00
12,5-G100	4,48	5,80	1,11

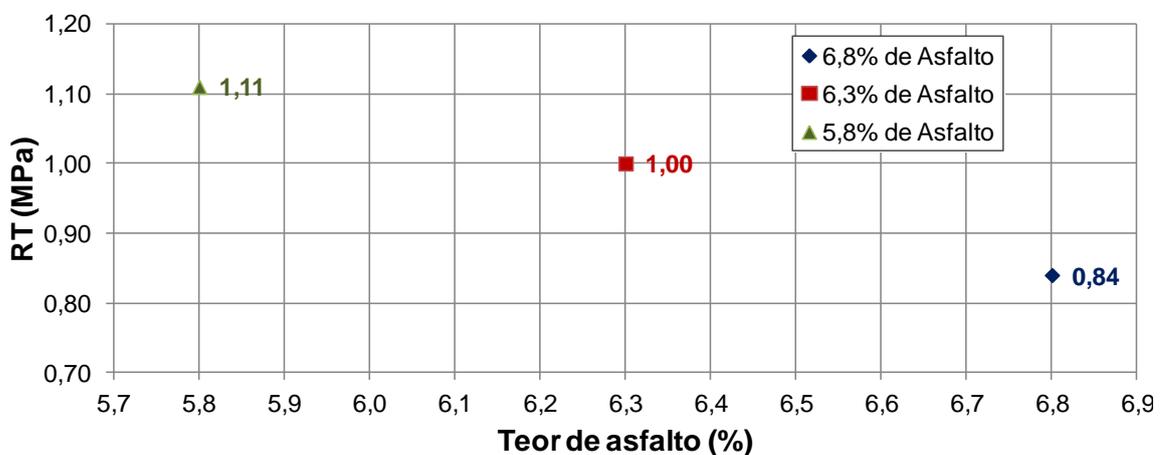


Figura 4.3 – RT médias para a mistura 12,5-G100 em função do teor de asfalto

Nas figuras 4.2 e 4.3 observa-se que os valores da RT decrescem com o aumento da porcentagem de asfalto e que a distribuição granulométrica mais fina produziu valores de RT maiores.

4.2 Módulo de resiliência

Os ensaios para a determinação do módulo de resiliência foram feitos segundo o método da ASTM D 7369-09. Na pesquisa foram realizados ensaios para determinação do MR em três temperaturas, a fim de avaliar a sensibilidade das misturas asfálticas às mudanças de temperatura. Assim, o MR foi determinado a 10°C, 25°C e 40°C, para 10 réplicas por faixa e por tipo de compactação. Antes da realização dos ensaios, os corpos de prova foram condicionados durante um período de 12 horas em uma câmara climática (figura 4.4).



Figura 4.4 – Câmara climática

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de resiliência em três temperaturas para os corpos de prova utilizados no processo de dosagem no CGS (100 giros) (tabelas 4.4 e 4.5 e figuras 4.5 e 4.6). Foram utilizados três teores de asfalto e a compactação padrão da maioria das especificações de dosagem e produção de misturas SMA (100 giros). O ponto de partida foi o teor de trabalho obtido da dosagem Marshall e dois teores abaixo desse valor.

Tabela 4.4 – Módulos de resiliência médios (10 determinações) da mistura 7,93-G100 com variação da porcentagem de Asfalto

Mistura	Temperatura	% de Asfalto	MR (MPa) - média
7,93-G100	10	7,3	6859
7,93-G100	25	7,3	2748
7,93-G100	40	7,3	897
7,93-G100	10	6,8	6056
7,93-G100	25	6,8	2710
7,93-G100	40	6,8	754
7,93-G100	10	6,3	6241
7,93-G100	25	6,3	2600
7,93-G100	40	6,3	695

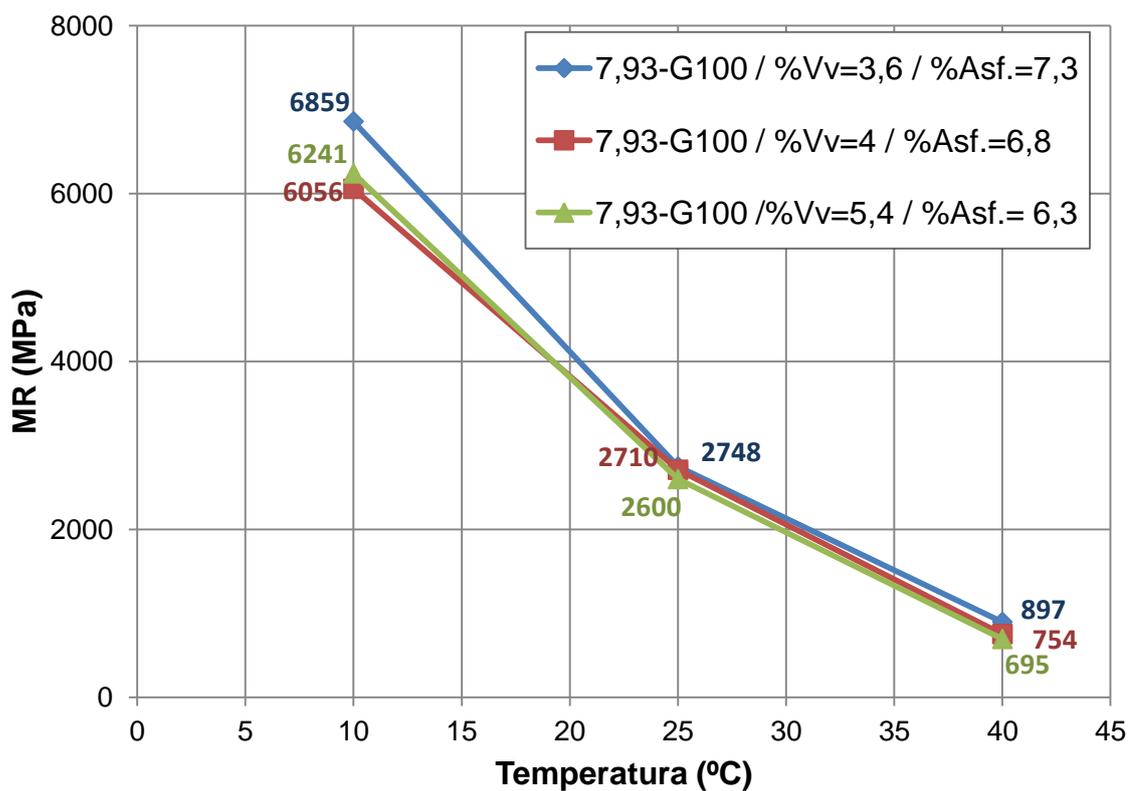


Figura 4.5 – Módulos de resiliência médios em função da temperatura e do teor de asfalto da mistura 7,93-G100

Tabela 4.5 – Módulos de resiliência médios (10 determinações) da mistura 12,5-G100 com variação da porcentagem de Asfalto

Mistura	Temperatura	% de Asfalto	MR (MPa) - média
12,5-G100	10	6,8	6653
12,5-G100	25	6,8	2805
12,5-G100	40	6,8	802
12,5-G100	10	6,3	6314
12,5-G100	25	6,3	2743
12,5-G100	40	6,3	744
12,5-G100	10	5,8	6642
12,5-G100	25	5,8	2884
12,5-G100	40	5,8	696

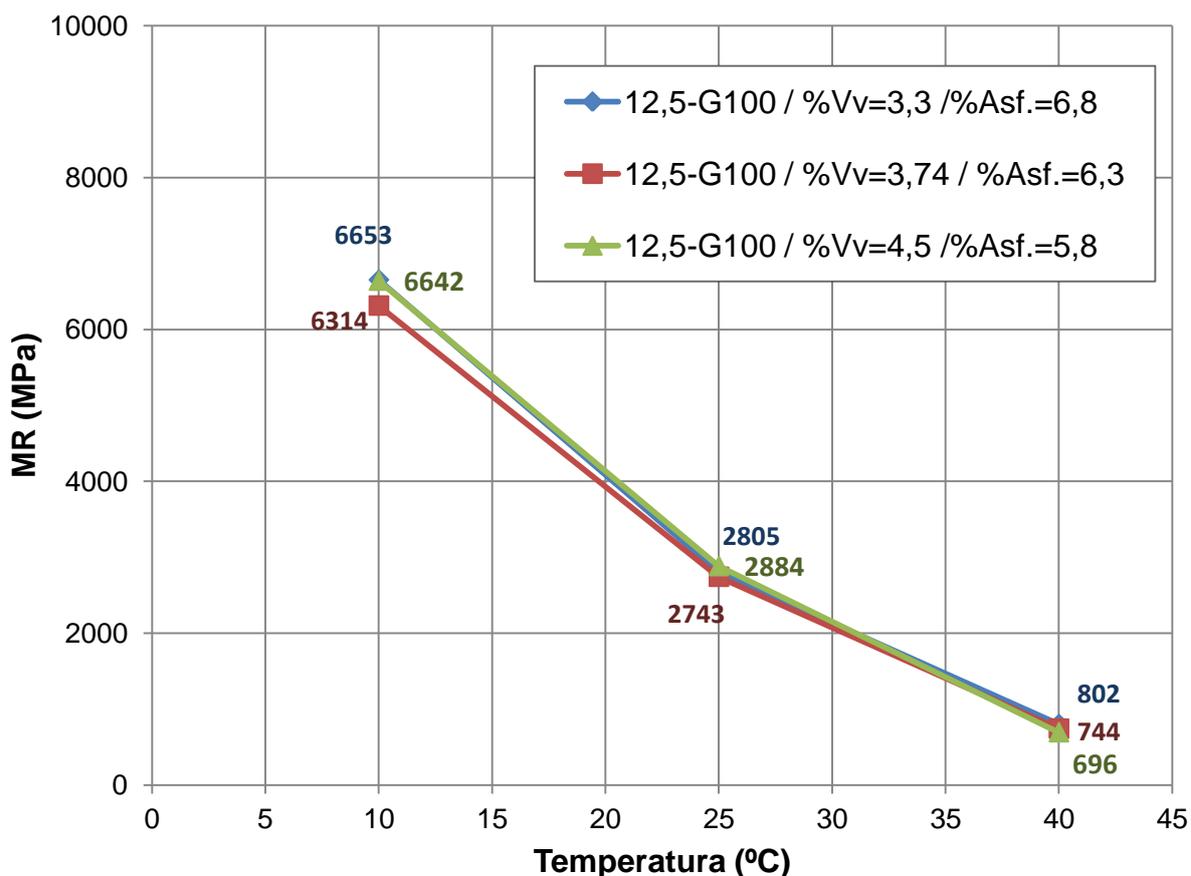


Figura 4.6 – Módulos de resiliência médios em função da temperatura e do teor de asfalto da mistura 12,5-G100

Observando-se as figuras 4.5 e 4.6 nota-se que, de uma maneira geral, os valores dos módulos de resiliência são pouco influenciados pelo teor de asfalto contido na mistura, para o espectro de teores testados nessa pesquisa.

Após o processo de dosagem, foram produzidos 10 corpos de prova com volume de vazios de aproximadamente 4,0% para cada uma das faixas granulométricas e cada processo de compactação. A tabela 4.6 apresenta os resultados médios (10 réplicas) dos ensaios de MR executados em três temperaturas para cada uma das faixas e tipos de compactação utilizados na pesquisa.

Tabela 4.6 – Valores médios (10 determinações) dos módulos de resiliência para as 6 misturas ($V_v=4\%$)

Mistura	Temperatura	MR (MPa) - média
7,93-M50	10	7779
7,93-M50	25	3251
7,93-M50	40	733
7,93-GEq	10	6900
7,93-GEq	25	2738
7,93-GEq	40	751
7,93-G100	10	7438
7,93-G100	25	3099
7,93-G100	40	748
12,5-M50	10	7222
12,5-M50	25	3147
12,5-M50	40	824
12,5-GEq	10	5567
12,5-GEq	25	2668
12,5-GEq	40	737
12,5-G100	10	6230
12,5-G100	25	3050
12,5-G100	40	783

A figura 4.7 apresenta os valores dos módulos de resiliência das misturas em função da temperatura de ensaio.

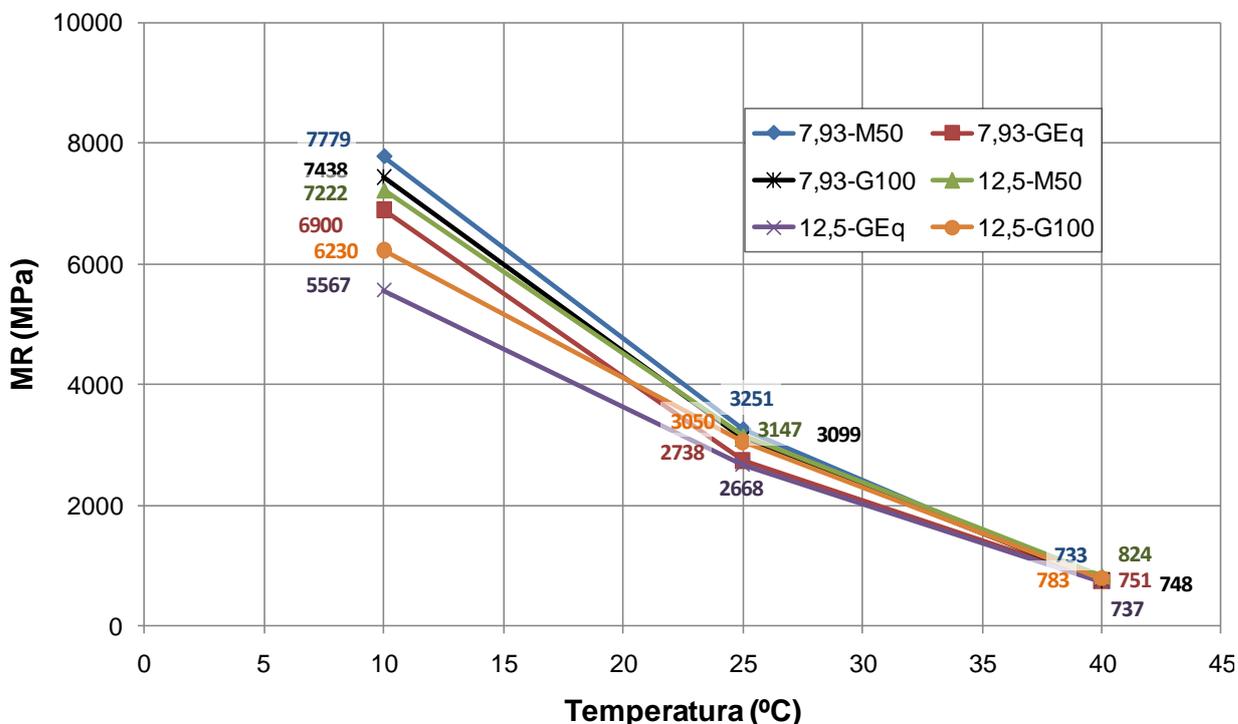


Figura 4.7 – MR das misturas em três temperaturas

Analisando-se a figura 4.7 percebe-se que há uma tendência da faixa fina (TMN 7,93-DER) de fornecer misturas asfálticas com valores de módulo de resiliência maiores que os da faixa grossa (TMN 12,5-AASHTO). Também se observa, para as duas faixas granulométricas, que os valores do MR são decrescentes em função do tipo de moldagem, sendo os maiores correspondentes aos CPs moldados com o compactador Marshall (50 golpes), depois os com o compactador giratório (100 giros) e, finalmente, os moldados com o compactador giratório para o número de giros equivalente.

De uma maneira geral, a variação dos valores de módulo de resiliência em função do tipo de moldagem é da mesma ordem de grandeza, independente da faixa granulométrica analisada. A 25° C, para a faixa TMN 7,93-DER, a moldagem pelo Marshall produziu CPs com MR 5% maior que os dos moldados no giratório com 100 giros e 19% maior que os dos moldados com 69 giros. Na outra faixa granulométrica,

a moldagem pelo Marshall produziu CPs com MR a 25° C 3% maior que os dos moldados no giratório com 100 giros e 18% maior que os dos moldados com 69 giros.

Para as outras duas temperaturas de ensaio (10 e 40°C) a moldagem Marshall manteve a mesma tendência de produzir valores de módulo de resiliência maiores do que os obtidos das outras formas de moldagem.

4.3 Fadiga por tensão controlada

Para a estimativa da vida de fadiga das misturas asfálticas foram feitos ensaios de fadiga à tensão controlada, em réplicas, a quatro níveis de tensão, a saber: 10, 20, 30 e 40% da RT. Com o número de ciclos de ruptura, foram ajustadas regressões para a modelagem da vida de fadiga. Os resultados dos ensaios e os modelos da vida de fadiga, em função da diferença de tensões, são apresentados a seguir.

As tabelas 4.7 e 4.8 e a figura 4.8 apresentam os modelos de fadiga para as misturas 7,93-M50 e 12,5-M50 (compactação Marshall).

Tabela 4.7 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 7,93-M50 (7,3% de asfalto)

Vv (%)	N (solicitações)	σ_h (MPa)	σ_v (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	% da RT
4,03	489	0,4867	-1,4600	1,9467	40,09
4,31	540	0,4886	-1,4657	1,9542	39,98
4,27	1064	0,3745	-1,1234	1,4979	30,11
4,07	1006	0,3712	-1,1137	1,4849	30,08
3,67	8182	0,2480	-0,7440	0,9921	20,07
4,39	5056	0,2450	-0,7349	0,9799	20,06
4,07	37516	0,1245	-0,3734	0,4979	10,03
4,19	20074	0,1223	-0,3669	0,4892	10,03

Tabela 4.8 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 12,5-M50 (6,8% de asfalto)

Vv (%)	N (solicitações)	σ_h (MPa)	σ_v (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	% da RT
4,56	568	0,4630	-1,3890	1,8521	40,06
4,48	683	0,4645	-1,3936	1,8581	40,12
4,45	1177	0,3497	-1,0492	1,3990	30,04
4,39	1202	0,3502	-1,0505	1,4006	30,05
4,81	3580	0,2314	-0,6942	0,9256	20,06
4,76	2802	0,2352	-0,7056	0,9408	20,06
4,37	26914	0,1153	-0,3460	0,4613	10,00
4,40	15793	0,1164	-0,3493	0,4658	9,99

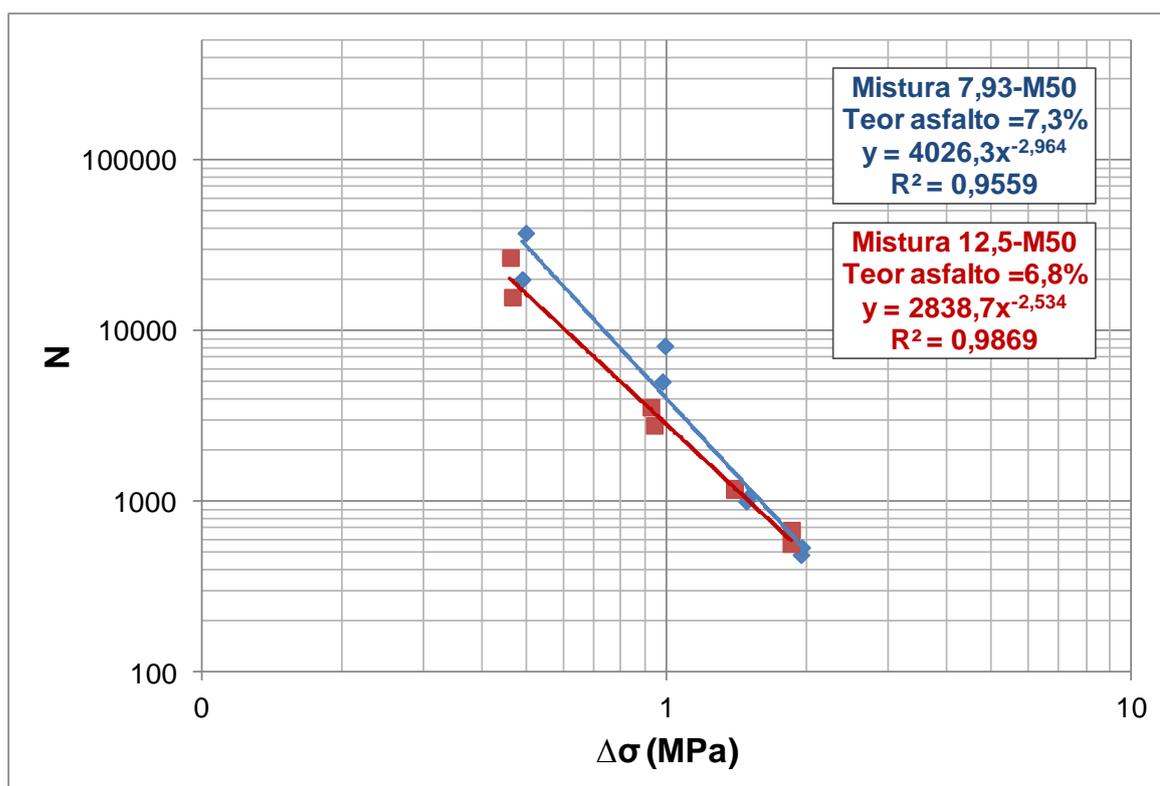


Figura 4.8 – Modelo de fadiga mist. 7,93-M50 e 12,5-M50 (Compactação Marshall)

As tabelas 4.9; 4.10; 4.11 e 4.12 e a figura 4.9 apresentam os modelos de fadiga para as misturas 7,93-G69; 12,5-G77; 7,93-100 e 12,5-G100 (compactada no CGS).

Tabela 4.9 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 7,93-G69 (7,3% de asfalto)

Vv (%)	N (solicitações)	σ_h (MPa)	σ_v (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	% da RT
3,71	884	0,4033	-1,2100	1,6134	40,12
3,84	975	0,4047	-1,2142	1,6189	40,13
4,05	2753	0,3020	-0,9060	1,2080	30,08
4,43	1624	0,3031	-0,9092	1,2122	30,04
4,06	6155	0,2012	-0,6035	0,8047	20,01
4,40	4500	0,2009	-0,6028	0,8038	20,00
3,90	154867	0,1010	-0,3029	0,4039	10,08
3,97	68035	0,1000	-0,3000	0,4000	10,07

Tabela 4.10 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 12,5-G77 (6,8% de asfalto)

Vv (%)	N (solicitações)	σ_h (MPa)	σ_v (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	% da RT
3,30	320	0,4336	-1,3008	1,7345	40,03
4,47	399	0,4334	-1,3001	1,7335	39,97
5,19	456	0,3223	-0,9669	1,2892	29,98
4,03	726	0,3226	-0,9679	1,2906	30,06
3,35	1926	0,2150	-0,6451	0,8601	20,03
3,35	2650	0,2158	-0,6473	0,8631	20,03
3,60	20954	0,1062	-0,3187	0,4250	9,98
3,42	9744	0,1085	-0,3256	0,4341	9,99

Tabela 4.11 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 7,93-G100 (6,8% de asfalto)

Vv (%)	N (solicitações)	σ_h (MPa)	σ_v (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	% da RT
3,42	895	0,4889	-1,4668	1,9558	39,96
3,12	696	0,4901	-1,4703	1,9604	39,97
3,50	2203	0,3643	-1,0929	1,4572	29,95
5,68	1193	0,3636	-1,0907	1,4543	29,97
2,93	5599	0,2438	-0,7315	0,9753	20,06
2,62	7399	0,2475	-0,7426	0,9902	20,03
3,68	100655	0,1207	-0,3620	0,4827	10,01
3,65	69528	0,1209	-0,3626	0,4834	9,98

Tabela 4.12 – Resumo dos ensaios de fadiga – mist. 12,5-G100 (6,1% de asfalto)

Vv (%)	N (solicitações)	σ_h (MPa)	σ_v (MPa)	$\Delta\sigma$ (MPa)	% da RT
4,14	458	0,4481	-1,3443	1,7923	39,95
4,53	270	0,4412	-1,3235	1,7647	39,97
4,86	856	0,3309	-0,9927	1,3235	30,08
2,75	1430	0,3381	-1,0143	1,3524	30,06
3,25	4991	0,2236	-0,6709	0,8945	20,00
3,07	5156	0,2267	-0,6802	0,9069	19,98
4,22	27415	0,1105	-0,3316	0,4421	10,00
4,38	20858	0,1111	-0,3332	0,4442	10,10

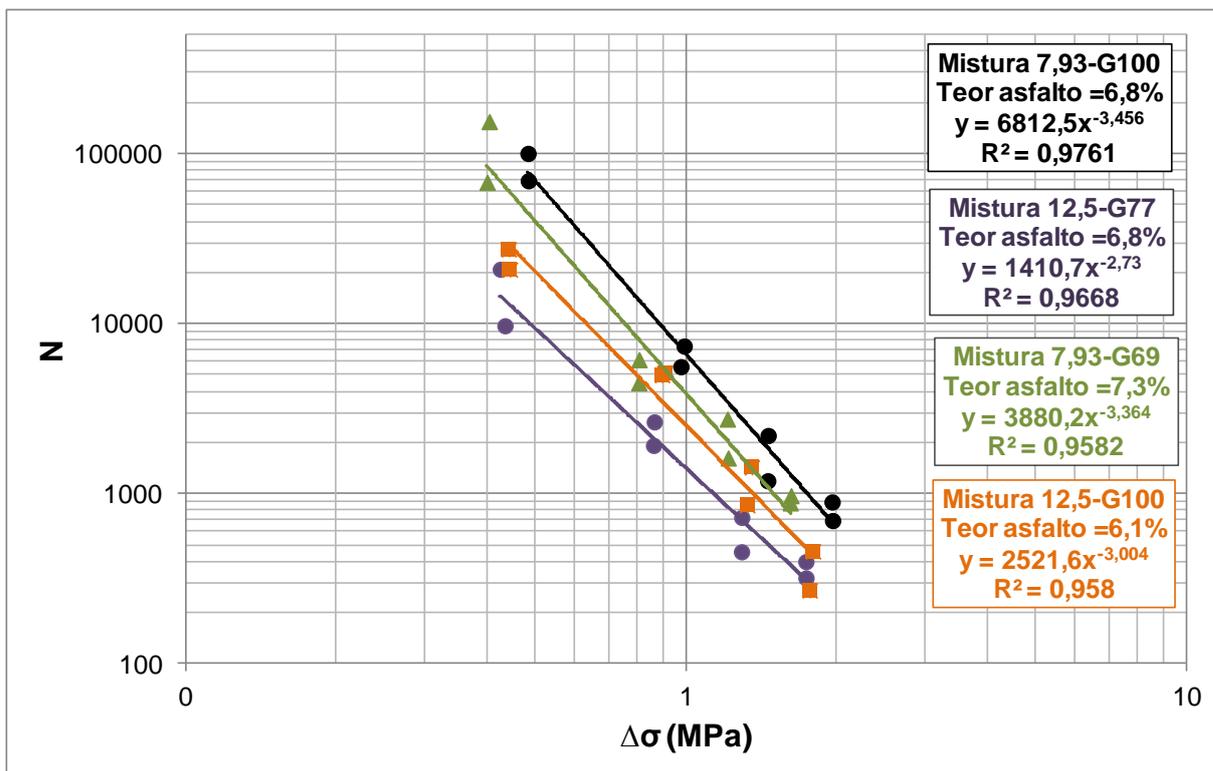


Figura 4.9 – Modelo de fadiga mist. 7,93-G69; 7,93-G100; 12,5-G77 e 12,5-G100 (compactação no CGS)

Na figura 4.10 são apresentados, para fins de visualização do conjunto, os modelos de vida de fadiga das seis misturas estudadas nessa dissertação.

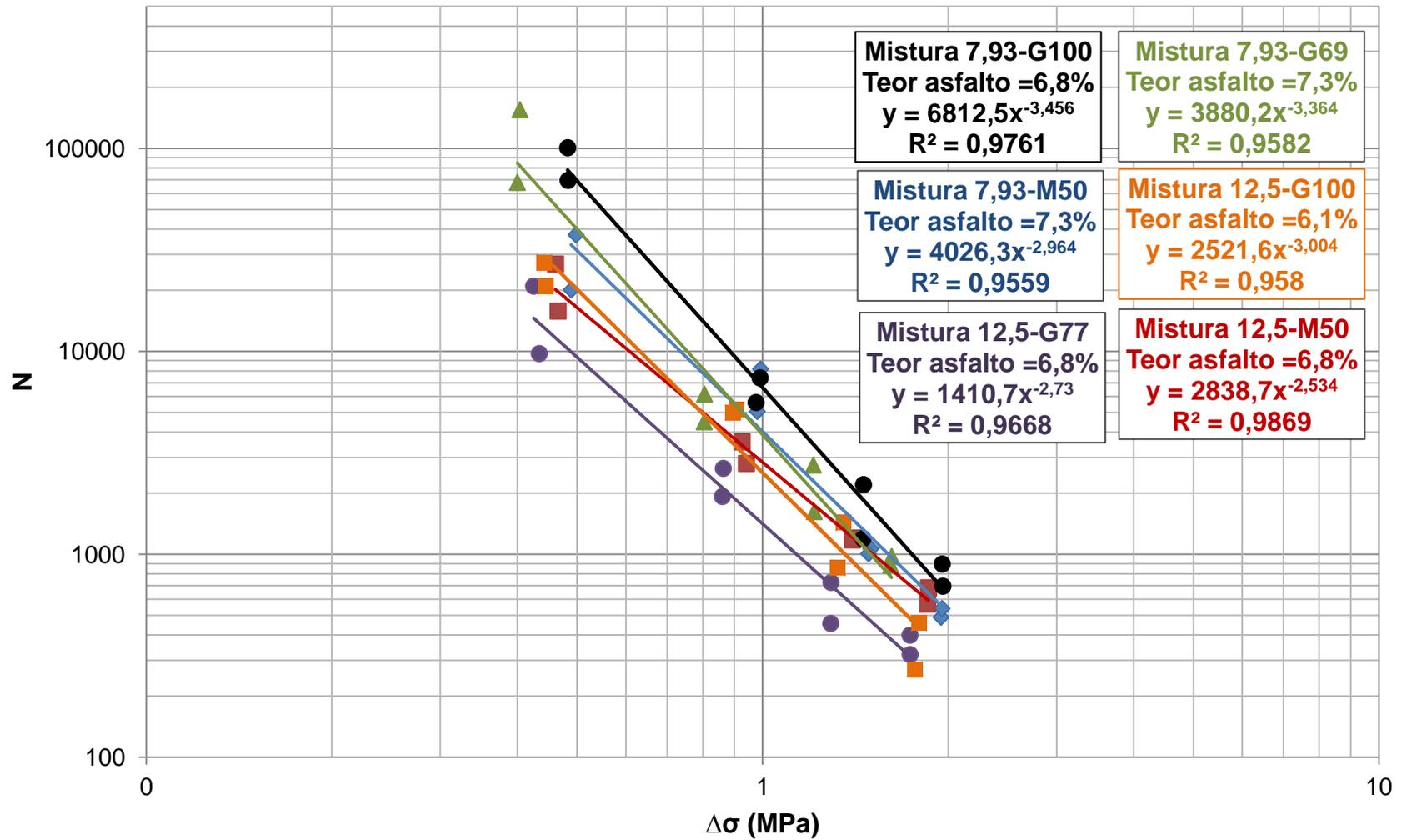


Figura 4.10 – Modelos de fadiga das 6 misturas da pesquisa

Do ponto de vista do comportamento à fadiga, pouco se pode concluir a partir das figuras apresentadas anteriormente, já que para se fazer qualquer tipo de comparação há necessidade de simular estruturas de pavimentos com os valores reais dos módulos de resiliência das misturas asfálticas e determinar as tensões que nelas atuam. De posse das tensões, determinam-se as vidas de fadiga a partir dos modelos obtidos dos ensaios em laboratório, a mistura que apresentar maior número de solicitações será a mais adequada, em termos de vida de fadiga. Assim foram simuladas estruturas de pavimentos compostas por três camadas (revestimento, base granular e reforço do subleito). Os pavimentos foram previamente dimensionados pelo método do DNER para um tráfego de 10^8 solicitações de eixos padrão de 8,2t.

Com auxílio do programa computacional ELSYM 5 foram efetuadas as simulações mecânicas dos pavimentos, variando unicamente os valores dos módulos de resiliência do revestimento asfáltico. Para a análise foi considerado um carregamento do eixo padrão de 80 kN (8,2t), roda dupla com separação de 30 cm entre elas e pressão de inflação dos pneus igual a 0,56 MPa. Na figura 4.11 são apresentados a estrutura do pavimento, as espessuras, os módulos de resiliência e os coeficientes de Poisson utilizados nas simulações.

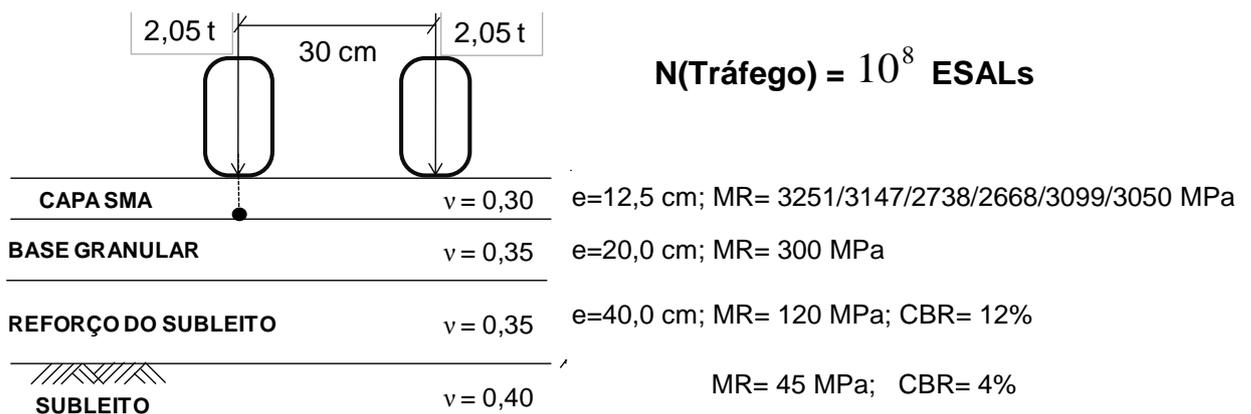


Figura 4.11 – Estrutura hipotética de pavimento para a análise da diferença de tensões na fibra inferior do revestimento

A partir das simulações foram encontrados os valores das diferenças de tensões ($\Delta\sigma$), que foram utilizados nos modelos de fadiga de cada uma das misturas, para o cálculo das vidas de fadiga. A Tabela 4.13 apresenta um resumo dos resultados das simulações para os seis tipos de misturas asfálticas. Observando-se essa tabela pode-se notar que a mistura TMN 7,93 - DER moldada no CGS com 100 giros exibiu maior vida de fadiga, seguida pela mistura TMN 7,93 – DER moldada no CGS com 69 giros e a mistura TMN 7,93-DER moldada no compactador Marshall.

Tabela 4.13 – Vida de Fadiga calculada para cada modelo de fadiga na fibra inferior do pavimento obtido do programa ELSYM 5

Faixa granulométrica	Compactação	Teor de asfalto (%)	$\Delta\sigma$ (MPa)	Vida de Fadiga
TMN 7,93-DER	Marshall 50 golpes	7,3	0,895	5592
TMN 7,93-DER	CGS 69 giros	7,3	0,823	7479
TMN 7,93-DER	CGS 100 giros	6,8	0,875	10828
TMN 12,5-AASHTO	Marshall 50 golpes	6,8	0,881	3912
TMN 12,5-AASHTO	CGS 77 giros	6,8	0,812	2488
TMN 12,5-AASHTO	CGS 100 giros	6,1	0,868	3861

4.4 Suscetibilidade à Umidade

Os ensaios para determinação da suscetibilidade à umidade foram realizados de acordo com a norma ASTM D4867. Foram produzidos conjuntos de 6 corpos de prova com volumes de vazios em torno de 7,0% (de 6,0 a 8,0%, segundo a norma), para cada uma das condições testadas na dissertação. Cada conjunto foi subdividido em dois grupos; um foi submetido ao processo de condicionamento, que consistiu da saturação parcial de seus vazios com água (entre 55 e 80% dos vazios), do congelamento (18h a -18°C) e imersão em água a 25°C por 2h para estabilização da temperatura; o outro representa o grupo de controle e não foi condicionado.

Após o processo de condicionamento, os corpos de prova, condicionados e de controle, foram submetidos ao ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral e foram calculadas as resistências à tração médias para cada grupo. De posse das resistências à tração médias, calcula-se a razão das resistências do grupo condicionado e do grupo não condicionado, que é denominada de Relação de Resistência à Tração ou Resistência à Tração Retida (RRT). As especificações atuais para misturas asfálticas preconizam valores de RRT acima de 0,8, para que as misturas sejam consideradas não suscetíveis à ação da água.

Deve-se ressaltar que, para a produção de corpos de prova com aproximadamente 7,0% de volume de vazios houve a necessidade de se determinar a energia de compactação que produzisse corpos de prova nessas condições com o teor de asfalto de trabalho (tabela 4.14).

Tabela 4.14 - Energias utilizadas para a produção dos corpos de prova com aproximadamente 7,0% de volume de vazios

Mistura	Compactação Marshall (número de golpes por face)	Compactação giratória (número de giros)
TMN 7,93-DER	20	36
TMN 12,5-AASHTO	20	42

Os resultados dos ensaios são apresentados a seguir na tabela 4.15

Tabela 4.15 – RT das amostras virgens e condicionadas e valor da RRT das misturas 7,93-M20; 7,93-G36; 12,5-M20 e 12,5-G42

Mistura	Grupo	RT média (MPa)	RRT
7,93-M20	Condicionado	0,737	0,962
	Não Condicionado	0,765	
7,93-G36	Condicionado	0,843	0,977
	Não Condicionado	0,863	
12,5-M20	Condicionado	0,680	0,962
	Não Condicionado	0,707	
12,5-G42	Condicionado	0,687	0,904
	Não Condicionado	0,760	

Observando-se os resultados apresentados na tabela anterior nota-se que o menor valor da RRT foi 90% para a mistura 12,5-G42 e, ainda assim, é maior que o mínimo recomendado (RRT=80%), o que indica que, independentemente da faixa granulométrica ou do processo de compactação utilizado, as misturas produzidas são não suscetíveis ao dano por umidade induzida segundo o método de teste utilizado.

4.5 Resumo dos resultados

Na tabela 4.16 é apresentado um resumo das propriedades mecânicas obtidas dos ensaios efetuados com as 6 misturas asfálticas testadas nessa dissertação.

Tabela 4.16 - Resumo dos resultados dos ensaios mecânicos

Mistura	Energia de compactação	Teor de asfalto (%)	RT (MPa)	MR (MPa)	Vida de Fadiga	RRT (%)
TMN 7,93-DER	Marshall 50 golpes	7,3	1,24	3251	5592	96,2
TMN 7,93-DER	Giratório 69 giros	7,3	1,01	2738	7479	97,7
TMN 7,93-DER	Giratório 100 giros	6,8	1,22	3099	10828	-
TMN 12,5-AASHTO	Marshall 50 golpes	6,8	1,26	3147	3912	96,2
TMN 12,5-AASHTO	Giratório 77 giros	6,8	1,08	2668	2488	90,4
TMN 12,5-AASHTO	Giratório 100 giros	6,1	1,12	3050	3861	-

Observando-se os resultados apresentados na tabela 4.16 pode-se inferir que:

- Com relação aos CPs produzidos pela compactação Marshall:
 - O teor de asfalto de trabalho para a faixa mais fina é maior que o da faixa mais grossa;
 - Os valores das resistências à tração e módulos de resiliência são similares;
 - As suscetibilidades à umidade (RRTs) são similares;
 - A vida de fadiga da mistura mais fina é maior que a da mais grossa.
- Com relação aos CPs produzidos no compactador giratório para o teor de asfalto de trabalho igual ao da dosagem Marshall e volume de vazios igual a 4,0%;

- As energias ou números de giros para reproduzir a compactação Marshall são semelhantes para as duas faixas granulométricas, sendo ligeiramente maior para a faixa mais grossa (77 e 69 giros, respectivamente);
 - As resistências à tração e os módulos de resiliência são, de uma maneira geral, inferiores aos valores obtidos nos CPs compactados no compactador Marshall, independente da faixa granulométrica;
 - Para a faixa granulométrica mais fina, a vida de fadiga é maior que a obtida na compactação Marshall;
 - Para a faixa granulométrica mais grossa a vida de fadiga é menor que a obtida na compactação Marshall;
 - A suscetibilidade à umidade é maior que a da compactação Marshall para a faixa mais grossa e menor para a faixa mais fina.
- Com relação aos CPs produzidos no compactador giratório com 100 giros (para produção de $V_v = 4,0\%$):
 - Há uma redução significativa no teor de asfalto de trabalho, tanto para a faixa mais fina (-0,5%), como para a faixa mais grossa (-0,7%);
 - As resistências à tração e os módulos de resiliência são, de uma maneira geral, um pouco menores que os valores obtidos nos CPs compactados no compactador Marshall, independente da faixa granulométrica, mas maiores que os valores obtidos para a giratória nas energias equivalentes;
 - Para a faixa mais fina a vida de fadiga aumentou significativamente, enquanto que para a faixa mais grossa manteve-se da mesma ordem de grandeza da obtida para a compactação Marshall.

5. CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como objetivo principal investigar, do ponto de vista volumétrico, qual seria o número de giros necessário, no Compactador Giratório *Superpave* (CGS), para produzir corpos de prova com características similares aos produzidos com a energia 50 golpes no compactador Marshall. Com a determinação do número de giros “equivalente” no CGS, foram produzidos CPs, nos compactadores Marshall e *Superpave*, com $V_v=4\%$ e foram avaliadas algumas propriedades mecânicas. Foram utilizadas duas faixas granulométricas de misturas tipo SMA: a faixa com TMN 7,93 mm do DER-SP e a faixa com TMN 12,5 da AASHTO.

Como complemento, realizaram-se, para as distribuições granulométricas adotadas, dosagens no CGS com 100 giros, visando avaliar o impacto do aumento da energia de compactação no teor de projeto (para volume de vazios igual a 4%), em comparação com o número de giros “equivalente” à compactação Marshall determinado anteriormente. Também para essa condição de compactação foram produzidos corpos de prova e avaliadas as suas principais propriedades mecânicas. Assim sendo, foram produzidas seis tipos de misturas, das quais, depois da avaliação dos resultados dos diferentes ensaios laboratoriais, pode-se concluir que:

- Com relação ao ensaio de escorrimento exigido pelas normas para produção de misturas SMA:
 - Para todas as misturas da pesquisa, mesmo sem o uso de fibra, os valores são compatíveis com o limite máximo estabelecido pela norma.
- Com relação à verificação do esqueleto pétreo:
 - As duas faixas foram verificadas, porém para a faixa da AASHTO TMN 12,5 não foi possível utilizar a distribuição granulométrica média devido aos valores obtidos para o VCA_{MIX} , os quais eram maiores do que o VCA_{DRC} . Assim, a curva utilizada precisou ser “engrossada” levemente para produzir uma matriz de agregados graúdos maior e, por conseguinte, atingir os valores esperados na verificação do comportamento do esqueleto pétreo.

- Com relação aos CPs produzidos pela compactação Marshall:
 - O teor de asfalto de trabalho para a faixa mais fina é maior que o da faixa mais grossa (7,3% e 6,8%; respectivamente);
 - Os valores das resistências à tração e módulos de resiliência são similares para as duas misturas;
 - As suscetibilidades à umidade (RRTs) são similares para as duas misturas;
 - A vida de fadiga da mistura mais fina é maior que a da mais grossa para as misturas da pesquisa.

- Com relação aos CPs produzidos no compactador giratório para o teor de asfalto de trabalho igual ao da dosagem Marshall e volume de vazios igual a 4,0%:
 - A energia ou número de giros para reproduzir a compactação Marshall é semelhante para as duas faixas granulométricas, sendo ligeiramente maior para a faixa mais grossa que para a mais fina (77 e 69 giros, respectivamente);
 - As resistências à tração e os módulos de resiliência são, de maneira geral, inferiores aos valores obtidos nos CPs compactados no compactador Marshall, independente da faixa granulométrica;
 - Para a faixa granulométrica mais fina, a vida de fadiga é maior que a obtida na compactação Marshall;
 - Para a faixa granulométrica mais grossa a vida de fadiga é menor que a obtida na compactação Marshall;
 - A suscetibilidade à umidade é maior que a da compactação Marshall para a faixa mais grossa e menor para a faixa mais fina.

- Com relação aos CPs produzidos no compactador giratório com 100 giros ($V_v = 4,0\%$):

- Há uma redução significativa no teor de asfalto de trabalho, tanto para a faixa mais fina (-0,5%), como para a faixa mais grossa (-0,7%);
 - As resistências à tração e os módulos de resiliência são, de uma maneira geral, um pouco menores que os valores obtidos nos CPs compactados no compactador Marshall, independente da faixa granulométrica, mas maiores que os valores obtidos para a giratória nas energias equivalentes;
 - Para a faixa mais fina a vida de fadiga aumentou significativamente, enquanto que para a faixa mais grossa manteve-se da mesma ordem de grandeza da obtida para a compactação Marshall.
- Pode-se inferir que a compactação no CGS (100 giros) produz valores de Resistência à Tração (RT) próximos aos da compactação no Marshall (50 golpes), para os respectivos teores de projeto e Vv em torno de 4%.
 - Em função dos resultados do Módulo de Resiliência (MR), pode-se concluir que os valores são decrescentes em função do tipo de moldagem, sendo os maiores correspondentes aos CPs moldados com o compactador Marshall (50 golpes), depois os com o compactador giratório Superpave (100 giros) e, finalmente, os moldados com o compactador giratório para o número de giros equivalente.
 - Para as misturas SMA ensaiadas, não foram constatadas perdas referentes ao condicionamento no ensaio de umidade induzida (ASTM D4867).
 - Baseado nos resultados pode-se concluir que as misturas SMA investigadas nesta pesquisa apresentam propriedades mecânicas que se enquadram nos parâmetros mínimos das recomendações para este tipo de material. Com relação às misturas dosadas com 100 giros no CGS, elas apresentam, como citado anteriormente, propriedades similares às duas misturas restantes do estudo (Compactação Marshall/50 golpes e CGS/N giros “equivalente”), porém a vida de fadiga apresenta-se melhor para a faixa granulométrica mais fina.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO M 325**: Standard Specification for Stone Matrix Asphalt (SMA). Washington, 2008. 5 p.

_____. **AASHTO PP 2**: Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt (HMA). Washington, 2001. 4 p.

_____. **AASHTO PP 41**: Standard Practice for Designing Stone Matrix Asphalt (SMA). Washington, 2002. 12 p.

_____. **AASHTO R 46**: Standard Practice for Designing Stone Matrix Asphalt (SMA). Washington, 2008. 11 p.

_____. **AASHTO T 19/T 19 M**: Standard Method of Test for Bulk Density (“Unit Weight”) and Voids in Aggregate. Washington, 2000. 8 p.

_____.; FHWA; NAPA; SHRP; Asphalt Institute; TRB. **European Asphalt Study Tour**: Report. Washington, 1990.

ALLEN G.K. **Problems of Stone Mastic Asphalt Use in North Queensland**: dissertation submitted in fulfillment of the requirements of Bachelor of Engineering Civil. University of Southern Queensland. Australia, 2006.

AMIRUDDIN M.N.A.B. **Study on the Skidding Performance of Stone Mastic Asphalt**: Project Report for the award of the degree of Master of Engineering. Universiti Teknologi Malaysia. Malaysia, 2010.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 127**: Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate. USA, 2007. 5 p.

_____. **ASTM C 128**: Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate. USA, 2001. 6 p.

_____. **ASTM D 4791**: Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate. USA, 2005. 4 p.

_____. **ASTM D 6390**: Standard Test Method for Determination of Draindown Characteristics in Uncompacted Asphalt Mixtures. USA, 1999. 3 p.

_____. **ASTM D 6926**: Standard Practice for Preparation of Bituminous specimens using Marshall Apparatus. USA, 2004.

_____. **ASTM D 7369**: Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Bituminous Mixtures by Indirect Tension Test. USA, 2009. 12 p.

_____. **ASTM D 4867**: Standard Test Method for Effect of Moisture on Asphalt Concrete Paving Mixtures. USA, 2009. 5 p.

BABADOPULOS L. **Análise do Escorrimento em misturas asfálticas do tipo SMA com fibras de Polipropileno**: 19° Encontro de Asfalto - Instituto Brasileiro de Petróleo, Gas e Bicomustíveis – IBP. Rio de Janeiro, 2008.

BALBO J.T. **Pavimentação Asfáltica**: Materiais, Projeto e Restauração. Oficina de Textos. São Paulo, 2007.

BERNUCCI L.B.; MOTTA L.M.G.; CERATTI J.A.P.; SOARES J.B. **Pavimentação Asfáltica**: Formação básica para engenheiros. Petrobras-Abeda. Rio de Jan., 2008.

BLAZEJOWSKI K. **Stone Matrix Asphalt**: Theory and Practice. Taylor & Francis Group. Boca Ratón-FL, 2011.

BOLZÁN P. **Stone Mastic Asphalt**: Aplicaciones Argentina 1998-2006. Buenos Aires, 2006.

BROWN E.R.; MANGLORKAR H. **Evaluation of Laboratory Properties of SMA Mixtures**: NCAT Report – 93-05. Auburn-AL, 1993.

_____.; MALLICK R.B.; HADDOCK J.E.; BUKOWSKI J. **Performance of Stone Matrix Asphalt Paving Mixtures (SMA) in the USA**: NCAT Report – 97-01. Auburn-AL, 1997.

_____. **Evaluation of SMA used in Michigan**: NCAT Report – 93-03. Auburn-AL, 1992a.

_____. **Experience with Stone Matrix Asphalt in the United States:** NCAT Report – 93-04. Auburn-AL, 1992b.

CAMPBELL C. **The use of Stone Mastic Asphalt on Aircraft Pavements:** School of Engineering and Technology. Deakin University. Australia, 1999.

CELAYA B.J.; HADDOCK J.E. **Investigation of Coarse Aggregate Strength for Use in Stone Matrix Asphalt.** Final Report. FHWA/IN/JTRP. Purdue University. West Lafayette-IN, 2006. 73 p.

CHEN J.S.; LIN K.Y.; CHAN M;K. **Influence of Coarse Aggregate Shape on the Strength of Asphalt Concrete Mixtures:** Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies – V. 6. Taiwan, 2005.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. CNT. **Relatório Gerencial:** SEST, SENAT. Brasília, 2009.

COMISSION PERMANENTE DEL ASFALTO. CPA. **Especificaciones Técnicas Generales Concretos Asfálticos STONE MASTIC ASPHALT para carpetas de rodamiento:** Subcomisión Redacción de Especificaciones. V. 2. Buenos Aires, 2003.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO. DER-ET-DE-P00/031. **Especificação Técnica: Concreto Asfáltico tipo SMA.** São Paulo, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 054. **Equivalente de Areia:** Método de Ensaio. Brasília, 1997. 10 p.

_____. DNER-ME 085. **Determinação da massa específica real:** Material finamente pulverizado: Método de Ensaio. Brasília, 1994. 4 p.

_____. DNER-ME 035. **Agregados – Determinação da Abrasão “Los Angeles”:** Método de Ensaio. Brasília, 1998. 6 p.

_____. DNER-ME 138. **Determinação da resistência à tração por compressão diametral:** Método de Ensaio. Brasília, 1994. 4 p.

DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. DOT-MINESSOTA. **Stone Matrix Asphalt (SMA):** Specification. Minnessota, 2005.

_____. DOT-ONTARIO. **Material Specification for Superpave and Stone Matrix Asphalt Mixtures**: Ontario Provincial Standard Specification. Ontario, 2004.

_____. DOT-SOUTH CAROLINA. **Stone Matrix Courses**: Supplemental Specification. South Carolina, 2003.

_____. DOT-TEXAS. **Construction and Maintenance of Highways, Streets and Bridges**: Adopted by the Texas Department of Transportation. Texas, 2004.

EUROPEAN ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. EAPA. **Asphalt in Figures**. Relatório Annual.2001.

_____. EAPA. **Asphalt in Figures**. Relatório Annual.2002.

FERREIRA P.; BERNUCCI L.; MOURA E. **Avaliação da deformação permanente e redução da macro-textura de revestimentos asfálticos a quente tipo SMA**. Congresso ANPET. 2004.

HOFKING W.; BARNARD Mc. **SMA wearing courses on runways and taxiways – recent experience in South Africa**. 13° Conference about HMA. Australia, 2009.

HURLEY G.; PROWELL B. **Stone Skeleton Asphalt: Field Trial U.S. 331**: NCAT Report 08-03. Auburn-AL, 2008.

INFRASTRUCTURE SERVICES. **Stone Matrix Asphalt**: Section 05144. Lethbridge-Canada, 2005.

LOPES M.; VALE C.; SOARES J. **Estudo Laboratorial de Misturas Asfálticas SMA 12,5mm dosadas com diferentes tipos de ligantes asfálticos**. 2008.

McGHEE K.; CLARK T.; REID R. **A Performance Baseline for Stone Matrix Asphalt**: Final Report. Virginia, 2005.

MOURÃO F.A.L. **Misturas asfálticas de alto desempenho tipo SMA**: Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ. Rio de Janeiro, 2003.

NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. **NAPA**. Diseño y Fabricación – Mezclas SMA: Técnicas Prácticas. Traducida por la Asociación Mexicana del Asfalto. Autorizada por la NAPA: QIP-122S. México, 2007.

NASCIMENTO L.A.H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente.** Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008.

NEVES C.L.D.; BERNUCCI L.B.; FERNANDES JUNIOR J.L. **Avaliação de misturas asfálticas SMA produzidas com ligante asfalto-borracha quanto ao MR, RT e fadiga.** 17º Encontro do asfalto do IBP. Rio de Janeiro, 2004.

ODA S.; EDEL G.; FERNANDES JUNIOR J.L. **Primeiro trecho experimental urbano de SMA com asfalto-borracha sem fibras: Projeto, Construção e Avaliação.** Pesquisa e Tecnologia MINERVA, 2006.

OLIVEIRA C.M.S. **Estudo do efeito de diferentes granulometrias no comportamento mecânico de misturas asfálticas densas descontínuas tipo Stone Matrix Asphalt (SMA).** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará (UFC). Fortaleza, 2007.

ONOFRE F.C.; LOPES M.M.; ARAÚJO JÚNIOR P.C.; VALE A.C.; OLIVEIRA FILHO C.M.S.; SOARES J.B. **Comportamento mecânico de misturas asfálticas do tipo SMA, Concreto Asfáltico e Areia-Asfalto.** Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes - ANPET. Fortaleza, 2008.

PIERCE L.M. **Stone Matrix Asphalt – SR-524, 64th Avenue West to I-5.** Report Washington State Transportation Commission. Washington, 2000.

PROWELL B.D.; WATSON D.E.; HURLEY G.C.; BROWN E.R. **Evaluation of Stone Matrix Asphalt (SMA) for Airfield Pavements.** FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference. New Jersey, 2010.

QIU Y.F.; LUM K.M. **Design and Performance of Stone Mastic Asphalt.** Journal of Transportation Engineering. Singapore, 2006.

RADEMAKER M. **Evaluation of Stone Matrix Asphalt.** Illinois Department of Transportation – DOT. Illinois, 1996.

ROBERTS F.L.; KANDHAL P.S.; BROWN E.R.; LEE D.; KENNEDY T.W. **Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction**: First Edition. NAPA Education Foundation. Maryland, 1991.

SELIM A.A.; MUNIANDY R.; ABDELRAHMAN M. **Potential use of ground tire rubber in Stone Matrix Asphalt (SMA)**: A laboratory evaluation. São Paulo, 2005.

SILVA P.B.; FERREIRA P.N.; BERNUCCI L.B.; MOURA E.; LEITE L.F.M. **Aplicações de misturas asfálticas SMA como camadas de pavimentos sob a ótica de um estudo laboratorial de comportamento mecânico**. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes - ANPET. Brasília, 2006.

SILVA P.B.; BERNUCCI L.B.; OLIVEIRA F.P.; LEITE L.F.M. **Estudo do comportamento mecânico em laboratório de misturas asfálticas tipo SMA na faixa 0/8S**. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes - ANPET. Florianópolis, 2004.

SILVA P.B. **Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas SMA 0/8S**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – EP/USP. São Paulo, 2005.

SOWARD G. **Queensland developments in Stone Mastic Asphalt**. Department of Transport and Main Roads. Australia, 2009.

TUCHUMANTEL O. **Revestimentos asfálticos SMA – 6º Encontro Técnico DER-PR**. Paraná, 2008.

VALE A.C.; SOARES J.B. **Caracterização mecânica de misturas asfálticas de alto desempenho tipo SMA**. 36º Reunião Anual de Pavimentação. Curitiba, 2005.

VALE A.C.; CASAGRANDE M.D.T.; SOARES J.B. **Viabilidade das fibras de coco em misturas asfálticas do tipo SMA seguindo metodologia SUPERPAVE**. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes - ANPET. Rio de Janeiro, 2007.

VASCONCELOS K.L. **Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes**

granulometrias. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, 2004.

VIATOP. **Importadora da fibra de celulose para a Argentina.** Contato por *e-mail*. Buenos Aires, 2007.

WEST R.C.; MOORE J.R. **Evaluating Georgia's compaction requirements for Stone Matrix Asphalt Mixtures.** Final Report. The Georgia Department of Transportation – DOT. Georgia, 2006.

YODER E.J.; WITCZAK M.W.; **Principles of Pavement Design:** Second Edition. A Wiley-Interscience Publication. Estados Unidos, 1975.

ANEXO A - DOSAGENS DAS MISTURAS UTILIZADAS NA PESQUISA

DOSAGEM MISTURA 7,93-M50

CP	% Asfalto	% Fibra	Gmb	Gmm	Vv(%)	$\% P_{CA}$	Gsb_g	VAM	RBV	VCAMIX	VCADRC
68	6,00	0,30	2,371	2,551	7,03	71,68	2,815	20,87	67,72	39,46	42,75
69	6,00	0,30	2,362	2,551	7,41	71,68	2,815	21,19	66,41	39,71	42,75
70	6,00	0,30	2,402	2,551	5,83	71,68	2,815	19,85	72,12	38,68	42,75
	6,00	0,30	2,378	2,551	6,75	71,68	2,815	20,63	68,68	39,28	42,75
72	6,50	0,30	2,397	2,532	5,35	71,30	2,815	20,45	75,65	39,14	42,75
73	6,50	0,30	2,383	2,532	5,91	71,30	2,815	20,92	73,51	39,50	42,75
74	6,50	0,30	2,388	2,532	5,70	71,30	2,815	20,74	74,31	39,37	42,75
	6,50	0,30	2,389	2,532	5,66	71,30	2,815	20,70	74,48	39,34	42,75
76	7,00	0,30	2,427	2,515	3,50	70,92	2,815	19,87	84,93	38,70	42,75
77	7,00	0,30	2,396	2,515	4,74	70,92	2,815	20,90	79,69	39,49	42,75
78	7,00	0,30	2,400	2,515	4,59	70,92	2,815	20,77	80,31	39,39	42,75
	7,00	0,30	2,408	2,515	4,28	70,92	2,815	20,51	81,59	39,19	42,75
92	7,50	0,30	2,380	2,503	3,88	70,53	2,815	21,84	81,16	40,21	42,75
93	7,50	0,30	2,394	2,503	4,36	70,53	2,815	21,41	83,28	39,88	42,75
94	7,50	0,30	2,418	2,503	3,38	70,53	2,815	20,61	87,39	39,26	42,75
	7,50	0,30	2,397	2,503	3,87	70,53	2,815	21,29	83,88	39,78	42,75
96	8,00	0,30	2,387	2,490	4,14	70,15	2,815	22,04	86,04	40,36	42,75
97	8,00	0,30	2,412	2,490	3,16	70,15	2,815	21,24	90,20	39,75	42,75
98	8,00	0,30	2,407	2,490	3,36	70,15	2,815	21,40	89,34	39,87	42,75
	8,00	0,30	2,402	2,490	3,55	70,15	2,815	21,56	88,50	39,99	42,75

DOSAGEM MISTURA 12,5-M50

CP	% Asfalto	% Fibra	Gmb	Gmm	Vv(%)	% P_{CA}	Gsb_g	VAM	RBV	VCA _{MIX}	VCA _{DRC}
100	6,00	0,30	2,422	2,557	5,27	72,15	2,815	19,18	75,26	37,91	41,94
101	6,00	0,30	2,417	2,557	5,47	72,15	2,815	19,34	74,45	38,04	41,94
102	6,00	0,30	2,436	2,557	4,72	72,15	2,815	18,71	77,60	37,55	41,94
	6,00	0,30	2,425	2,557	5,16	72,15	2,815	19,08	75,75	37,83	41,94
104	6,50	0,30	2,431	2,546	4,53	71,76	2,815	19,33	81,18	38,02	41,94
105	6,50	0,30	2,430	2,546	4,57	71,76	2,815	19,36	81,01	38,05	41,94
106	6,50	0,30	2,441	2,546	4,13	71,76	2,815	18,99	82,96	37,76	41,94
	6,50	0,30	2,434	2,546	4,41	71,76	2,815	19,22	81,71	37,94	41,94
108	7,00	0,30	2,416	2,521	4,14	71,38	2,815	20,22	83,06	38,71	41,94
109	7,00	0,30	2,427	2,521	3,74	71,38	2,815	19,89	84,80	38,46	41,94
110	7,00	0,30	2,430	2,521	3,58	71,38	2,815	19,76	85,48	38,36	41,94
	7,00	0,30	2,425	2,521	3,82	71,38	2,815	19,96	84,44	38,51	41,94
112	7,50	0,30	2,412	2,507	3,78	70,99	2,815	20,62	87,15	99,11	41,94
113	7,50	0,30	2,407	2,507	4,00	70,99	2,815	20,98	85,46	39,29	41,94
114	7,50	0,30	2,418	2,507	3,55	70,99	2,815	20,60	87,41	39,00	41,94
	7,50	0,30	2,412	2,507	3,78	70,99	2,815	20,73	86,43	39,15	41,94
116	8,00	0,30	2,409	2,484	3,04	70,61	2,815	21,33	89,71	39,56	41,94
117	8,00	0,30	2,410	2,484	2,99	70,61	2,815	21,30	89,88	39,54	41,94
118	8,00	0,30	2,429	2,484	2,24	70,61	2,815	20,69	93,28	39,07	41,94
	8,00	0,30	2,416	2,484	2,76	70,61	2,815	21,11	90,93	39,39	41,94

DOSAGEM MISTURA 7,93-G100

CP	% Asfalto	% Fibra	Gmb	Gmm	Vv(%)	% P_{CA}	Gsb_g	VAM	RBV	VCA _{MIX}	VCA _{DRC}
180	7,30	0,30	2,427	2,508	3,23	70,92	2,815	20,34	86,52	38,86	42,75
184	7,30	0,30	2,425	2,508	3,31	70,92	2,815	20,40	86,17	38,91	42,75
185	7,30	0,30	2,433	2,508	2,99	70,92	2,815	20,14	87,58	38,71	42,75
	7,30	0,30	2,428	2,508	3,18	70,92	2,815	20,29	86,75	38,83	42,75
319	6,80	0,30	2,422	2,532	4,34	71,30	2,815	20,07	81,49	38,66	42,75
320	6,80	0,30	2,440	2,532	3,63	71,30	2,815	19,48	84,60	38,20	42,75
321	6,80	0,30	2,429	2,532	4,07	71,30	2,815	19,84	82,68	38,48	42,75
	6,80	0,30	2,430	2,532	4,01	71,30	2,815	19,79	82,91	38,44	42,75
235	6,30	0,30	2,434	2,564	5,07	71,68	2,815	19,24	79,14	38,02	42,75
236	6,30	0,30	2,428	2,564	5,30	71,68	2,815	19,44	78,14	38,17	42,75
239	6,30	0,30	2,437	2,564	4,97	71,68	2,815	19,16	79,56	37,96	42,75
	6,30	0,30	2,433	2,564	5,12	71,68	2,815	19,28	78,94	38,05	42,75

DOSAGEM MISTURA 12,5-G100

CP	% Asfalto	% Fibra	Gmb	Gmm	Vv(%)	% P_{CA}	Gsb_g	VAM	RBV	VCA _{MIX}	VCA _{DRC}
260	6,80	0,30	2,451	2,523	2,85	71,30	2,815	19,11	86,60	37,92	41,94
261	6,80	0,30	2,432	2,523	3,61	71,30	2,815	19,74	83,20	38,40	41,94
262	6,80	0,30	2,445	2,523	3,09	71,30	2,815	19,31	85,50	38,07	41,94
	6,80	0,30	2,443	2,523	3,18	71,30	2,815	19,39	85,08	38,13	41,94
294	6,30	0,30	2,445	2,539	3,70	71,68	2,815	18,88	81,03	37,74	41,94
295	6,30	0,30	2,432	2,539	4,21	71,68	2,815	19,31	78,80	38,07	41,94
296	6,30	0,30	2,455	2,539	3,31	71,68	2,815	18,54	82,82	37,49	41,94
	6,30	0,30	2,444	2,539	3,74	71,68	2,815	18,91	80,86	37,77	41,94
297	5,80	0,30	2,455	2,556	3,95	72,06	2,815	18,11	78,08	37,15	41,94
298	5,80	0,30	2,427	2,556	5,05	72,06	2,815	19,04	73,41	37,87	41,94
299	5,80	0,30	2,443	2,556	4,42	72,06	2,815	18,51	76,02	37,46	41,94
	5,80	0,30	2,442	2,556	4,47	72,06	2,815	18,55	75,80	37,49	41,94

ANEXO B - CERTIFICADO DE QUALIDADE ASFALTO

 <p>Betunel Tecnologia em Asfalto</p>	<p>BETUNEL INDÚSTRIA E COMÉRCIO LTDA</p>			
<p>CERTIFICADO DE QUALIDADE DE PRODUTO ACABADO</p>				
<p>(cópia) Nº /2010</p>				
<p>PRODUTO: STYLINK® PG 76-22 (Tipo 60/85 Res. ANP Nº31 de 09/1 QUANTIDADE: Kg DATA DO CARREGAMENTO: 22/2/10 CONTRA PROVA Nº: CLIENTE: N.FISCAL Nº: DESTINO: VEÍCULO PLACA: MUNICÍPIO: RIBEIRAO PRETO ESTADO: SP HORA: 14:45 TRANSPORTADOR: OBS: TQ.: 6 TEMPERATURA: 180°C</p>				
<p>CARACTERÍSTICAS DE ACORDO COM A RESOLUÇÃO ANP Nº 31 DE 09 DE OUTUBRO DE 2007</p>	<p>LIMITES</p>	<p>MÉTODO</p>	<p>REPRODU- TIBILID.(*)</p>	<p>ENCONTRADAS</p>
PENETRAÇÃO, 100g, 5s, 25°C, dmm	40 a 70	NBR-6576	± 4 dmm	53
REC. ELÁSTICA DUTILÔMETRO, 20cm, 25°C, mín., %	85	NBR-15086	ND	92
PONTO DE AMOLECIMENTO, mín., °C	60	NBR-6560	± 3°C	67
VISCOSIDADE BROOKFIELD A 135°C, cP	3000 máx.	NBR-15184	ND	1040
VISCOSIDADE BROOKFIELD A 150°C, cP	2000 máx.	NBR-15184	ND	515
VISCOSIDADE BROOKFIELD A 177°C, cP	1000 máx.	NBR-15184	ND	208
TEMPERATURA DE MISTURA, °C (**) (***)	INDICATIVO	CÁLCULO	ND	164 a 170
TEMPERATURA DE COMPACTAÇÃO, °C (**) (***)	INDICATIVO	CÁLCULO	ND	143 a 149
PONTO DE FULGOR, mín., °C	235	NBR-11341	± 18°C	>235
DENSIDADE RELATIVA A 20/4°C (***)	Anotar	NBR-6296	± 0,005	1,007
ENSAIO DE SEPARAÇÃO DE FASE, máx., °C	5	NBR-15166	ND	3
<p>Observações: ND - Não Determinado; NA - Não Aplicável (*) A diferença entre dois resultados de ensaios, individuais e independentes, obtidos por operadores diferentes trabalhando em laboratórios distintos e em amostras de mesmo material, com a execução correta e normal deste método, pode exceder os valores somente em um caso em vinte. (**) A temperatura de usinagem deverá ser ajustada em função das condições operacionais e climáticas de forma a atender a temperatura mínima de início de compactação. (***) Este ensaio não faz parte da especificação em apreço. Citado apenas para fins informativos.</p>				
<p>PREZADO CLIENTE: FAVOR ASSINAR E DEVOLVER A 2ª VIA DESTA COM OS RESULTADOS DA ANÁLISE ENCONTRADOS QUANDO DA CHEGADA DO PRODUTO NA OBRA. CASO ENCONTRE ALGUMA DIVERGÊNCIA, ACIMA DA REPRODUTIBILIDADE DO MÉTODO, OBSÉQUIO CONTACTAR NOSSO DEPARTAMENTO TÉCNICO.</p>				
<p>Declarações:</p>				
<p>1. Os resultados contidos neste documento se referem a amostra ensaiada.</p>		<p>Original assinado por:</p>		
<p>2. Este certificado só pode ser reproduzido integralmente.</p>		<p><u>Saulo Araújo</u></p>		
<p>3. Os dados permanecem arquivados e disponíveis em nosso arquivo eletrônico.</p>		<p>Resp. Técnico - CRQ-4ª REGIÃO -04455211</p>		
<p>...../...../.....</p>		<p>Tel. Fábrica de JACAREÍ (SP): (12) 3953-1293</p>		
<p>O MATERIAL ATENDE AS ESPECIFICAÇÕES.</p>				
<p>...../.....</p>				

Revisão 2.1 a de 10/02/2010

ANEXO C - RESULTADOS INDIVIDUAIS MR

MR (MPa) - Mistura 7,93-M50				
CP	Vv (%)	10°C	25°C	40°C
130	3,83	10032	4002	916
138	4,47	9119	4222	797
139	4,03	7390	3419	691
140	4,31	7876	2674	801
141	4,27	9830	3207	537
142	4,07	8656	3113	915
144	3,67	7212	3314	743
145	4,39	6607	2735	625
146	4,07	4959	3106	659
147	4,19	6115	2722	645
	Média	7780	3251	733
	Desv. Pad.	1647	523	125

MR (MPa) - Mistura 12,5-M50				
CP	Vv (%)	10°C	25°C	40°C
155	4,37	6714	4056	556
156	4,40	9070	4098	1002
197	4,45	7008	2905	703
200	4,26	6480	3424	796
202	4,56	7339	2843	1020
203	4,48	6031	1983	1032
204	4,81	8030	3020	578
206	4,39	7122	3052	921
207	4,76	7107	3043	1009
208	4,08	7323	3050	629
	Média	7222	3147	825
	Desv. Pad.	842	611	195

MR (MPa) - Mistura 7,93-G69				
CP	Vv (%)	10°C	25°C	40°C
213	3,90	8609	3160	845
214	3,97	7601	2581	759
215	4,89	6854	2545	770
217	4,06	6412	2705	743
218	3,71	5723	2556	854
219	4,05	7132	3287	701
220	3,84	6002	2505	645
221	4,43	6419	2812	755
222	3,99	7143	2707	623
223	4,09	7106	2519	809
Média		6900	2738	750
Desv. Pad.		832	276	77

MR (MPa) - Mistura 12,5-G77				
CP	Vv (%)	10°C	25°C	40°C
258	3,99	5567	2976	956
261	3,60	5168	2675	747
273	3,60	5567	2660	589
274	4,18	5884	2447	613
276	4,46	5825	2529	905
278	3,33	5240	2749	594
280	4,03	5155	2605	739
283	4,47	6129	2699	756
Média		5567	2668	737
Desv. Pad.		362	158	139

MR (MPa) - Mistura 7,93-G100				
CP	Vv (%)	10°C	25°C	40°C
319	4,21	7038	3277	735
320	3,50	7570	3182	783
321	4,08	6489	3512	825
322	3,65	7989	3045	803
323	3,41	8010	2835	757
325	2,92	7433	3090	749
326	3,68	8223	2888	671
328	3,12	6890	2952	720
329	3,35	7300	3102	688
Média		7438	3098	748
Desv. Pad.		575	209	51

MR (MPa) - Mistura 12,5-G100				
CP	Vv (%)	10°C	25°C	40°C
303	4,53	6156	2802	762
304	4,01	6319	2646	712
305	3,68	6229	3145	814
307	4,22	5662	3300	770
308	4,14	6082	3233	752
310	3,61	6201	3444	786
312	3,27	7199	2903	849
313	3,13	6261	2926	815
314	4,39	5961	3048	785
Média		6230	3050	783
Desv. Pad.		414	255	40

ANEXO D - RESULTADOS INDIVIDUAIS RT

RT (MPa) - Mistura 7,93-M50							
CP	Vv (%)	diâmetro (cm)	altura (cm)	F (Kgf)	RT (Kgf/cm²)	F (N)	RT (Mpa)
130	3,83	10,18	6,62	1467,00	13,85	14.391,27	1,36
138	4,47	10,16	6,78	1230,00	11,36	12.066,30	1,11
			Média	1.348,50	12,61	13.228,79	1,24
			Desv. Padrão	167,58	1,76	1.644,00	0,17

RT (MPa) - Mistura 12,5-M50							
CP	Vv (%)	diâmetro (cm)	altura (cm)	F (Kgf)	RT (Kgf/cm²)	F (N)	RT (Mpa)
200	4,26	10,19	6,81	1267,00	11,62	12.429,27	1,14
208	4,08	10,18	6,77	1301,00	12,02	12.762,81	1,18
			Média	1.284,00	11,82	12.596,04	1,16
			Desv. Padrão	24,04	0,28	235,85	0,02

RT (MPa) - Mistura 7,93-G69							
CP	Vv (%)	diâmetro (cm)	altura (cm)	F (Kgf)	RT (Kgf/cm ²)	F (N)	RT (Mpa)
222	3,99	9,99	6,89	1117,00	10,33	10.957,77	1,01
223	4,09	9,98	6,87	1097,00	10,19	10.761,57	1,00
			Média	1.107,00	10,26	10.859,67	1,01
			Desv. Padrão	14,14	0,10	138,73	0,01

RT (MPa) - Mistura 12,5-G77							
CP	Vv (%)	diâmetro (cm)	altura (cm)	F (Kgf)	RT (Kgf/cm ²)	F (N)	RT (Mpa)
273	3,60	6,89	10,04	1269,00	11,68	12.448,89	1,15
274	4,18	6,98	10,07	1195,00	10,82	11.722,95	1,06
276	4,46	6,95	10,07	1.151,00	10,47	11.291,31	1,03
			Média	1.232,00	10,99	11.821,05	1,08
			Desv. Padrão	52,33	0,62	584,99	0,06

RT (MPa) - Mistura 7,93-G100							
CP	Vv (%)	diâmetro (cm)	altura (cm)	F (Kgf)	RT (Kgf/cm ²)	F (N)	RT (Mpa)
319	4,21	9,98	6,82	1242,00	11,62	12.184,02	1,14
321	4,08	9,94	6,87	1361,00	12,69	13.351,41	1,24
329	3,36	9,95	6,88	1.388,00	12,91	13.616,28	1,27
			Média	1.330,33	12,40	13.050,57	1,22
			Desv. Padrão	77,68	0,69	762,05	0,07

RT (MPa) - Mistura 12,5-G100							
CP	Vv (%)	diâmetro (cm)	altura (cm)	F (Kgf)	RT (Kgf/cm ²)	F (N)	RT (Mpa)
304	4,01	9,98	6,91	1344,00	12,41	13.184,64	1,22
305	3,75	9,99	6,92	1208,00	11,12	11.850,48	1,09
310	3,55	9,9	6,78	1.139,00	10,80	11.173,59	1,06
			Média	1.276,00	11,44	12.069,57	1,12
			Desv. Padrão	96,17	0,85	1023,27	0,08

ANEXO E - RESULTADOS INDIVIDUAIS RRT

MISTURA 12,5-G42									
	CP	Vv (%)	diámetro (cm)	altura (cm)	F (Kgf)	RT (Kgf/cm ²)	F (N)	RT (Mpa)	RRT
CONDICIONADOS	242	7,31	10,130	6,950	748,00	6,76	7.337,88	0,66	
	243	6,70	10,130	6,940	870,00	7,88	8.534,70	0,77	0,737
	246	6,95	10,150	7,040	885,00	7,88	8.681,85	0,77	
NÃO CONDICIONADOS	240	7,40	10,190	7,000	909,00	8,11	8.917,29	0,80	
	244	5,70	10,160	7,100	883,00	7,79	8.662,23	0,76	0,765
	245	7,18	10,160	6,860	821,00	7,50	8.054,01	0,74	
									0,962

MISTURA 12,5-G42									
	CP	Vv (%)	diámetro (cm)	altura (cm)	F (Kgf)	RT (Kgf/cm ²)	F (N)	RT (Mpa)	RRT
NÃO CONDICIONADOS	249	6,18	10,170	6,990	729,00	6,53	7.151,49	0,64	
	253	7,03	10,190	7,200	810,00	7,03	7.946,10	0,69	0,681
	254	6,73	10,170	7,270	844,00	7,27	8.279,64	0,71	
	250	6,15	10,160	6,930	921,00	8,33	9.035,01	0,82	
	252	6,80	10,160	7,040	700,00	6,23	6.867,00	0,61	0,707
	257	6,79	10,200	7,150	809,00	7,06	7.936,29	0,69	
									0,963

MISTURA 12,5-G42									
	CP	Vv (%)	diámetro (cm)	altura (cm)	F (Kgf)	RT (Kgf/cm ²)	F (N)	RT (Mpa)	RRT
CONDICIONADOS	225	7,61	10,027	7,090	1.032,00	9,24	10.123,92	0,91	
	229	6,00	10,033	7,173	958,00	8,47	9.397,98	0,83	0,843
	228	6,32	10,027	7,140	906,00	8,06	8.887,86	0,79	
NÃO CONDICIONADOS	226	6,06	10,057	7,073	1.129,00	10,10	11.075,49	0,99	
	227	6,38	10,023	7,133	883,00	7,86	8.662,23	0,77	0,864
	230	7,07	10,023	7,210	959,00	8,45	9.407,79	0,83	

MISTURA 12,5-G42									
	CP	Vv (%)	diámetro (cm)	altura (cm)	F (Kgf)	RT (Kgf/cm ²)	F (N)	RT (Mpa)	RRT
NÃO CONDICIONADOS	287	5,93	10,080	6,970	810,00	7,34	7.946,10	0,72	
	289	6,73	10,200	7,030	779,00	6,92	7.641,99	0,68	0,686
	293	7,99	10,250	7,190	777,00	6,71	7.622,37	0,66	
	288	5,33	9,960	6,940	885,00	8,15	8.681,85	0,80	
	290	7,21	10,200	7,210	865,00	7,49	8.485,65	0,73	0,762
	292	6,47	10,140	7,140	870,00	7,65	8.534,70	0,75	
									0,900

