

**Recursos para Desenvolvimento Tecnológico - RDT,  
Capítulo XX do Edital 03, Lote 07, item 10 do PER  
Rodovias BR 116/376 PR e BR 101  
Trecho Curitiba – Florianópolis**

**PROJETO 02  
SGP/ALS\_02 REV.00**

**AVALIAÇÃO DE MÉTODOS DE DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS E SUA  
RELAÇÃO COM AS PROPRIEDADES MECÂNICAS**



**RELATÓRIO FINAL**

**FEVEREIRO DE 2014**

## Sumário

1	INTRODUÇÃO .....	5
1.1	Concessionária .....	5
1.2	Título do Projeto .....	5
1.3	Breve Histórico .....	5
1.4	Identificação do Problema .....	7
1.5	Justificativa .....	10
1.6	Objetivos .....	11
1.6.1	Objetivo Geral .....	11
1.6.2	Objetivos Específicos .....	12
1.6.3	Detalhamento dos Objetivos Específicos e Objetivos Complementares	13
1.7	Organização do Relatório .....	13
2	MÉTODOS DE DOSAGEM E TIPOS DE COMPACTAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE .....	17
2.1	Introdução .....	17
2.2	Diferentes Abordagens para a Formulação de Misturas Asfálticas a Quente	19
2.3	Parâmetros Volumétricos para a Dosagem de Misturas Asfálticas .....	20
2.4	O Método de Dosagem Marshall .....	28
2.5	O Método de Dosagem Superpave .....	32
2.6	Teor de Projeto de Misturas Asfálticas Dosadas pelo Método Marshall e pelo Método Superpave .....	40
2.7	Método Francês para Formulação de Misturas Asfálticas .....	41
3	MÉTODOS E MATERIAIS .....	51
3.1	Método Experimental .....	51
3.1.1	Etapa 1: Coleta, preparo e caracterização dos materiais .....	51

3.1.2. Etapa 2: Dosagens das misturas asfálticas e procedimentos para a avaliação dos efeitos do tipo de compactação e de alguns padrões adotados no CGS .....	60
3.1.3. Etapa 3: Ensaios mecânicos: ensaios de resistência à tração por compressão diametral e de módulos de resiliência e dinâmico .....	70
3.1.4 Etapa 4: Ensaios de Afundamento em trilha de roda em simulador LCPC e ensaios de fadiga por compressão diametral.....	79
3.1.5 Etapa 5: Avaliação da eficiência do método de Bailey de composição granulométrica quanto à resistência à deformação permanente.....	81
3.2 Identificação de <i>Outliers</i> para Análise de Resultados .....	81
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	84
4.1 Efeito do Método de Dosagem e das Condições de Compactação sobre o Teor de Projeto e o Volume de Vazios de Misturas Asfálticas Densas .....	84
4.1.1 Efeito do Tamanho do Corpo de Prova e do Tipo de Compactação no Volume de Vazios .....	89
4.1.2 Comparativo do Tipo de Compactador Giratório sobre o Volume de Vazios .....	95
4.1.3 Efeito do Processo de Serragem e/ ou Broqueamento dos Corpos de Prova Superpave sobre o Volume de Vazios.....	101
4.1.4 Efeito do Número de Giros e do Tamanho do Corpo de Prova sobre o Volume de Vazios em Relação às Placas Moldadas por Rolagem Pneumática .....	103
4.2 Efeito do Tipo de Compactação e do Tipo de Ligante no Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas.....	105
4.3 Efeito do Número de Giros (CGS) no Comportamento Mecânico de Misturas Elaboradas com CAP Modificado por SBS e com Ligante Convencional.....	120
4.4 Avaliação Quanto à Deformação Permanente e à Vida de Fadiga das Misturas Asfálticas Compactadas por Métodos Diferentes.....	122
5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....	131

5.1	Quanto ao efeito do método de dosagem sobre o teor de projeto e o volume de vazios.....	131
5.2	Quanto ao efeito do tipo de compactação.....	132
5.3	Quanto ao efeito dos processos de redução de tamanho dos corpos de prova Superpave .....	133
5.4	Quanto ao comportamento em relação ao afundamento em trilha de roda e à fadiga.....	134
5.5	Conclusões e Recomendações Finais .....	135
6	ENTIDADE OU EQUIPE EXECUTORA.....	140
6.1	Identificação dos Participantes.....	140
	REFERÊNCIAS.....	141
	Apêndice A – Planilha para composição granulométrica do método Bailey .....	145
	Apêndice B – Avaliação das Curvas de Densificação de Corpos de Prova moldados no CGS .....	148
	Apêndice C – Avaliação da Estrutura Interna dos Corpos de Prova Superpave de 100 mm de Diâmetro Através de Processamento Digital de Imagens .....	156
	Apêndice D – Avaliação do Aumento da Energia e da Temperatura de compactação no Procedimento de Moldagem das Placas na Mesa Compactadora do LTP .....	162
	Apêndice E – Resultados dos parâmetros volumétricos para a dosagem com CAP modificado por SBS.....	168
	Apêndice F – Método de determinação do Número de Giros Equivalente.....	193
	Apêndice G – Valores de Módulo de Resiliência para as Misturas com CAP 50/70 e Codificado por SBS Compactadas Através do Método Marshall, Superpave 100 mm, Superpave 150 mm e Mesa Compactadora LCPC .....	198
	Apêndice H – Valores de Resistência à Tração por Compressão Diametral para as Misturas com CAP 50/70 e Modificado por SBS Compactadas Através do Método Marshall, Superpave 100 mm, Superpave 150 mm e Mesa Compactadora LCPC.....	204

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Concessionária

Autopista Litoral Sul.

### 1.2 Título do Projeto

Avaliação de Métodos de Dosagem de Misturas Asfálticas e sua Relação com as Propriedades Mecânicas.

### 1.3 Breve Histórico

A utilização de asfaltos remete ao Egito antigo em que sua civilização utilizava esse material nos processos de mumificação. Os primeiros usos como material de construção são atribuídos aos Romanos que utilizavam os asfaltos como material impermeabilizante em suas áreas de banho e como vedação de conexões hidráulicas dos sistemas de distribuição de água. No período das grandes navegações, entre os séculos XV e XVI, os asfaltos também eram utilizados na manutenção das embarcações.

A utilização de asfaltos na construção rodoviária é mais recente, sendo que as primeiras aplicações ocorreram no final do século IX. Na década de 1880, nos Estados Unidos, as misturas asfálticas eram patenteadas e fabricadas com asfalto natural proveniente de Trinidad e Tobago. O asfalto era transportado em barris até o local de construção e então misturado com agregados locais em proporções baseadas na experiência dos detentores da patente.

O desencadeador da generalização da pavimentação asfáltica foi o efeito causado pelas solicitações do tráfego de veículos sobre a superfície das estradas rurais pavimentadas com macadame hidráulico. A passagem dos veículos e a ação do clima geravam problemas recorrentes de erosão e de estabilidade estrutural do pavimento, prejudicando prematuramente a qualidade de rolamento. Então, os

asfaltos foram utilizados inicialmente como tratamento antipó. Frente aos resultados positivos da nova técnica, essa se difundiu rapidamente pelos Estados americanos.

A partir de 1920, o aumento do número de automóveis exigiu o desenvolvimento de revestimentos asfálticos mais resistentes e duráveis demandando necessidade de uma sistemática apropriada de dosagem para a formulação das misturas asfálticas. Até àquela época, os métodos de dosagem eram baseados apenas na experiência de campo e não incluíam nenhum ensaio de resistência para a avaliação das misturas.

O primeiro método formal de dosagem a considerar a avaliação quanto à resistência das misturas foi o Hubbard-Field, em meados dos anos de 1920. Aquele método foi desenvolvido para misturas areia-asfalto com 100% das partículas de agregado menores que 4,75 mm. Desde então, novas sistemáticas têm surgido em função das mudanças ocorridas no volume de tráfego e no peso e na configuração de eixos dos veículos ao longo dos anos. Assim, o método Hubbard-Field foi substituído em meados dos anos 1950 pelos métodos Marshall e pelo método de Hveem, sendo que o primeiro se difundiu rapidamente em escala mundial.

Durante os anos 1980, várias rodovias americanas de tráfego pesado apresentaram problemas prematuros relacionados à deformação permanente. Essas ocorrências foram atribuídas ao excesso de ligante nas misturas. Acreditava-se que a compactação por impacto, durante o procedimento de dosagem, produzia corpos de prova (CPs) com densidades distintas daquelas apresentadas pelas misturas em campo.

Essas constatações somadas ao aumento do número de solicitações e da magnitude do carregamento motivaram os estudos do *Strategic Highway Research Program* (SHRP) entre os anos de 1987 e 1992 e um dos resultados diretos desse programa foi o método de projeto de misturas asfálticas densas, denominado Superpave.

A principal contribuição da nova sistemática foi a adoção de um método de compactação com o propósito de se obter corpos de prova com volumetria e

distribuição de agregados similares aos de campo e que fornecesse o grau de aceitação de compactação das misturas asfálticas.

Desse modo, o Compactador Giratório Superpave (CGS) foi escolhido em função da sua facilidade de uso quando comparado a outros tipos de compactadores estudados no SHRP. O equipamento é similar à Prensa de Cisalhamento Giratória (PCG) do LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*), divergindo no ângulo de giro e na velocidade de rotação. Além da facilidade de uso, outro ponto favorável do equipamento foi a repetitividade quanto aos resultados de volume de vazios. Nos Estados Unidos, a partir dos anos 2000, os métodos tradicionais de dosagem passaram gradativamente a serem substituídos pela sistemática Superpave.

Contudo, a adoção do CGS não constituiu consenso entre os pesquisadores. Alguns autores à época se mostraram favoráveis à adoção de uma sistemática de compactação por amassamento por aplicação de rolagem frente às observações de que esses foram os que melhor simularam as condições de campo em aspectos como volumetria, distribuição dos agregados e comportamento mecânico.

Atualmente, dentre os diferentes métodos correntes de dosagem de misturas asfálticas tem-se como principais o método Marshall, o método Superpave e o método francês do LCPC.

#### **1.4 Identificação do Problema**

A proposta dos métodos de dosagem de misturas asfálticas é determinar a proporção de ligante para uma distribuição granulométrica pré-estabelecida de agregado que resulte em desempenho satisfatório quando em serviço.

Esses métodos são usualmente derivados de ensaios de laboratório em materiais que serão utilizados em campo. Assim, para que os resultados dos ensaios sejam representativos as amostras preparadas devem assemelhar-se, tanto quanto possível, àquelas resultantes do campo que são obtidas após os processos de usinagem, lançamento, compactação e, subsequentemente, do condicionamento devido ao tráfego, ao envelhecimento e pela ação dos agentes climáticos. No que

tange à compactação, essa deverá produzir amostras com densidades e orientação de partículas de agregado semelhantes às de campo.

A evolução dos procedimentos de dosagem levou ao surgimento de diversas formas de compactação que variam inclusive quanto ao tamanho e a forma das amostras. Desse modo, métodos de dosagem diferentes com processos de compactação e tamanho de amostras também diferentes podem conduzir a teores de projeto distintos.

Apesar das diferenças entre as formas de compactação, a avaliação volumétrica dos corpos de prova assume papel fundamental para os métodos de dosagem. Contudo, corpos de prova compactados de modo diferente e de volumetria similar podem resultar em comportamento mecânico distinto tendo em vista que este também é função da distribuição dos constituintes no interior das amostras.

Assim, a compactação de misturas asfálticas assume papel importante no desempenho da camada em que esse material será utilizado. As propriedades das misturas são altamente dependentes do método de compactação e afetam o desempenho do pavimento quanto aos fenômenos de fadiga e de deformação permanente, principais defeitos a serem combatidos nos revestimentos asfálticos brasileiros.

O método francês de formulação é o único que contempla de maneira consolidada ensaios mecânicos com preocupação em simular a forma das solicitações de campo ainda durante a fase de dosagem. Os ensaios são eliminatórios e divididos em níveis em função importância da rodovia. Isso é resultado de anos de pesquisa campo-laboratório naquele país. Porém, a disseminação da sistemática é difícil por demandar equipamentos que exigem elevado investimento, manutenção e por demandar grande quantidade de materiais e de tempo para a execução do projeto da mistura.

Em contrapartida, tem-se verificado que os corpos de prova produzidos no compactador giratório Superpave (CGS) não reproduzem as propriedades mecânicas de campo. Nesse sentido, pesquisas foram feitas nos últimos anos com o



propósito de alterar os parâmetros de compactação e o tamanho das amostras de modo a se ter corpos de prova que levem a um comportamento mais representativos do comportamento mecânico de pista e, ao mesmo tempo, avaliar a possibilidade de um menor consumo de materiais em laboratório.

Outro aspecto deflagrador de discussões no meio acadêmico a respeito do CGS é o fato de que as inclinações das curvas de volume de vazios em função do número de giros, para a mesma estrutura pétreia, é pouco sensível ao teor de ligante.

Questionamentos também são feitos em relação ao domínio das características do agregado sobre a taxa de compactação no CGS. Na compactação giratória, um valor constante de tensão normal é aplicada à amostra, independentemente da rigidez da mistura. A energia despendida, por sua vez, aumenta com a rigidez da amostra de modo a permitir a consolidação do corpo de prova durante a compactação. Como consequência dessa situação, a taxa de compactação no CGS está mais ligada às características do agregado do que ao ligante e às temperaturas de compactação.

Por fim, nem o método Marshall, nem o método Superpave, consideram em suas formulações ensaios a partir de solicitações que reproduzam os esforços de campo. Apesar do grau de desenvolvimento tecnológico alcançado com relação aos materiais e ao projeto de pavimentos, esses métodos de dosagem ainda têm como critério principal de avaliação de misturas asfálticas para pavimentação o volume de vazios de corpos de prova cilíndricos.

Outro fator agravante com relação ao método Marshall é seu caráter empírico e a variabilidade devido às dimensões reduzidas dos corpos de prova produzidos. Apresenta ainda limitações no que tange à abordagem de aspectos relativos ao tráfego e ao clima. Soma-se a esse cenário, o fato de a compactação por impacto não se assemelhar àquela praticada no campo.

Independente do método de dosagem e de compactação, a proporção dos constituintes das misturas asfálticas e suas propriedades particulares exercem influência determinante no desempenho das misturas em pista. Desse modo, é preciso compreensão da interação entre estes e os fatores ligados às solicitações do

tráfego e do clima do local de aplicação da mistura, de modo a garantir a escolha adequada do ligante, do agregado e de sua distribuição granulométrica.

### 1.5 Justificativa

Tanto o projeto de pavimentos, quanto o projeto de misturas asfálticas têm como premissa básica promover soluções que resultem na maior vida de operação possível do pavimento servindo com segurança e conforto ao usuário em função dos recursos disponíveis.

Nesse universo, uma das alternativas é mitigar os fenômenos desencadeadores dos principais tipos de defeitos em pavimentos asfálticos: trincamento por fadiga e deformação permanente responsável pelo afundamento em trilha de roda. Desse modo, justifica-se a avaliação do comportamento das misturas asfálticas compactadas numa situação similar a de campo quanto a esses dois fenômenos.

Contudo, os métodos correntes de formulação de misturas asfálticas mais usuais, Marshall e Superpave, não incluem de maneira consolidada a avaliação quanto ao comportamento mecânico e adotam sistemas de compactação diferentes daquele utilizado em campo. Apesar de poder resultar em volumetria similar às de amostras de pista, o comportamento e a distribuição e orientação dos agregados podem ser diferentes, resultando em desempenho mecânico distinto.

Além disso, existem discussões a respeito do critério volumétrico para a dosagem de misturas asfálticas. Isso se deve ao fato de que, em campo, a compactação imposta resulta em volume de vazios superior àqueles do alvo de projeto (entre 3 e 5% para a maioria das misturas densas usuais no Brasil), sendo que, por vezes, o volume de vazios de projeto não é atingido mesmo após anos de operação da rodovia.

Especificamente quanto à dosagem Superpave, não há consenso ainda a respeito dos efeitos do tamanho dos moldes utilizados, com questionamento também em relação ao número de giros adotado para o projeto da mistura. Há relatos na literatura em que acredita-se que esse número de giros seja muito alto, resultando

em quebra de partículas durante a compactação, falta de estabilidade da mistura em campo e trincamento prematuro por fadiga.

Nesse contexto, tornam-se relevantes estudos que ajudem na compreensão das relações entre os métodos de compactação com o desempenho mais próximo ao de campo das misturas asfálticas. Especificamente aspectos relacionados ao efeito do tamanho do corpo de prova e do número de giros do método Superpave devem ser mais bem entendidos.

Tendo em vista que no Brasil o método normatizado é o método Marshall e que, por isso, seu uso é plenamente difundido no meio rodoviário nacional, a avaliação do método Superpave com materiais locais e confrontando-o com a sistemática tradicional é importante para o estabelecimento de um método mais racional para a dosagem de misturas asfálticas a quente no país.

## **1.6 Objetivos**

### *1.6.1 Objetivo Geral*

O objetivo central desta pesquisa é o estabelecer diretrizes para dosagem de misturas asfálticas a quente para constituírem camada de rolamento ou intermediária (binder) tendo em vista novas tecnologias de dosagem disponíveis no LTP/EPUSP e no CDT da OHL Brasil, procurando otimizar sua durabilidade, resistência à fadiga e trincamento em geral, e sua resistência às deformações permanentes. Para tanto, os estudos de dosagem seguirão três diferentes tecnologias e os resultados serão confrontados tendo em vista o comportamento mecânico dos revestimentos, ou seja, serão estabelecidas as diretrizes que levarão à obtenção dos revestimentos asfálticos mais duráveis, de modo a contribuir com o conhecimento neste setor e a auxiliar a concessionária na seleção de misturas asfálticas, ligantes e do teor de pista para suas rodovias de tráfego pesado e intenso.

### 1.6.2 Objetivos Específicos

Tendo em vista a realização do projeto de pesquisa “Avaliação de trilhas de roda em misturas asfálticas – Fase 1 e Fase 2” na Autopista Litoral Sul, observou-se a necessidade de melhor discutir, delinear e estabelecer critérios para os projetos de dosagem de misturas asfálticas. Na Fase 1 obtiveram-se 3 segmentos experimentais com revestimentos apresentando teor de ligante abaixo do teor de projeto, 3 outros com teor próximo ao de projeto e os 4 restantes segmentos com teor superior ao de projeto. Na Fase 2 foram fresados os 10 revestimentos asfálticos dos segmentos testados na Fase 1 e construídos 3 novos segmentos, com soluções asfálticas baseadas nos resultados obtidos durante a Fase 1. Na Fase 2 os segmentos de campo vem mostrando desempenho superior àqueles empregados na Fase 1, demonstrando que a dosagem das misturas asfálticas é uma etapa essencial para o sucesso das obras com revestimentos asfálticos.

No entanto, não se tem hoje no Brasil um método de dosagem consagrado que assegure sucesso de desempenho de revestimentos asfálticos aplicados para tráfego pesado. Desta forma, propõe-se neste projeto de pesquisa estudar mais a fundo as diretrizes dos métodos de dosagem à luz de tecnologias empregadas normalmente no Brasil (Marshall), nos EUA (SUPERPAVE) e na França (LCPC). A comparação entre os métodos acima citados possibilitarão o estabelecimento do procedimento que melhor se adéqua à realidade das rodovias de tráfego pesado no Brasil, como é o caso da Rodovia da Autopista Litoral Sul, bem como da grande maioria das rodovias do Grupo OHL BRASIL. Para tanto, têm-se como objetivos específicos:

- Avaliar criticamente as limitações do método Marshall de dosagem de misturas asfálticas a quente para tráfego pesado;
- Avaliar a possibilidade de adoção do método Superpave, englobando suas limitações, dificuldades e vantagens;
- Avaliar a possibilidade de adoção do método Francês do LCPC, englobando suas limitações, dificuldades e vantagens;

- Analisar a relação do teor de projeto obtido através de cada uma das tecnologias com as propriedades mecânicas das misturas asfálticas.

### *1.6.3 Detalhamento dos Objetivos Específicos e Objetivos Complementares*

O desenvolvimento do trabalho demandou a complementação dos objetivos específicos do item anterior devido à necessidade de atividades adicionais. Essas foram realizadas durante o período de projeto com vista ao atendimento do objetivo geral. O detalhamento e o complemento dos objetivos específicos constituem-se de:

- Avaliar o efeito do tipo de compactação no teor de projeto, na volumetria e no comportamento mecânico de misturas asfálticas elaboradas com diferentes tipos de ligante para uma mesma estrutura pétreia.
- Analisar o efeito do tamanho do molde, do número de giros e do processo de broqueamento e/ ou serragem dos corpos de prova do CGS sobre o volume de vazios e sobre o seu comportamento mecânico.
- Investigar a eficiência do método Bailey quanto à resistência à deformação permanente de misturas asfálticas em função do tipo de agregado;
- Avaliar os efeitos do teor de projeto resultante de cada sistemática de dosagem no que tange aos principais fenômenos desencadeadores de problemas em pavimentos asfálticos: fadiga e deformação permanente.

## **1.7 Organização do Relatório**

Todas as atividades previstas no início do projeto foram atendidas e apresentadas em relatórios parciais ao longo dos 36 meses de duração do mesmo. Esse último relatório é resultado dessas atividades e dos onze relatórios anteriores. O trabalho proposto foi dividido em cinco capítulos em função dos objetivos específicos apresentados no item 1.6. O primeiro é referente à introdução e o segundo é

referente à revisão bibliográfica que aborda aspectos relativos aos métodos de dosagem de misturas asfálticas a quente e aos respectivos métodos de compactação.

O Capítulo 3 trata do método experimental e dos materiais utilizados. Nesse Capítulo, são detalhados os procedimentos experimentais, os respectivos ensaios laboratoriais adotados na realização do trabalho e a forma de preparo dos corpos de prova. Também é apresentada a caracterização dos ligantes e dos agregados utilizados, além de detalhes a respeito da distribuição granulométrica utilizada na formulação das misturas asfálticas.

O método experimental foi dividido em cinco grandes etapas de acordo com as atividades propostas inicialmente no projeto e que foram realizadas ao longo de 36 meses e apresentadas em 11 relatórios parciais. A Tabela 1.1 apresenta as atividades previstas, o número do respectivo relatório parcial em que elas foram executadas e, também, o número do item do relatório final em que elas são abordadas.

Tabela 1.1 – Atividades inicialmente previstas e relatório em que foram abordadas

Atividade prevista	Relatório em que foi abordada	Item no relatório final em que foi abordada
Pesquisa Bibliográfica	1	2
Definição dos tipos de misturas asfálticas	1	3
Projetos de mistura dos materiais usados na pesquisa - Dosagem Marshall	1 – 2 – 6 – 10 – 11	3 – 4 – 5
Projetos de mistura dos materiais usados na pesquisa - Dosagem Superpave	2 – 3 – 4 – 6 – 8 – 10 – 11	3 – 4 – 5
Projetos de mistura dos materiais usados na pesquisa - Dosagem Francesa LCPC	5 – 6 – 11	3 – 4 – 5
Preparação de corpos-de-prova	1 a 12	3
Ensaio de propriedades mecânicas - Resistência à tração e Dano por umidade Induzida	4 – 7 – 11 Os ensaios de DUI foram substituídos pelos de Fadiga	3 – 4 – 5 Os ensaios de DUI foram substituídos pelos de Fadiga
Ensaio de deformação permanente em placas de laboratório	3 – 4 – 6 – 7 – 11	3 – 4 – 5
Ensaio de módulo dinâmico	12	3 – 4 – 5
Análise de dados de laboratório	1 a 12	4

Além das atividades previstas inicialmente, outras se tornaram necessárias ao longo do desenvolvimento do trabalho, devido a questionamentos pertinentes que surgiram durante a etapa experimental e as discussões e análises apresentadas nos relatórios parciais. A Tabela 1.2 apresenta a lista de atividades não previstas realizadas e o número do respectivo relatório em que foram realizadas, além do item no relatório final em que foram abordadas.

Tabela 1.2 – Lista das atividades não previstas realizadas e o número dos respectivos relatórios em que foram abordadas

Atividade não prevista e realizada	Relatório em que foi abordada	Item no relatório final em que foi abordada
Método de composição granulométrica Bailey	8	3 – 4 – 5 e Apêndice A
Ensaio de Fadiga	8 – 10 – 11	3 – 4 – 5
PDI	9	Apêndice C
Avaliação do aumento da energia de compactação na mesa compactadora LCPC	9	Apêndice D
Dosagem Marshall com CAP 50/70	9 – 11	3 – 4 – 5
Dosagem Superpave com CAP 50/70	9 – 11	3 – 4 – 5
Avaliação da eficiência do método Bailey quanto à deformação permanente em função do tipo de agregado	9 – 12	3 – 4 – 5
Ensaio de deformação permanente em placas de laboratório com CAP 50/70	10 – 11	3 – 4 – 5
Projetos de mistura dos materiais usados na pesquisa - Dosagem Francesa LCPC	10 – 11	3 – 4 – 5
Ensaio de Mr com CAP Modificado	4 – 7 – 11	3 – 4 – 5
Ensaio de Rt e MR com CAP 50/70	11	3 – 4 – 5
Avaliação das Curvas de Densificação de Corpos de Prova moldados no CGS	8	Apêndice B

O Capítulo 4 apresenta e discute os resultados obtidos a partir dos ensaios laboratoriais descritos no Capítulo 3. Destacam-se os efeitos do tipo de compactação no teor de projeto, no volume de vazios e no comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente.

Por fim, o Capítulo 5 apresenta as conclusões finais do trabalho a partir da análise dos resultados dos ensaios de laboratório do Capítulo 4.



## 2 MÉTODOS DE DOSAGEM E TIPOS DE COMPACTAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE

### 2.1 Introdução

As alterações na configuração de carregamento dos veículos comerciais, o aumento do volume da frota circulante e as características de clima específicas de cada região são fatores que têm motivado a evolução dos procedimentos de dosagem de misturas asfálticas ao longo dos anos. Assim, existem formas diferentes de compactação podendo ser por impacto, amassamento, ou vibratória, que podem resultar em amostras de diferentes formas: cilíndricas, prismáticas ou trapezoidais.

Nesse contexto, o objetivo dos métodos de dosagem é determinar o teor de ligante “ótimo” a partir de um método de compactação que resulte em corpos de prova com densidades semelhantes daquelas encontradas em pista. Assim, é razoável que os corpos de prova também apresentem parâmetros mecânicos similares aos de campo. No entanto, formas diferentes de compactação podem produzir amostras com volumetria semelhante, porém com comportamento mecânico distinto.

O procedimento de dosagem Marshall é o único normatizado no Brasil e é derivado das recomendações e alterações propostas pelo *Waterways Experiment Station* (WES) de 1948. Trata-se de um procedimento empírico baseado em parâmetros que melhor se relacionavam com o desempenho em campo quanto ao afundamento em trilha de roda e ao trincamento de revestimentos asfálticos submetidos às solicitações de aeronaves daquela época. Devido ao fato de necessitar de equipamentos simples, de baixo custo e demandar relativamente menor tempo que outros métodos, o procedimento Marshall se difundiu rapidamente para a maioria dos Estados Americanos e para outros países (ROBERTS; MOHAMMAD; WANG, 2002).

O método foi utilizado com sucesso por muitos anos. Entretanto, a partir da década de 1980 muitas rodovias Americanas de tráfego pesado começaram a relatar problemas prematuros com afundamentos em trilha de roda. Na maioria dos casos, o excesso de ligante nas misturas foi admitido como responsável pelas ocorrências.

Tal situação foi atribuída à compactação por impacto não produzir satisfatoriamente amostras com densidades similares a de pista (ROBERTS; MOHAMMAD; WANG, 2002).

Essa questão foi abordada no SHRP que tinha como objetivo identificar e definir as propriedades dos ligantes, dos agregados e das misturas que influenciassem o desempenho do pavimento e desenvolver métodos de ensaio para especificações baseadas em desempenho.

O resultado direto do programa SHRP foi o procedimento de dosagem Superpave que se caracteriza pela abordagem de aspectos relativos aos efeitos do clima e a preocupação com os principais fenômenos deflagradores dos defeitos em pavimentos asfálticos. Outro ponto positivo do Superpave foi a busca por um método de compactação de laboratório que reproduzisse da melhor maneira possível a compactação de campo e, ao mesmo tempo, fornecesse um indicativo da habilidade de densificação das misturas. A consideração desses fatores representa um avanço tecnológico importante para o projeto de misturas asfálticas. Contudo, a análise quanto à previsão do desempenho da mistura permanece ainda não consolidada.

A disseminação e a cultura do uso do método Marshall no Brasil poderia representar um aspecto positivo em função da experiência adquirida ao longo das décadas para os materiais e as condições de clima de cada região do país. Contudo, alguns procedimentos relacionados aos ensaios, ao preparo dos materiais e ao processo de determinação do teor “ótimo” não são padronizados e o procedimento praticamente não sofreu alterações ao longo das décadas.

Dessa maneira, não é incomum que misturas teoricamente iguais apresentem desempenhos distintos quando em operação e, muitas vezes, tal situação não é bem entendida pela comunidade técnica. Por outro lado, a utilização do método Superpave tem-se limitado no país a poucos centros de pesquisa, enfrentando questionamentos daqueles adeptos há muito tempo da sistemática Marshall.

Nesse contexto, se justificam estudos que ajudem a compreender os efeitos dos métodos de dosagem no teor “ótimo” de ligante e a consolidar procedimentos para

que se tenha uma melhora na repetitividade dos resultados e uma convergência entre os métodos que resulte no melhor desempenho em pista.

## **2.2 Diferentes Abordagens para a Formulação de Misturas Asfálticas a Quente**

O projeto de misturas asfálticas é uma tarefa mais complexa do que parece inicialmente. Nesse tipo de etapa, melhorar um aspecto do comportamento mecânico de uma mistura pode representar a piora de outro. Um exemplo é o fato de que o aumento do teor de ligante melhora o desempenho das misturas quanto à fadiga, mas se traduz em um aspecto negativo quando se avalia sua resistência à deformação permanente (LCPC, 2007).

As propriedades desejáveis de uma mistura asfáltica são função da sua posição como camada na estrutura do pavimento e da finalidade a que se destinam. Assim, as camadas de base e sub-base exigem materiais com rigidez adequada para distribuir as cargas sobre o terreno de fundação sem que ocorram deformações excessivas. Por outro lado, materiais utilizados nas camadas em contato direto com as rodas dos veículos demandam atenção não só quanto à deformabilidade e à vida de fadiga, mas também durabilidade e aspectos de superfície: rugosidade, drenabilidade, ruído, etc. Segundo o LCPC (2007), a abordagem dessas questões é fortemente dependente do contexto local.

De acordo com o *Report 17* do RILEM (1998), existem seis tipos de métodos de formulação de misturas asfálticas a quente: por receita, por testes empíricos, por cálculos analíticos, por análises volumétricas, por ensaios relacionados a desempenho e por ensaios fundamentais.

Segundo o RILEM (1998), os métodos do primeiro tipo são fundamentados na experiência local com um determinado tipo de material, ou seja, uma mistura conhecida que tem apresentado desempenho satisfatório ao longo de anos de utilização sob determinadas condições de tráfego e clima. Por vezes, ensaios empíricos são utilizados de maneira complementar aos métodos do tipo receita. O

método Marshall é um dos métodos mais comuns que utiliza ensaios empíricos. Os corpos de prova são compactados segundo os procedimentos normativos e os resultados dos ensaios são relacionados ao desempenho da mistura em campo.

Já os métodos analíticos baseiam-se nas propriedades dos constituintes e na modelagem da mistura para calcular o volume de vazios e prever o seu desempenho em campo.

Os métodos volumétricos consistem na dedução das proporções, em volume do esqueleto mineral, do ligante e do volume de vazios de uma amostra compactada sob determinada condição sem a exigência de realização de ensaios mecânicos complementares.

Os métodos baseados em testes relacionados ao desempenho utilizam ensaios de simulação em laboratório e apresentam relação direta com a propriedade ou o parâmetro de interesse. Esse é o caso, por exemplo, dos ensaios de afundamento de trilha de roda do método francês.

Por fim, os métodos denominados de fundamentais são aqueles em que os resultados dos ensaios são diretamente utilizados como dados de entrada nos modelos para dimensionamento de pavimentos. Nessa situação, têm-se, por exemplo, os resultados dos ensaios de módulo dinâmico e de resistência à fadiga.

### **2.3 Parâmetros Volumétricos para a Dosagem de Misturas Asfálticas**

O propósito da compactação em laboratório é reproduzir a densidade da mistura asfáltica em campo depois de alguns anos de solicitação pelo tráfego. Nesse cenário, os parâmetros volumétricos de uma mistura compactada é um indicativo do desempenho provável da mistura em campo (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

Os principais parâmetros volumétricos das misturas compactadas são o volume de vazios de ar ( $V_a$  – *air voids*), o volume de vazios no agregado mineral ( $V_{MA}$  – *voids in mineral aggregate*) e o volume de vazios preenchidos com ligante ( $V_{FA}$  – *voids filled with asphalt*). No Brasil, esses termos são normalmente chamados de  $V_v$

(volume de vazios), VAM (volume de vazios no agregado mineral) e RBV (relação betume-vazios), respectivamente.

A comparação dos parâmetros volumétricos das misturas compactadas em campo e em laboratório tem sido fonte de estudo de vários pesquisadores ao longo dos anos. Contudo, ainda não há consenso a respeito do método de compactação que consistentemente reproduza todas as propriedades medidas de amostras de campo. Há uma tendência do uso do compactador giratório, porém, a questão ainda é complicada uma vez que o nível de compactação, as condições construtivas e outros fatores exercem influência na comparação campo-laboratório. De maneira geral, independentemente do método de compactação, o volume de vazios é fundamental no projeto de misturas asfálticas (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

O *Asphalt Institute* (2001) define o volume de vazios como a porcentagem de vazios de ar ( $V_a$ ) na amostra compactada. No Brasil, o cálculo do volume de vazios ( $V_v$ ) é feito de maneira semelhante, porém a forma de determinação dos parâmetros de densidade é diferente daqueles recomendados pela ASTM. As equações 2.1 e 2.2 apresentam os métodos de cálculo do  $V_a$  e do  $V_v$  segundo o *Asphalt Institute* (2001) e a NBR 12891 da ABNT, respectivamente.

$$V_a = \left( \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \right) \times 100 \quad (2.1)$$

$$V_v = \left( \frac{DMT - d}{DMT} \right) \times 100 \quad (2.2)$$

Onde,

$G_{mm}$  é a densidade máxima medida da mistura solta (Rice);

$G_{mb}$  é a densidade relativa aparente do corpo de prova compactado;

DMT é a densidade máxima teórica da mistura (ponderação da densidade dos constituintes) e;

$d$  é a densidade aparente do corpo de prova compactado.

A forma como são determinadas as densidades aparentes dos corpos de prova pela ASTM D 2726 e pela NBR 12891, ou DNER ME 117/94, difere quanto ao cálculo do volume aparente. No procedimento do DNER e da ABNT, o volume do corpo de prova é obtido sem considerar os vazios superficiais. Na ASTM, os vazios superficiais são considerados através da utilização do peso úmido (com superfície seca) após a imersão em água (MARQUES, 2004). As equações 2.3 e 2.4 são utilizadas para o cálculo das densidades segundo os procedimentos da ASTM 2726 e do DNER ME 117/94.

$$G_{mb} = \frac{W_d}{W_{ssd} - W_{sub}} \quad (2.3)$$

$$d = \frac{W_d}{W_d - W_{sub}} \quad (2.4)$$

Onde,

$W_d$  é o peso ao ar ou peso seco (g);

$W_{ssd}$  é o peso medido na condição saturada de superfície seca (g);

$W_{sub}$  é o peso medido na condição saturada imerso em água (g).

No trabalho de Marques (2004), o cálculo da densidade aparente segundo o método do DNER resultou em valores maiores do que aqueles da ASTM o que representaria uma redução no volume de vazios das amostras quando considera-se que a densidade máxima teórica (DMT) e a máxima medida (Gmm) sejam iguais. Contudo, existem discrepâncias também na determinação dessas densidades segundo os critérios americanos e os adotados no Brasil.

A densidade máxima teórica (DMT) é numericamente igual a razão entre a massa do agregado mais ligante e a soma dos volumes dos agregados, vazios impermeáveis, vazios permeáveis não preenchidos com asfalto e total de asfalto (ROBERTS et al., 1996) e é determinada pela eq. 2.5 como uma ponderação das densidades reais dos materiais que compõem a mistura asfáltica. O cálculo da DMT é diretamente afetado pela norma utilizada para a determinação das densidades reais dos materiais granulares, ASTM ou DNER (VASCONCELOS, SOARES e LEITE, 2003).

$$DMT = \frac{P_{cap} + P_1 + P_2 + \dots + P_n}{\frac{P_{cap}}{G_{cap}} + \frac{P_1}{G_1} + \frac{P_2}{G_2} + \dots + \frac{P_n}{G_n}} \quad (2.5)$$

Onde,

$P_i$  é o peso do material constituinte (g);

$G_i$  é a densidade real dos materiais constituintes.

A ASTM D 2041 (Gmm) conceitua a densidade máxima de misturas asfálticas como a razão entre o peso ao ar de um volume unitário de uma mistura não compactada a uma temperatura fixa e o peso de um volume igual de água destilada livre de gás à mesma temperatura. Essa densidade também é conhecida como densidade máxima medida (DMM), ou RICE devido ao criador do ensaio: James Rice.

Segundo Marques (2004), a  $G_{mm}$  reflete o valor da densidade efetiva da mistura, ou seja, considera a parcela de asfalto que é absorvido pelo agregado durante a mistura entre os dois. A eq. 2.6 apresenta a forma de cálculo da  $G_{mm}$ . Essa densidade é função da densidade efetiva da mistura ( $G_{se}$ ) que é definida como a relação entre o peso seco da amostra solta e seu volume efetivo constituído pelo volume de agregado sólido e dos poros permeáveis à água que não foram preenchidos com asfalto (Figura 2.1).

A  $G_{se}$  não é medida diretamente e às vezes é tomada como a média entre a densidade real e a aparente. Assim, Marques (2004) recomenda atenção no uso destes valores para que confusões não ocorram durante os cálculos de um projeto da mistura. A maneira correta da consideração do volume efetivo é através do ensaio RICE (ASTM D 2041) que é um teste relativamente rápido e simples.

$$G_{mm} = \frac{100}{\frac{P_s}{G_{se}} + \frac{P_b}{G_b}} \quad (2.6)$$

Onde,

$P_s$  é a proporção de agregado, % em relação à massa total da mistura;

$G_{se}$  é a densidade efetiva da mistura asfáltica;

$P_b$  é o teor de asfalto, % em relação à massa total da mistura e;

$G_b$  é a densidade do asfalto.



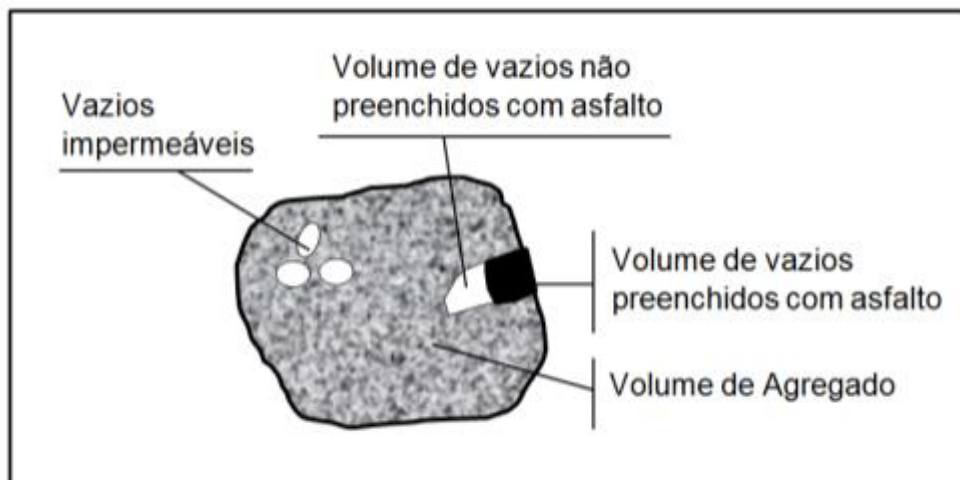


Figura 2.1 – Esquema para determinação da Gse de misturas asfáltica (adaptado de VASCONCELOS, SOARES e LEITE, 2003)

Percebe-se pela sistemática de determinação da DMT e da Gmm que a primeira considera os componentes da mistura asfáltica na proporção que eles ocupam dentro da mistura, porém de forma separada, ou seja, não leva em conta a absorção de parte do ligante pelos agregados. Assim, teoricamente, o ligante apenas envolveria os agregados e não penetraria nos poros dos agregados (MARQUES, 2004).

A única diferença entre as equações 2.5 e 2.6 é a consideração das densidades do agregado. A primeira considera a densidade real dos constituintes e a segunda considera a densidade efetiva. Desse modo, de acordo com os estudos de Vasconcelos, Soares e Leite (2003), a exclusão dos vazios permeáveis não preenchidos com asfalto implica que os valores de DMT deverão ser superiores aos da Gmm. Segundo esses autores, tal constatação pode explicar o maior teor de projeto de misturas dosadas pelo método Marshall tradicional.

Outro parâmetro volumétrico utilizado no projeto de misturas asfálticas é o VAM (vazios no agregado mineral) ou VMA (*voids in the mineral aggregate*) que é definido pelo *Asphalt Institute* (2001) como os espaços vazios entre as partículas de agregado, na mistura compactada, que inclui o volume de vazios com ar e o teor de asfalto efetivo, expresso como porcentagem do volume total conforme eq. 2.7.

No Brasil, Segundo Soares et al. (2000), o VAM é comumente calculado de forma diferente da americana e conduz à diferenças no resultado final, tendo em vista que o VAM, nesse caso, é dependente do  $V_v$  que é calculado em função da DMT e da densidade aparente,  $d$  (DNER ME 117/94). A eq. 2.8 apresenta o método de cálculo segundo Soares et al. (2000).

$$VMA = 100 - \left( \frac{GmbxPs}{Gsb} \right) \quad (2.7)$$

$$VAM = V_v + VCB = \left( \frac{DMT - d}{DMT} \right) - \left( \frac{Pbxd}{Gb} \right) \quad (2.8)$$

Onde,

$Gsb$  é a densidade realtiva aparente da mistura de agregado;

$Pb$  é o teor de ligante e;

$Gb$  é a densidade do ligante.

Segundo Bernucci et al. (2006), a  $Gsb$  é determinada quando se considera o material como um todo, sem descontar os vazios. O volume aparente inclui o volume de agregado sólido mais o volume dos poros superficiais contendo água e é medido quando o agregado está na condição saturada com superfície seca (SSS). A eq. 2.9 é utilizada para o cálculo da  $Gsb$ .

$$Gsb = \frac{A}{B - C} \quad (2.9)$$

Onde,

A é peso seco do corpo de prova compactado em g;

B é o peso na condição saturada de superfície seca da amostra compactada em g;

C é o peso na condição imersa em água em g e;

(B – A) é o volume aparente do corpo de prova compactado em cm<sup>3</sup>.

Por fim, tem-se o VFA (*voids filled with asphalt*) que é definido como a porcentagem de vazios no agregado mineral que são preenchidos com asfalto e não inclui o asfalto absorvido. O VFA é determinado utilizando-se a eq. 2.10.

$$VFA = \left( \frac{VMA - Va}{VMA} \right) \times 100 \quad (2.10)$$

No Brasil, o VFA é denominado de relação betume-vazios (RBV) e é calculado do mesmo modo que apresentado na eq. 2.10, porém utilizando o Vv e o VAM. O termo RBV é literalmente inadequado, uma vez que betume trata-se de um constituinte do ligante asfáltico.

As diferenças apresentadas nos métodos de determinação dos parâmetros volumétricos foram verificados nos estudos de Vasconcelos, Soares e Leite (2003) e de Marques (2004). Esse último constatou que para ligantes do tipo CAP 20, CAP 40 e CAP 50/60 o volume de vazios determinado pelo método do DNER é sempre menor que aquele do método americano, sendo que estas diferenças são maiores para teores de vazios maiores e à medida que os vazios diminuem as diferenças entre os dois métodos também diminui. Um dos motivos da diferença de valores entre o Vv (DNER) e o Va (ASTM) está na forma de obtenção da densidade aparente. No método do, DNER o volume de vazios é obtido sem considerar os

vazios superficiais, enquanto que no procedimento da ASTM os vazios superficiais são considerados através da utilização do peso úmido após imersão em água.

Outro motivo da diferença entre os valores de  $V_v$  e  $V_a$ , conforme estudo de Vasconcelos, Soares e Leite (2003), está na avaliação da densidade máxima teórica que no procedimento do DNER é obtida pela ponderação de densidades reais dos constituintes da mistura e no procedimento da ASTM é obtida pelo ensaio RICE.

Os vazios do agregado mineral (VAM ou VMA) apesar de serem calculados de formas diferentes, apresentaram valores semelhantes. Para teores de asfalto menores, o VAM é maior que o VMA. Para teores de asfalto maiores ocorre a ordem inversa (MARQUES, 2004).

As diferenças dos valores obtidos para o  $V_v$  e VAM (ou  $V_a$  e VMA) resultam em variações nos valores de RBV (ou VFA) em função das particularidades de cada sistemática de cálculo (DNER *versus* ASTM). Os valores do RBV são superiores aos do VFA e as diferenças são maiores quando teores menores de ligantes são usados (MARQUES, 2004).

Segundo Marques 2004, os parâmetros volumétricos obtidos para cada sistemática têm a mesma origem conceitual. Contudo, são baseados em determinações volumétricas diferentes. Tais diferenças exercem influência na determinação do teor de projeto de uma mistura asfáltica. Então, ao se optar por um método, deve-se utilizá-lo em todas as fases do processo de dosagem e controle de campo.

## 2.4 O Método de Dosagem Marshall

O método foi elaborado no fim da década de 1930 pelo Engenheiro Bruce G. Marshall do *Mississippi State Highway Department* com o propósito de determinar o teor de projeto a partir dos equipamentos disponíveis naquela época. O método difundido pelo mundo é resultante dos estudos em pistas experimentais de aeroportos no Estado do Mississippi realizado pelo WES (*Waterways Experiment Station*) em 1948 a pedido do *U. S. Army Corps of Engineers*.

Desde a sua criação até os dias de hoje, o método é caracterizado pela seleção do ligante asfáltico e do agregado de modo a atender determinadas especificações de projeto. A compactação é realizada por impacto de um soquete padrão para obtenção de corpos de prova cilíndricos e que devem atender a certos limites quanto ao Va e ao VMA, e em alguns casos também ao volume de vazios preenchido com ligante (VFA). Além disso, algumas agências estabelecem limites também quanto aos valores de estabilidade e de fluência (NCHRP, 2011).

Além da limitação quanto ao tipo de compactação não ser representativo da praticada em campo e de que os ensaios para a determinação dos parâmetros empíricos também não simulam as solicitações reais, ressalta-se que a pesquisa do WES restringiu-se a uma única região apresentando, então, limitações também quanto aos aspectos climáticos e de materiais.

O *Asphalt Institute* (1997) recomenda o número de golpes do soquete padrão em função do tráfego: 35 golpes para tráfego leve ( $N < 10^4$ ), 50 golpes para tráfego médio ( $10^4 \leq N \leq 10^6$ ) e 75 golpes para tráfego pesado ( $N > 10^6$ ). A Tabela 2.1 mostra os valores limites dos parâmetros volumétricos do *Asphalt Institute* (1997).

Tabela 2.1 – Valores limites dos parâmetros do ensaio Marshall para dosagem de misturas asfálticas a quente do *Asphalt Institute* (1997)

Parâmetro Volumétrico		Valores Limites		
Volume de Vazios (%)		3 a 5%		
Volume de Vazios Preenchido com Asfalto	$N < 10^4$	$10^4 \leq N \leq 10^6$	$N > 10^6$	
	70 a 80%	65 a 78%	65 a 75%	
	TMN	Vv (%)		
Vazios do agregado mineral (%)	9,5mm	3	4	5
	12,5mm	$\geq 14$	$\geq 15$	$\geq 16$
	19,1mm	$\geq 13$	$\geq 14$	$\geq 15$
		$\geq 12$	$\geq 13$	$\geq 14$

Observa-se na Tabela 2.1 que o *Asphalt Institute* (1997) não especifica diretamente um valor máximo para o VMA, contudo, a combinação dos limites impostos para o Va e para o VFA impõe, de forma indireta, tal limite superior. Por exemplo, para o limite de 75% de VFA e 4% de vazios implica num VMA máximo de 16% (NCHRP, 2011). O controle desses parâmetros volumétricos tem como propósito garantir

espaço suficiente para o ligante sem que ocorra “excesso”, além de minimizar problemas de estabilidade e de envelhecimento precoce da mistura devido à falta de CAP.

Atualmente, a determinação do teor de projeto de misturas asfálticas no Brasil é conduzida com base na ME 43/94 e na ES-031/2006 do DNIT. No método normatizado, define-se a faixa granulométrica em função da camada em que a mistura será utilizada. A partir da escolha do tipo de ligante são moldados cinco grupos de três corpos de prova com diferentes teores de asfalto mediante aplicação de 75 golpes por face. Ao final obtêm-se amostras com 100 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura.

Após a moldagem, determinam-se os parâmetros volumétricos: (1) densidade aparente (Gmb); (2) volume de vazios (Vv); (3) vazios no agregado mineral (VAM) e; (4) vazios preenchidos com ligante (RBV). Por fim, a ES-031/2006 estabelece limites para os valores de estabilidade e de resistência à tração por compressão diametral (Rt) e sugere a realização dos dois ensaios. Contudo, tratam-se de ensaios destrutivos em que três corpos de prova por teor de asfalto seriam insuficientes para o cálculo de um valor médio de cada um dos parâmetros. Assim, tendo em vista às limitações do ensaio de estabilidade, este tem caído em desuso, sendo mais comum a realização de ensaios de Rt e de módulo de resiliência (Mr), sendo esse último não destrutivo. A Tabela 2.2 mostra os limites estabelecidos pela ES-031/2006 dos parâmetros para dosagem de misturas destinadas às camadas de rolamento e de ligação.

Tabela 2.2 – Valores limites dos parâmetros do ensaio Marshall para dosagem de misturas asfálticas a quente

Parâmetro	Unidade	Camada de Rolamento	Camada de Ligação
Estabilidade	Kgf	≥ 500	≥ 500
Relação Betume/ Vazios	%	75 - 82	65 - 72
Vazios na mistura	%	3 - 5	4 - 6
Resistência à tração por compressão diametral (25°)	MPa	≥ 0,65	≥ 0,65
Vazios do agregado mineral (%)	TMN		VAM (%)
	9,5mm		≥ 18
	12,5mm		≥ 16
	19,1mm		≥ 15

DNIT (2006).

Percebe-se que o DNIT (2006) não especifica valores máximos para o VAM, remetendo apenas à relação betume/ vazios (volume de vazios preenchidos com ligante) superiores ao recomendado pelo *Asphalt Institute* (1997) para tráfego pesado. Nessa situação, para um mesmo valor de Vv têm-se maiores valores de VAM quando utilizada a especificação do DNIT (2006). Por exemplo, para um Vv de 4% e trabalhando com os limites superiores de cada especificação para tráfego pesado, tem-se um aumento de quase 40% no VAM. Esse cenário caracteriza aumento da propensão a problemas de estabilidade da mistura em campo.

A escolha do teor ótimo, apesar de parecer uma tarefa fácil, também apresenta o inconveniente de existirem diferentes métodos para essa escolha. Um dos critérios é o da *National Asphalt Pavement Association* (NAPA) de 1982. Nesse, o teor de asfalto de projeto é aquele correspondente a um volume de vazios de 4% ou, então, resultante da média dos limites especificados.

O *Asphalt Institute* (1997), por sua vez, recomenda o cálculo do teor de asfalto médio a partir da determinação do teor de asfalto correspondente à máxima estabilidade, à máxima densidade e ao correspondente ao centro da faixa especificada para o volume de vazios ( $V_a = 4\%$ ). Por fim, verifica-se se os valores especificados de estabilidade, fluência, VMA e  $V_a$  são atendidos para o teor de ligante médio (ROBERTS; MOHAMMAD; WANG, 2002).

Existe ainda o método apresentado por Soares et al. (2000), que seleciona o teor ótimo a partir dos parâmetros de dosagem Vv e RBV. Com os valores de Vv e RBV traça-se um gráfico em função do teor de ligante (eixo das abscissas) e duas escalas verticais opostas correspondentes, respectivamente, aos valores de Vv e RBV. Nesse gráfico, também são apresentados os limites para cada um desses parâmetros. A partir da interseção das linhas de tendência do Vv e do RBV com os respectivos limites, são determinados quatro teores de ligante. O teor de projeto é definido como a média dos dois teores centrais. A Figura 2.2 mostra um exemplo de determinação do teor de projeto pelo método proposto por Soares et al. (2000).

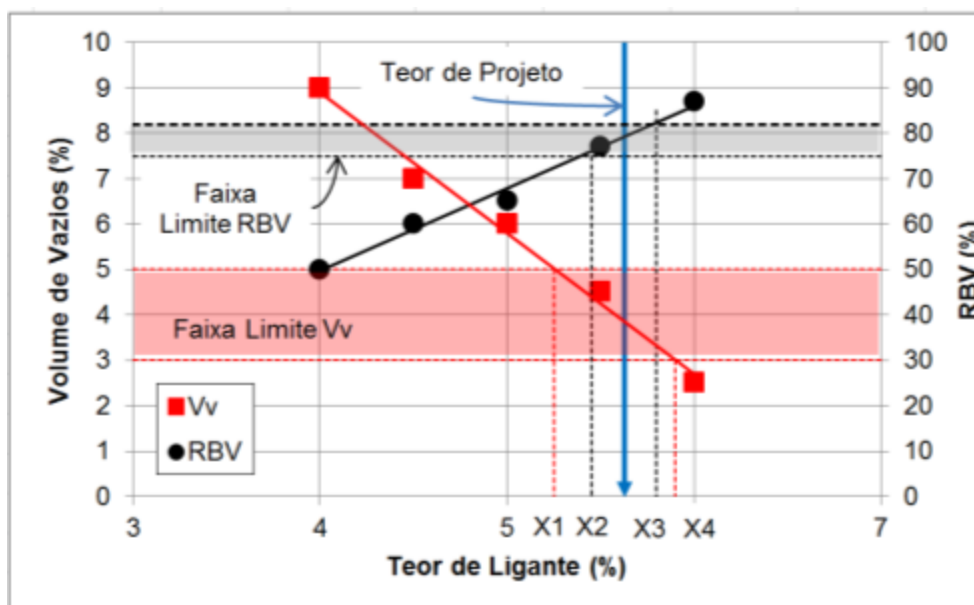


Figura 2.2 – Exemplo de determinação do teor ótimo de ligante em função do Vv e do RBV (SOARES et al., 2000)

Assim, apesar dos avanços em termos de materiais e projeto de pavimentos, o método Marshall ainda é de uso comum no país e o somatório das limitações inerentes ao método levantam questionamentos principalmente frente ao desenvolvimento de novos materiais de pavimentação, aos novos tipos de configuração de carregamentos e ao efeito do clima.

## 2.5 O Método de Dosagem Superpave

Nos Estados Unidos, no final da década de 1980 e início da década de 1990, as limitações dos métodos de dosagem tradicionais motivaram o desenvolvimento do programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*). O objetivo do SHRP foi desenvolver melhoramentos quanto aos métodos de ensaios e especificações para ligantes e misturas asfálticas sob uma abordagem de desempenho que considerasse a influência de fatores ligados ao carregamento, ao clima e à forma de compactação em campo (NCHRP, 2011; ASI, 2007).

Dos estudos do SHRP resultou o sistema denominado de *SUPERIOR PERFORMANCE asphalt PAVEMENTS (Superpave)* que inclui um novo sistema para seleção e



especificação de ligantes asfálticos, requisitos quando à graduação e às propriedades dos agregados, além de uma nova sistemática para dosagem de misturas asfálticas (ASPHALT INSTITUTE, 2001; NCHRP, 2011).

A nova especificação para ligantes asfálticos é baseada em medidas de propriedades fundamentais relacionadas de forma racional ao desempenho dos pavimentos (FAXINA, 2006). Os ligantes são ensaiados em temperaturas relacionadas ao seu ciclo de utilização que indicam o seu grau de desempenho (*Performance Grade* – PG). O grau de desempenho de um ligante asfáltico é designado pelas letras “PG” seguidas por dois números que representam a faixa de temperatura em que o ligante pode ser utilizado (ASI, 2007; MARQUES, 2004).

O projeto de misturas asfálticas do Superpave foi dividido em três níveis em função do tráfego. O Nível 1 é para tráfego com carga de eixo equivalente (ESAL – *Equivalent Axle Loads*) menor que  $10^6$  e requer apenas avaliação dos parâmetros volumétricos dos corpos de prova cilíndricos. O Nível 2 destina-se a tráfego com ESAL entre  $10^6$  e  $10^7$  e o projeto volumétrico é utilizado como ponto de partida, sendo necessária a realização de ensaios de previsão de desempenho. Por fim, o Nível 3 é referente a tráfego com ESAL maior que  $10^7$ . Esse último nível engloba os outros dois com a realização de ensaios adicionais em uma faixa mais ampla de temperatura (MARQUES, 2004).

A proposta inicial dos Níveis 2 e 3 do Superpave era que os resultados dos ensaios, associados a um programa de computador, resultassem numa previsão de desempenho de revestimentos asfálticos. No entanto, a falta de precisão do programa em prever afundamentos em trilha de roda e trincamentos por fadiga resultou na exclusão dessa abordagem (NCHRP, 2011).

Nesse contexto, o método em seu Nível 1 apresenta similaridade ao método Marshall no que tange à avaliação dos parâmetros volumétricos, contudo o processo de compactação se dá pelo uso do compactador giratório Superpave (CGS) que produz amostras com 150 mm de diâmetro (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

O compactador giratório aplica uma pressão constante de 600 kPa sobre a amostra dentro do molde durante o processo de compactação. O molde é fixado num ângulo de  $1,25^\circ$  e sua base gira a 30 revoluções por minuto. A altura da amostra é medida para cada giro e, assim, pode-se estimar a densidade do corpo de prova durante a compactação (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

Da mesma forma que em outros métodos, as misturas no Superpave são projetadas para um nível específico de energia de compactação. Nesse caso, esse esforço é determinado em termos de número de giros no CGS e é função do tráfego (BERNUCCI et al., 2006).

O Superpave especifica que o teor de asfalto de projeto deve ser selecionado de modo a produzir 96% da  $G_{mm}$  a um dado nível de  $N_{des}$  (número de giros de projeto). Além disso, a mistura projetada deve apresentar  $G_{mm}$  de 89% (min) e de 98% (max) da  $G_{mm}$  para o  $N_{ini}$  (número de giros inicial) e para o  $N_{max}$  (número de giros máximo), respectivamente (NASCIMENTO, 2008).

Segundo Cominsky, Leahy e Harrigan (1994), qualquer mistura que seja compactada acima de 98% da  $G_{mm}$  no laboratório, apresenta propensão à densificação excessiva ou afundamento em trilha de roda no campo. A Tabela 2.3 apresenta os números de giros recomendados para cada classe de tráfego do Superpave.

Tabela 2.3 – Número de giros em função do tráfego segundo o *Asphalt Institute* (2001)

Tráfego de projeto ( $\times 10^6$ )	Número de Giros		
	$N_{ini}$	$N_{des}$	$N_{max}$
< 0,3	6	50	75
0,3 a 3	7	75	115
3 a 30	8	100	160
$\geq 30$	9	125	205

De maneira resumida, o método Superpave em seu Nível 1 é constituído por quatro etapas principais: (1) seleção dos materiais; (2) seleção do projeto estrutural do

agregado; (3) seleção do teor de projeto e; (4) avaliação da sensibilidade à água (MARQUES, 2004).

Na primeira etapa são definidos o ligante asfáltico e os agregados a serem utilizados no projeto com base em fatores ambientais e de tráfego. Na segunda etapa, definem-se os requisitos volumétricos das misturas, o teor de pó (passante na peneira 0,075 mm) e estima-se o teor de ligante. Posteriormente, na etapa seguinte, o objetivo é a escolha do teor de asfalto de projeto. Nessa fase, são moldados dois corpos de prova com a mesma estrutura pétreia e com cinco teores de asfalto diferentes: no teor estimado e com variações de  $\pm 0,5\%$  e de  $\pm 1\%$  em relação ao teor estimado. O teor de projeto é estabelecido para o volume de vazios de 4%, sendo todos os outros parâmetros volumétricos analisados para este teor de modo a verificar se os critérios especificados são atendidos. Os critérios volumétricos do *Asphalt Institute* (2001) são similares aos do método Marshall, mostrando variação apenas quanto à consideração do tráfego (Tabela 2.4). Por fim, avalia-se a resistência ao dano por umidade induzida nas misturas compactadas através do ensaio *Lottman*.

Tabela 2.4 – Requisitos volumétricos do Superpave para o projeto de misturas asfálticas segundo o *Asphalt Institute* (2001)

ESAL ( $\times 10^6$ )	% G <sub>mm</sub>			VMA Mínimo (%)				VFA (%) (%)	Relação pó-ligante
	N <sub>ini</sub>	N <sub>des</sub>	N <sub>max</sub>	TMN (mm)					
				25	19	12,5	9,5		
< 0,3	≤ 91,5	-	-	-	-	-	-	70 - 80	
0,3 a 3	≤ 90,5							65 - 78	
3 a 10		96	≤ 98	12	13	14	15	65 - 75	0,6 – 1,2
10 a 30	≤ 89								
≥ 30									

Segundo o NCHRP (2011), o sistema Superpave tem apresentado sucesso em vários aspectos, principalmente no que tange à avaliação dos ligantes asfálticos. Quanto ao desempenho em campo das misturas projetadas por essa sistemática o sucesso é mais evidente em termos de resistência ao afundamento em trilha de roda. Recentemente, agências rodoviárias Americanas têm apresentado

preocupações quanto ao trincamento e à permeabilidade dos revestimentos com misturas asfálticas dosadas através do método Superpave.

Tal situação tem motivado a modificação da sistemática de dosagem de modo a tratar os problemas verificados, além de outros associados aos materiais e condições específicas de cada região (NCHRP, 2011). Desde a implementação do Superpave, pesquisas têm sido desenvolvidas de modo a aperfeiçoar vários aspectos desse sistema, incluindo requisitos volumétricos, níveis de compactação e especificação para agregados e distribuições granulométricas.

Nesse sentido, Peterson et al. (2003) avaliaram o comportamento mecânico de amostras compactadas em campo e em laboratório sendo modificados os padrões de compactação no CGS: altura da amostra, ângulo de giro e pressão vertical de carregamento e mantendo todas as outras condições fixas quanto à temperatura de compactação e materiais. Os resultados indicaram que o procedimento de compactação no CGS produz amostras com diferenças significativas nos parâmetros mecânicos em relação àqueles de campo para os mesmos materiais e para um mesmo volume de vazios. O ângulo de giro de  $1,5^\circ$  e amostras moldadas com 50 e 75 mm representaram as condições em que se obteve comportamento mecânico mais próximo aos apresentados pelos corpos de prova de campo. Os autores sugerem a compactação de amostras com 50 mm de altura para os compactadores em que o ângulo de giro é fixado em  $1,25^\circ$ .

O *Nevada Department of Transportation* (NDOT) até 2004 ainda não havia implementado a sistemática Superpave, preferindo um monitoramento de seções com misturas asfálticas dosadas pelo Superpave e pelo Hveem para efeito de comparação após cinco anos de operação. Sebaaly et al. (2004) constataram que os teores de ligante de projeto obtidos através das duas sistemáticas eram muito similares em alguns casos, porém em outros a diferença era de até 1%, aproximadamente. Além disso, as seções com aplicação de misturas dosadas pelo método Hveem apresentaram desempenho melhor ou igual àquelas em que se utilizou a sistemática Superpave. Os corpos de prova extraídos de seções com misturas dosadas pelo método Hveem apresentaram maiores valores de módulo de

resiliência e menor propensão à deformação permanente em relação às amostras Superpave de campo.

Kabir et al. (2011) avaliaram os defeitos decorrentes de oito a dez anos de operação de rodovias do Estado da Louisiana com revestimentos asfálticos em que as misturas foram dosadas pelo método Superpave. De modo geral, os pavimentos apresentaram bom desempenho quanto ao afundamento em trilha de roda e à irregularidade longitudinal. Contudo, esse sucesso não se repetiu na avaliação quanto ao trincamento por fadiga, sendo que a condição superficial para este tipo de defeito variou entre boa a pobre. Em 75% dos casos as trincas desse tipo foram classificadas como de média severidade e 4% como de alta severidade.

Harmelink e Shuler (2008) também relatam problemas de pavimentos construídos com misturas elaboradas com a utilização da sistemática Superpave no Estado do Colorado. Os teores de projeto determinados pelo Superpave foram sistematicamente menores que aqueles obtidos para misturas asfálticas similares e que apresentaram sucesso ao longo dos anos.

Segundo Harmelink e Shuler (2008), o menor consumo de asfalto na mistura demanda maior esforço de compactação em campo. Esse aspecto aumentou os custos de compactação das misturas de modo a se alcançar a densidade alvo de 94% da  $G_{mm}$ . Mesmo para esse nível de  $G_{mm}$ , os pavimentos com a utilização do novo método de dosagem deterioraram-se prematuramente devido ao dano por umidade. Constatou-se que tal situação devia-se ao fato de que após seis anos de operação o volume de vazios era significativamente maior do que os 4% projetados. Nessa situação, os autores propuseram o ajuste do número de giros recomendados pelo Superpave de modo a obter um  $V_a$  mais próximo de 4% em campo após 3 anos de operação.

Watson et al. (2008) avaliaram o desempenho de misturas asfálticas projetadas pelo método Superpave e as compararam com as misturas projetadas através do método Marshall. No estudo, os autores abordaram o efeito do número de giros e o conceito de *“locking point”*. Esse é definido como o ponto em que a estrutura de agregado

começa a travar e, assim, números de giros adicionais resultam em maior potencial de quebra do agregado, aumentando a dificuldade de compactação em campo.

Segundo Watson et al. (2008), quando o número de giros é aumentado além do “*locking point*”, a densidade das amostras continuará aumentando devido ao aumento da quantidade de partículas mais finas produzidas pela quebra das partículas maiores que irão preencher os espaços vazios da estrutura. Tal situação, em campo, gera superfícies de agregados não ligadas que tornam a mistura mais suscetível ao dano por umidade e acelera a deterioração do pavimento.

Um dos aspectos mais difíceis quanto ao conceito de “*locking point*” (LP) é definir em que momento ele ocorre. Vavrik, Fries e Carpenter (1999) definem o LP como o primeiro de três giros consecutivos que produzem a mesma altura. No estado do Alabama, o LP é o ponto onde dois giros consecutivos não geram mudanças na altura dos corpos de prova. Já no estado da Georgia o “*locking point*” é definido como o número de giros em que, na primeira ocorrência, a mesma altura se repete por três vezes (LI e GIBSON, 2011).

Watson et al. (2008) verificaram que misturas dosadas pelo método Superpave dificilmente atingirão o volume de vazios de 4% em campo durante a vida útil do pavimento. Depois de 5 anos de operação, o volume de vazios de campo das misturas Superpave foi de 5,7% e de 3,8% para as misturas Marshall. Contudo, para o número de giros menor (66 giros) tem-se a reprodução da densidade de campo.

Os autores avaliaram o “*locking point*” de três formas diferentes: ponto em que a altura da amostra permaneceu a mesma para dois (LP2), três (LP3) e quatro (LP4) giros consecutivos para uma mistura com tamanho máximo nominal de 12,5 mm. Os resultados indicaram que o LP3 foi o que melhor reproduziu a densidade de campo.

Com base na eq. 2.11 abaixo, Watson et al. (2008) verificaram que o “*locking point*” médio de 69 giros resultou em amostras com de 94,6% da Gmm e que essa reflete o volume de vazios obtido em campo após cinco anos de operação. Então, concluiu-se que o número de giros de projeto era muito alto e que o LP3 deve resultar em densidades de laboratório mais semelhantes às de campo.

$$\%Gmm_{xx} = 100x \left( \frac{Gmbxh_d}{Gmmxh_{xx}} \right) \quad (2.11)$$

Onde,

$\%Gmm_{xx}$  é a porcentagem da Gmm para o número de giros XX;

Gmb é densidade aparente da mistura;

$h_d$  é a altura da amostra para o número de giros de projeto, e;

$h_{xx}$  é a altura da amostra para o número de giros XX.

Os problemas relatados podem ser explicados pela maior energia de densificação desenvolvida na moldagem de corpos de prova pelo CGS que resulta num menor consumo de ligante para a densificação das misturas. No estudo de Cho, Bahia e Kamel (2005), a pressão de compactação vertical aplicada pelo CGS exerceu efeito preponderante sobre o volume de vazios de amostras compactadas nas mesmas condições de granulometria e teor de asfalto. O efeito da temperatura e o tipo de ligante assumiram um papel secundário e nesta ordem. Em um primeiro momento, o teor de asfalto, o tipo de mistura e o tipo de ligante (PG 64-28) foram fixados e alterou-se apenas a temperatura de compactação de 72°C até 110°C. Nessa situação, o aumento no volume de vazios foi de 0,9% em valores absolutos, ou de 23% em termos relativos. Em um segundo momento, alterou-se a pressão vertical do CGS de 600 para 200 kPa e o aumento resultante no volume de vazios foi superior a 4,5% em valores absolutos ou de mais de 100% em termos relativos.

## 2.6 Teor de Projeto de Misturas Asfálticas Dosadas pelo Método Marshall e pelo Método Superpave

Segundo Nascimento (2008), o teor de projeto de uma dosagem Marshall não pode ser comparado diretamente ao de uma dosagem Superpave, uma vez que a definição do teor é função da respectiva energia de compactação de cada sistemática. Para um determinado teor encontrado na dosagem Marshall haverá uma energia equivalente no CGS.

Naquele estudo, Nascimento (2008) constatou que o teor de ligante foi sempre maior nas dosagens Marshall. Contudo, essa diferença é menor para menores TMN. Na avaliação do número de giros equivalente, o autor percebeu que não há uma relação fixa entre a energia de compactação Marshall e Superpave, sendo a mesma dependente do tipo de ligante e, principalmente, da distribuição granulométrica.

Marques (2004) estudou os critérios de dosagem Marshall e Superpave para distribuições granulométricas diferentes e para ligantes dos tipos CAP 20, CAP 40 e CAP 50-60. O autor constatou que os teores de projeto obtidos pelo método Marshall são superiores aos obtidos pelo método Superpave devido à maior energia empregada na compactação desse último método, além da condição de vazios relativa ao teor de projeto também ser diferente (diferenças nos cálculos para obtenção do volume de vazios pelo DNER e pela ASTM).

Além das diferenças nas formas de determinação dos parâmetros volumétricos de cada sistemática de dosagem, o tempo de envelhecimento de curto prazo exerce influência significativa nas determinações do teor de projeto. Nesse sentido, Vasconcelos (2003) obteve teores de projeto Marshall sistematicamente menores em relação àqueles obtidos através do método Superpave quando não se utilizou o período de envelhecimento da mistura antes da compactação. Após a adoção de 2h de envelhecimento à temperatura de compactação, o teor resultante foi maior do que o do método Superpave mantidas inalteradas todas as outras condições.

O menor teor de projeto para misturas dosadas pelo método Superpave despertou preocupação do *Alabama Department of Transportation* quanto ao desempenho dessas misturas no que tange ao trincamento por fadiga e à desagregação. Watson,



Brown e Moore (2005), perceberam que, em campo, dificilmente se atingirá o volume de vazios de projeto de 4%. Mesmo depois de 4 anos de operação, o volume de vazios médio das misturas Marshall e Superpave foi de 5,3% e de 5,9%, respectivamente. Os pavimentos apresentaram bom desempenho quanto ao afundamento em trilha de roda independente do método de dosagem utilizado. Segundo os autores, isso sugere que as misturas Superpave podem ter sua durabilidade melhorada, sem comprometer o desempenho quanto à deformação permanente, pelo aumento do teor de asfalto.

## 2.7 Método Francês para Formulação de Misturas Asfálticas

O método francês de formulação de misturas asfálticas é caracterizado por apresentar uma abordagem baseada no desempenho das misturas. Para os materiais com propósito de uso estrutural, uma análise fundamental é recomendada pelo método. Contudo, a análise volumétrica através de ensaios na prensa de cisalhamento giratória (PCG) constitui parte fundamental do procedimento e é usado para todos os tipos de misturas asfálticas a quente (LCPC, 2007).

A etapa inicial de formulação de misturas asfálticas novas, definido como nível 0, é constituída pela composição dos esqueletos pétreos que é caracterizado pelo fato de não serem adotadas faixas granulométricas, mas curvas de partida especificadas para cada tipo de mistura asfáltica (BARRA, 2009). A Tabela 2.5 apresenta os limites das porcentagens passantes para a distribuição granulométrica de partida de misturas do tipo EB-GB (*Enrobé Bitumineux Grave-Bitume*) e EB-EME (*Enrobé à Module Élevé*) para D de 10 e de 14 mm em que D é o maior valor de:

- $M/1,4$ , onde M é a menor abertura de peneira com 100% passante, e;
- Menor abertura de peneira correspondente a 85% passante.

Tabela 2.5 – Limites quanto à distribuição granulométrica de partida de misturas do tipo EB-GB e EB-EME do método francês (LCPC, 2007)

Abertura da malha da peneira (mm)	% passante para D 14 mm			% passante para D 10 mm		
	Mínimo	Alvo	Máximo	Mínimo	Alvo	Máximo
10	-	78	-	-	97	-
6,3	47	52	58	45	57	68
4	-	47	-	-	52	-
2	25	31	35	27	34	39
0,063	6,3	6,8	7,2	6,3	6,7	7,2

Segundo Barra (2009), estas curvas constituem diretrizes para as formulações que estão sendo estudadas e podem ser ajustadas pelo projetista de acordo com as condições naturais e de beneficiamento disponíveis, porém, devem estar de acordo com a norma correspondente ao tipo de mistura escolhida para projeto.

O método também fixa o teor de ligante mínimo em função do tipo da mistura e, nesse caso, o LCPC (2007) define dois tipos de teores de ligante: teor de ligante interno e teor de ligante externo. Esse último representa a quantidade de ligante que irá ser adicionada além dos 100% da massa de granulares secos e é calculado de acordo com a eq. 2.12. O teor de ligante interno corresponde à incorporação de um dado teor de ligante de maneira a integrar parte dos 100% que compõem a mistura asfáltica e é calculado pela aplicação da eq. 2.13.

Segundo Barra (2009), na França, o cálculo de dosagens das misturas asfálticas com o teor de ligante externo é mais utilizado. Entretanto, no Brasil, o teor de ligante interno é aquele especificado e adotado como parâmetro nos procedimentos de dosagem.

$$TL_{ext} = \frac{100 \times MB}{MGS} \quad (2.12)$$

$$TL_{int} = \frac{100 \times MB}{MGS + MB} \quad (2.13)$$

Onde,

$TL_{ext}$  é o teor de ligante externo em %;

$TL_{int}$  é o teor de ligante interno em %;

MB é a massa de ligante e;

MGS é a massa de granulares secos.

A partir da mistura de partida, várias outras formulações devem ser testadas, com diversos teores de ligante e composições granulométricas, visando ao final dos níveis de teste, verificar qual ou quais misturas estarão aptas a desempenhar as funções requeridas pelo projetista no campo (BARRA, 2009).

Após a definição das misturas de teste e que constitui o nível 0 do método, esse ainda é dividido em outros quatro níveis variando do mais simples (nível 1) ao mais completo (nível 4). As exigências dos níveis superiores englobam as exigências dos níveis inferiores (LCPC, 2007).

O LCPC (2007) define as abordagens para o método de projeto de misturas asfálticas a quente em empírica e fundamental. A primeira abordagem é constituída pelas etapas denominadas de receita (nível 0), volumétrica (nível 1), de ensaios empíricos (nível 1) e de ensaios relacionados a desempenho (nível 2).

Já a abordagem fundamental compreende uma fase receita reduzida (nível 0), seguida por uma etapa volumétrica (nível 1) e por uma de ensaios de desempenho (nível 2), sendo que ao final, têm-se os ensaios fundamentais propriamente ditos (níveis 3 e 4). A Figura 2.3 apresenta um desenho esquemático dos níveis de projeto de misturas asfálticas do LCPC (2007).



Figura 2.3 – Desenho esquemático da relação entre os níveis de projeto de misturas asfálticas do método francês e os respectivos ensaios (adaptado de LCPC, 2007)

No nível 1, as misturas devem atender a limites quanto ao volume de vazios a partir de corpos de prova moldados na PCG. Esse nível também demanda a avaliação quanto ao dano por umidade através de ensaios de Duriez.

Segundo o LCPC (2007), o nível 1 pode ser suficiente para misturas destinadas às vias de baixo volume de tráfego ( $\leq T3+$ , de acordo com a Tabela 2.6). Contudo, para misturas destinadas a volumes de tráfego médio e pesado torna-se necessária à realização dos níveis superiores. A Tabela 2.6 apresenta as classes de tráfego do método francês e a Tabela 2.7 mostra a especificação francesa quanto ao número de giros e aos respectivos limites de volume de vazios em função do tipo de mistura.

Tabela 2.6 – Classe de tráfego do método francês (LCPC, 2007)

Classe de tráfego		VDMA
	T5	0 a 25
	T4	25 a 50
T3	T3-	50 a 85
	T3+	85 a 150
T2	T2-	150 a 200
	T2+	200 a 300
T1	T1-	300 a 500
	T1+	500 a 750
T0	T0-	750 a 1200
	T0+	1200 a 2000
TS	TS-	2000 a 3000
	TS+	3000 a 5000
	TEX	$\geq 5000$

Tabela 2.7 – Especificação do método francês quanto ao número de giros e ao volume de vazios de amostras moldadas na PCG em função do tipo de mistura (LCPC, 2007)

Tipo de mistura	Número de Giros (PCG)	Faixa de volume de vazios	Tipo de mistura	Número de Giros (PCG)	Faixa de volume de vazios
EB10-BBSG	60	5 a 10	EB14-EME1	100	< 10
EB14-BBSG	80	4 a 9	EB14-EME2		< 6
EB10-BBME	60	5 a 10	EB20-EME2	120	< 6
EB14-BBME	80	4 a 9	EB14-GB2		< 11
BBTM 6 A		12 a 20	EB14-GB3	100	< 10
BBTM6 B		21 a 25	EB14-GB4		< 9
BBTM10 A	25	10 a 18	EB20-GB2		< 11
BBTM10 B		19 a 25	EB20-GB3	120	< 10
EB-BBMA		6 a 11	EB20-GB4		< 9
EB-BBMB	40	7 a 12	EB10-BBA C	60	3 a 7 (camada de rolamento)
EB-BBMC		8 a 13			4 a 8 (camada de ligação)
BBDr Type 1	40	20 a 25	EB14-BBA C	80	3 a 7 (camada de rolamento)
	200	> 15			4 a 8 (camada de ligação)
BBDr Type 2	40	25 a 30	EB10-BBA D	40	5 a 9
	200	> 20	EB14-BBA D	60	5 a 9
EB10-EME1	80	< 10			
EB10-EME2		< 6			

No ensaio na PCG, a mistura asfáltica é moldada em cilindros de 150 mm de diâmetro com aplicação de tensão vertical de 600 kPa e, ao mesmo tempo, a amostra é inclinada 1° no seu exterior ou 0,82° no seu interior e submetida a um movimento circular com velocidade de rotação de 32 giros por minuto (LCPC, 2007).

O ensaio é sensível à distribuição granulométrica, à angularidade do esqueleto mineral e ao teor de ligante (LCPC, 2007). Os principais parâmetros obtidos do ensaio são a porcentagem de vazios em função do número de giros e a porcentagem de vazios para um dado número de giros, especificado para cada tipo de mistura.

Segundo o LCPC (2007), a evolução da compactação durante o ensaio na PCG, ou seja, a redução do volume de vazios em função do número de giros, foi estudada em paralelo com a compactação em escala reduzida. O equipamento em escala reduzida era composto por um eixo carregado com até 50 kN e um pneumático com pressão variando entre 0,3 e 0,9 MPa. O delineamento experimental abordou três diferentes espessuras de revestimento asfáltico com três tipos diferentes de misturas:

- a) Espessura de 4 cm com EB10-BBM (*Béton Bitumineux Mince*) e EB14-BBM;
- b) Espessura de 8 cm com EB14-BBSG (*Béton Bitumineux Semi-Grenu*);
- c) Espessura de 12 cm com EB20-GB (*Grave-Bitume*).

Os resultados do LCPC (2007) mostraram que as curvas de porcentagem de vazios em função do número de giros e aquelas baseadas no número de passagens do pneumático eram semelhantes.

Comparando as porcentagens de vazios medidas em amostras de placas moldadas com aproximadamente 16 passadas (compactação tomada como padrão) e aquelas de corpos de prova da PCG, verificou-se que para os revestimentos com 4 cm de espessura a porcentagem de vazios obtida nas placas correspondeu a 40 giros. Do mesmo modo, para os revestimentos de 8 cm de espessura a porcentagem de vazios medida foi equivalente a 80 giros na PCG. Entretanto, para a espessura de 12 cm os resultados foram menos evidentes.

A relação 40 giros para as misturas utilizadas em revestimentos de 4 cm (EB-BBM e BBDr) e 80 giros para misturas utilizadas em revestimentos de 8 cm (EB14-BBSG e BB14-BBME) foi o ponto de partida das especificações francesas. A porcentagem de vazios em função do número de giros na PCG associada às espessuras das camadas de revestimento fundamentou as especificação de laboratório e se difundiram como ferramenta de previsão da porcentagem de vazios em campo.

Ainda no que tange ao nível 1 do método, tem-se o ensaio para avaliação do dano por umidade das misturas asfálticas e que é medida através dos ensaios de Duriez. A norma europeia recomenda tanto ensaios à compressão simples quanto diametral. Esses dois testes devem produzir resultados semelhantes, contudo, a repetibilidade e a reprodutibilidade do ensaio à compressão simples são quase duas vezes melhor que o ensaio à compressão diametral (LCPC, 2007).

As amostras dos ensaios de Duriez são compactadas em moldes cilíndricos por aplicação de compressão estática. Uma parte delas é destinada à medida das massas volumétricas hidrostáticas. Um segundo conjunto é destinado à conservação

sem imersão e um último lote é destinado à conservação sob imersão (BARRA, 2009).

Os corpos de prova conservados sem imersão devem permanecer em câmara térmica à temperatura de 18 °C e com controle de umidade durante sete dias seguidos. Os corpos de prova conservados sob imersão devem ser previamente limpos e submetidos à pressão de vácuo de 350 mmHg. Posteriormente, a água é introduzida até a imersão completa das amostras e mantida a pressão residual de 350 mmHg por duas horas. Por fim, os corpos de prova devem permanecer em câmara térmica a 18° C durante sete dias consecutivos.

Depois de decorrido esse período, os corpos de prova são submetidos ao ensaio de compressão simples, sendo registrada a carga máxima. A resistência à compressão simples média é calculada para o conjunto de corpos de prova com imersão (r) e sem imersão (R). De maneira geral, a relação entre r/R deve ser superior a 0,7, ou seja, a redução na resistência à compressão devido à imersão deve ser inferior a 30% (BARRA, 2009).

O nível 2 do método francês inclui os ensaios do nível anterior e contempla o ensaio de afundamento em trilha de roda que é realizado à 60° C em placas retangulares moldadas por rolagem pneumática e com espessura de 5 ou 10 cm.

As placas são submetidas ao tráfego de uma roda pneumática com frequência de aplicação de 1 Hz, carga de 5 kN e pressão de inflação do pneu de 6 bars. A profundidade do afundamento produzido é registrada em pontos diferentes da placa em função do número de ciclos de carregamento (LCPC, 2007).

A especificação francesa estabelece limites de porcentagem de afundamento para um dado número de ciclos em função do tipo de mistura asfáltica. Além disso, o percentual de afundamento em trilha de roda define a classe das misturas. A Tabela 2.8 apresenta os limites da porcentagem de afundamento em trilha de roda para alguns tipos de misturas asfálticas do método francês.

Tabela 2.8 – Especificação do método francês quanto à porcentagem de afundamento em trilha de roda (LCPC, 2007)

Tipo de Mistura	Classe da Mistura	Número de Ciclos	Limites de % de afundamento
EB-BBSG ( <i>Béton Bitumineux Semi-Grenu</i> ) e EB-BBME ( <i>Béton Bitumineux à Module Élevé</i> )	1	30000	≤ 10%
	2		≤ 7,5%
	3		≤ 5%
EB-BBA ( <i>Béton Bitumineux Aéronautique</i> )	1	10000	≤ 10%
	2		≤ 7,5%
	3		≤ 5%
EB-BBM ( <i>Béton Bitumineux Mince</i> )	1	3000	≤ 15%
	2	10000	≤ 15%
	3	30000	≤ 10%
EB-EME ( <i>Enrobé à Module Élevé</i> )	1 e 2	30000	≤ 7,5%

O nível 3 engloba os ensaios dos níveis anteriores e o ensaio de módulo complexo (LCPC, 2007). No método francês, a rigidez das misturas asfálticas é determinada à flexão alternada a dois pontos em modo contínuo sob determinado tempo e com controle da amplitude de deslocamento do corpo de prova (BARRA, 2009).

As amostras necessárias à realização dos ensaios são provenientes da serragem de placas moldadas na mesma mesa compactadora utilizada na moldagem das placas submetidas aos ensaios de afundamento em trilha de roda. A serragem das amostras é excetuada de modo a se obter CPs trapezoidais com dimensões de 70 mm de base maior, 25 mm de base menor, 25 mm de espessura e 250 mm de altura, conforme mostrado na Figura 2.3.

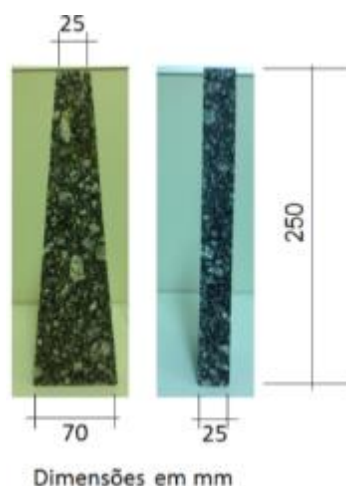


Figura 2.3 – Dimensões de um corpo de prova trapezoidal para ensaio de módulo complexo do método francês



A carga aplicada na realização dos ensaios é aquela que produz pequenas deformações, inferiores a  $50 \times 10^{-6}$  (BARRA, 2009). Geralmente, os ensaios são realizados para as temperaturas de  $-10^{\circ}\text{C}$ ,  $0^{\circ}\text{C}$ ,  $10^{\circ}\text{C}$ ,  $15^{\circ}\text{C}$ ,  $20^{\circ}\text{C}$ ,  $30^{\circ}\text{C}$  e frequências de 1 Hz, 3Hz, 10 Hz e 30 Hz.

Os valores de módulo são calculados para cada ensaio individual e são lançados em gráficos log-log para cada nível de temperatura em função da frequência (MOMM, 1998).

No domínio da viscosidade linear, assumindo o princípio da equivalência frequência-temperatura, pode-se traçar o gráfico de módulo complexo em função da frequência, fazendo a translação de cada uma das curvas isotérmicas de modo a se obter uma única curva denominada de curva mestra (MOMM, 1998). Esse tipo de representação permite o conhecimento do comportamento da mistura em um amplo espectro de tempo ou de frequência de carregamento. Os valores de módulo a  $15^{\circ}\text{C}$  e 10 Hz são diretamente utilizados nos modelos de dimensionamento de pavimentos do método francês (LCPC, 2009). A Figura 2.4 apresenta um exemplo de curva mestra a partir dos resultados de módulo dinâmico do método francês.

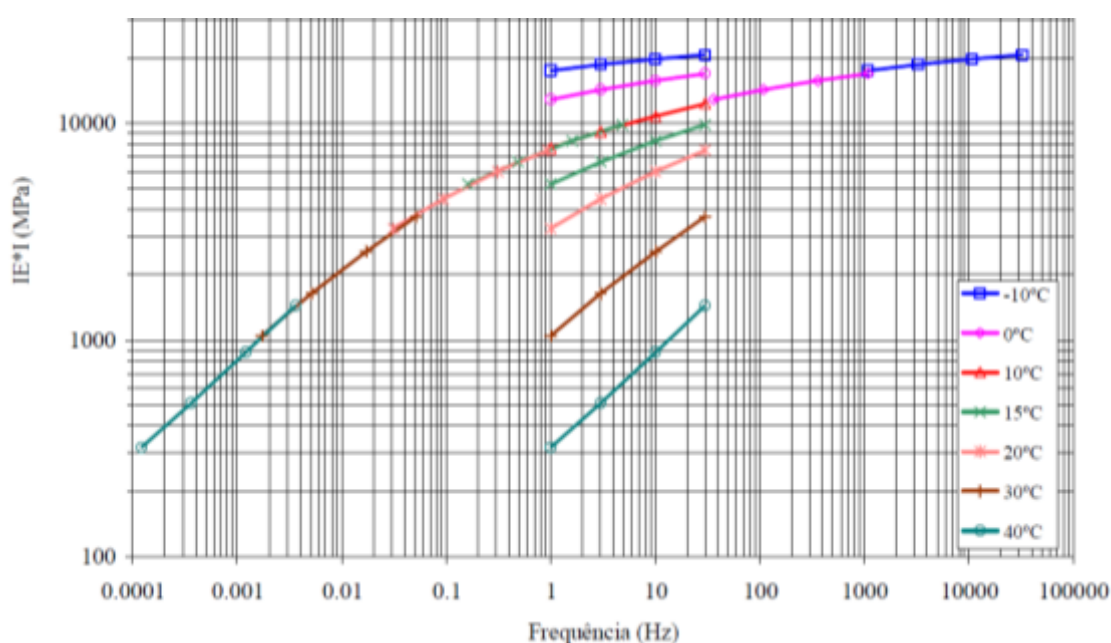


Figura 2.4 – Curva mestra de equivalência frequência-temperatura (BARRA, 2009)

O último nível do método francês é constituído pela realização dos ensaios de fadiga, além da execução dos ensaios das etapas anteriores. Segundo Barra (2009), o ensaio de fadiga é realizado sob o mesmo princípio de solicitação do ensaio de módulo complexo. Contudo, a temperatura e a frequência de aplicação de carga são fixadas em 10° C e 25 Hz, respectivamente, e a vários níveis de deformação máxima correspondentes às amplitudes dos deslocamentos aplicados nas amostras.

O critério de ruptura e parada do ensaio corresponde à metade da força registrada no instante inicial do ensaio. De acordo com Barra (2009), é importante registrar a região de ocorrência da ruptura, devendo acontecer preferencialmente no intervalo que compreende o terço médio das amostras, uma vez que se trata da região sob maior solicitação durante o ensaio.

Ao final do ensaio é anotado o número de ciclos correspondente ao momento da ruptura do corpo de prova. Com os dados obtidos constrói-se um gráfico em escala log-log em que no eixo horizontal têm-se as deformações máximas estipuladas pelo projetista e no eixo vertical têm-se os respectivos números de ciclos na ruptura.

### 3 MÉTODOS E MATERIAIS

#### 3.1 Método Experimental

As atividades desenvolvidas ao longo do período de projeto e os respectivos resultados apresentados nos 11 relatórios parciais anteriores são condensados e estruturados em cinco grandes Etapas nesse Relatório Final e descritas nos item a seguir. A Figura 3.1 mostra o fluxograma da estrutura final deste relatório com base nas cinco grandes Etapas do método experimental.

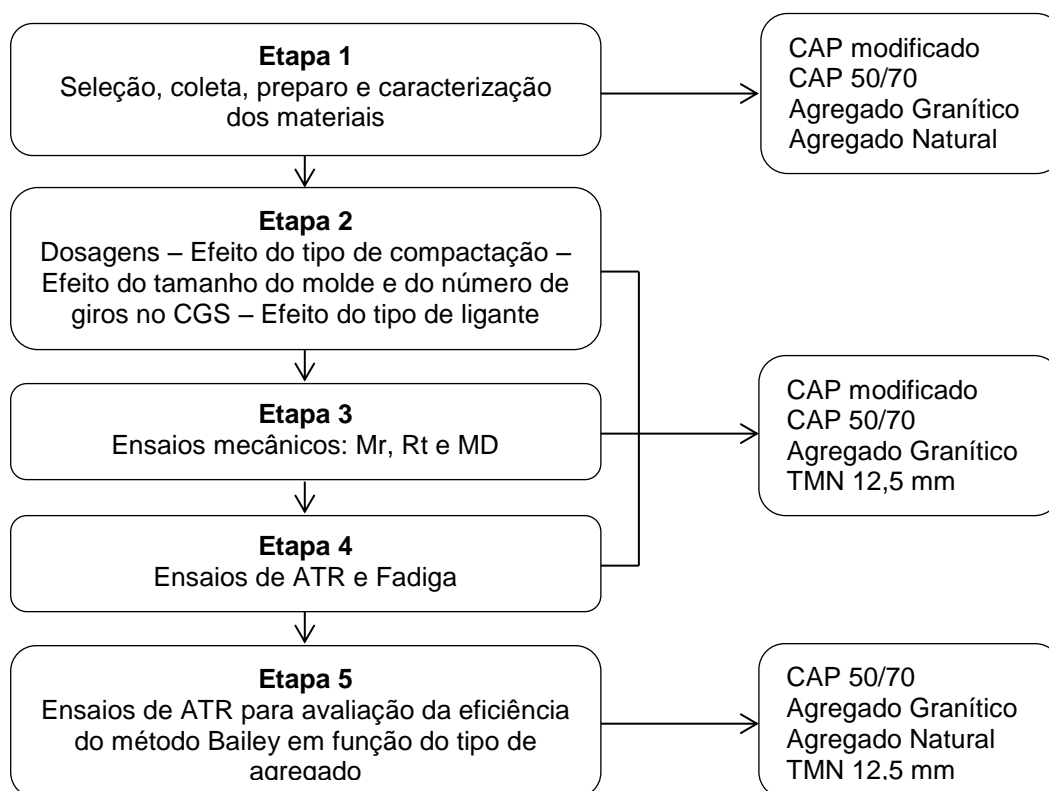


Figura 3.1 – Fluxograma esquemático do método experimental

##### 3.1.1 Etapa 1: Coleta, preparo e caracterização dos materiais

A Primeira Etapa é referente à seleção, coleta, preparo e caracterização dos materiais e constitui a fase inicial do método experimental conforme apresentado na

Figura 3.1. Num primeiro momento, a escolha dos materiais pétreos se deu em função da utilização desses na pista experimental localizada entre os quilômetros 673 e 675 da BR 376 e que foi objeto de estudo de Moura em 2010. Os agregados são de origem granítica e provenientes da pedreira Rudnick, localizada na cidade de Joinville, Santa Catarina.

Para a formulação das misturas asfálticas coletou-se brita  $\frac{3}{4}$ ", pedrisco e pó de pedra do agregado granítico, além de cal calcítica do tipo CH-1. Os materiais pétreos foram secos ao ar, quarteados e estocados em sacos plásticos. A Figura 3.2 mostra a distribuição granulométrica dos agregados graníticos.

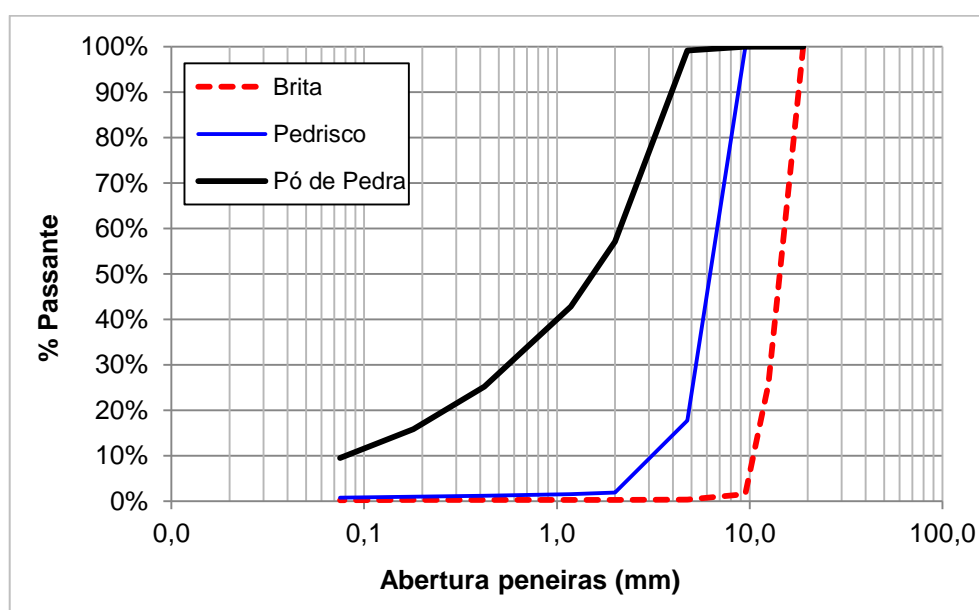


Figura 3.2 – Distribuição granulométrica dos agregados graníticos

Os agregados foram fracionados peneira a peneira e, além disso, fez-se a análise da distribuição granulométrica das frações resultantes por lavagem em água corrente de modo a se ter uma melhor precisão das frações que iriam compor cada CP.

A distribuição granulométrica selecionada para as misturas asfálticas foi a mistura com tamanho máximo nominal (TMN) de 12,5 mm do método Superpave (SPV 12,5 mm). Esta é uma distribuição granulométrica de uso frequente em obras rodoviárias

da concessionária Litoral Sul - Arteris. A Tabela 3.1 apresenta as frações obtidas após o fracionamento e as respectivas nomenclaturas. Ainda nessa Tabela é apresentada a distribuição granulométrica final de projeto. A Figura 3.3 apresenta a distribuição granulométrica de projeto para o tamanho máximo nominal 12,5 mm do método Superpave e também é apresentada a faixa C do DNIT.

Tabela 3.1 – Frações e composição da mistura de projeto (SPV 12,5 mm) – agregado granítico

Série de Peneiras		Porcentagens Passantes					Cal	Composição
		Brita ¾"		Pedrisco	Pó de pedra			
		A	B	C	D	E		
		10,4%	3,4%	31,8%	27,4%	25,5%	1,5%	
ASTM	mm	$\frac{3}{4}" < A \leq \frac{1}{2}"$	$\frac{1}{2}" < B \leq \frac{3}{8}"$	$\frac{3}{8}" < C \leq 4,75\text{mm}$	$4,75 < D \leq 2\text{mm}$	$E < 2\text{ mm}$	Cal	
¾"	19,1	100	100	100	100	100	100	100
½"	12,7	0,1	100	100	100	100	100	93,0
⅜"	9,5	0,1	0,1	100	100	100	100	86,2
4	4,75	0,1	0,1	0,1	100	100	100	54,4
10	2	0,1	0,1	0,1	6,2	100	100	28,7
16	1,18	0,1	0,1	0,1	0,5	79,9	99,0	22,0
40	0,42	0,1	0,1	0,1	0,5	47,9	99,0	13,9
80	0,18	0,1	0,1	0,1	0,5	32,7	97,0	10,0
200	0,075	0,1	0,1	0,1	0,3	18,2	80,0	6,0
Proporções (%)		10,4	3,4	31,8	27,4	25,5	1,5	100

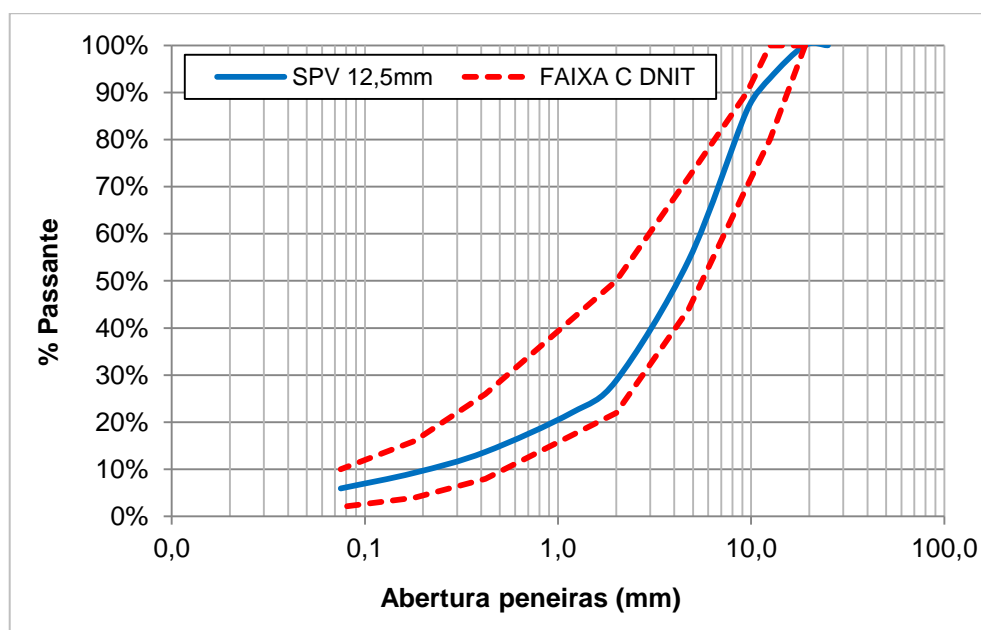


Figura 3.3 – Distribuição granulométrica SPV 12,5mm e faixa C do DNIT

Na Figura 3.4, a distribuição granulométrica, os pontos de controle e a zona de restrição da especificação Superpave são apresentados na forma de potência 0,45 da escala horizontal. Nesse gráfico, a ordenada é a porcentagem passante em escala aritmética e a abscissa é a escala aritmética da abertura de malha das peneiras elevada à potência de 0,45. Uma importante característica desse tipo de apresentação é a definição da linha de densificação máxima. Essa linha representa a graduação em que as partículas de agregado assumem um arranjo de maior densidade possível (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

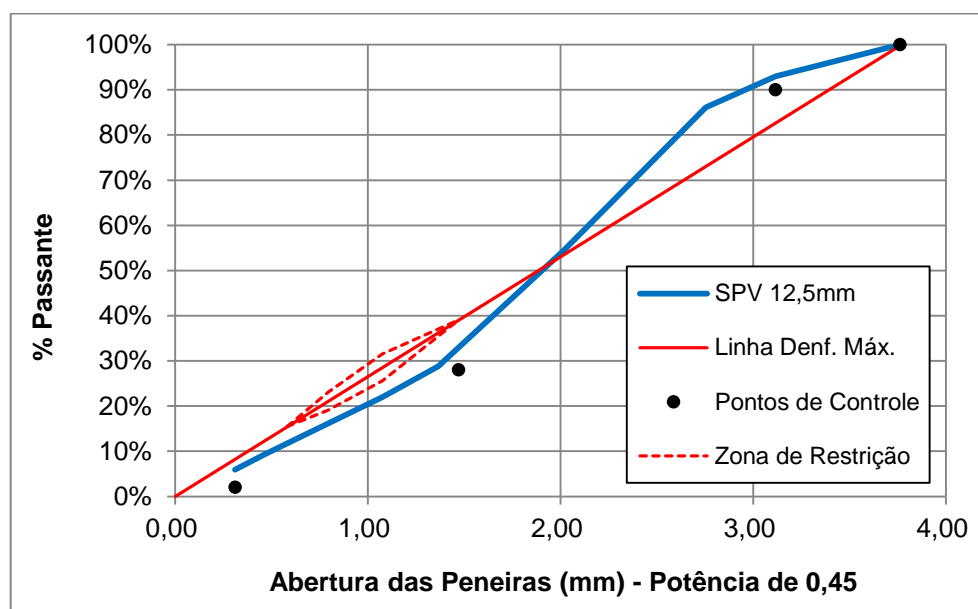


Figura 3.4 – Distribuição granulométrica SPV 12,5mm, pontos de controle, zona de restrição e linha de densificação máxima com escala horizontal na forma de potência de 0,45

Avaliou-se o enquadramento da distribuição granulométrica SPV 12,5 mm nos parâmetros do método Bailey. A Tabela 3.2 apresenta os valores dos parâmetros obtidos para a distribuição granulométrica com TMN de 12,5 mm e os limites estabelecidos pelo método. Ao final, o método Bailey foi aplicado para verificar se seria possível obter as proporções iniciais de cada agregado (Apêndice A). Os resultados dos parâmetros do método Bailey apresentados na Tabela 3.2 caracterizam uma estrutura granulométrica bem travada para a mistura SPV 12,5

mm, que deve levar ao bom desempenho da mistura quanto à deformação permanente.

Tabela 3.2 – Parâmetros do método Bailey e seus respectivos limites para TMN 12,5 mm

VERIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MÉTODO BAILEY				
Índice	Valor do Índice	Limite Inferior	Limite Superior	Atende?
Proporção de Agregado Graúdo (AG)	0,56	0,5	0,65	SIM
Proporção graúda dos Agregados Finos (GAF)	0,48	0,35	0,5	SIM
Proporção Fina dos Agregados Finos (FAF)	0,43	0,35	0,5	SIM

O *Asphalt Institute* (2001) define agregado graúdo e agregado fino em função da peneira de abertura de malha de 4,75 mm. O material passante por essa peneira é classificado como fino e o retido como graúdo. Contudo, para a determinação das densidades e da absorção das frações de agregado com tamanho de partícula de no mínimo 2,36 mm pode-se utilizar o mesmo procedimento da ASTM C 127. Para partículas com tamanhos menores que 2,36 mm e maiores que 0,075 mm utilizou-se a ASTM C 128.

A brita e o pedrisco do agregado granítico foram caracterizados também quanto à forma, à abrasão e à massa unitária solta e compactada. O pó de pedra foi avaliado quanto ao equivalente de areia e massa unitária solta e compactada. A Tabela 3.3 apresenta a caracterização dos agregados graníticos utilizados no estudo. A Figura 3.5 mostra as frações de agregado granítico utilizadas para a moldagem dos corpos de prova.

Tabela 3.3 – Caracterização dos materiais pétreos graníticos e da cal

Parâmetro	Unidade	Material					
		Brita		Pedrisco	Pó de Pedra		Cal
		A	B	C	D	E	
% Partículas alongadas e achatadas (> 5:1)	%	4		6			
% Partículas alongadas e achatadas (> 3:1)	%	34		40			
Abrasão Los Angeles	%	15,6		18,9			
Densidade real	g/cm <sup>3</sup>	2,766		2,773	2,775		2,344
Densidade aparente	g/cm <sup>3</sup>	2,750		2,740	2,741		
Absorção	%	0,2		0,4	0,4		
Massa unitária solta	g/cm <sup>3</sup>	1,441		1,392	1,580		
Massa unitária compactada	g/cm <sup>3</sup>	1,532		1,483	1,791		
Equivalente de areia	%				55		

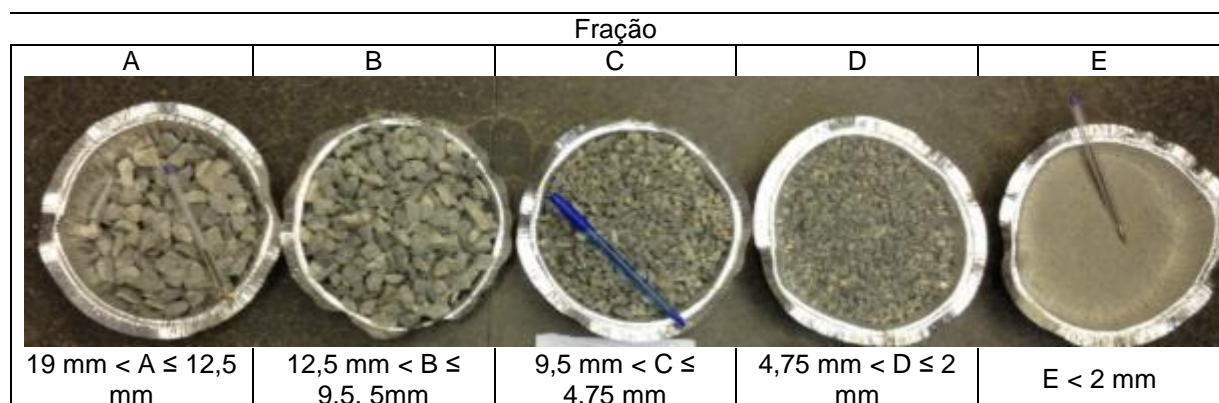


Figura 3.5 – Frações dos materiais pétreos graníticos para a composição das misturas

Nota-se pela Tabela 3.3 que os materiais pétreos apresentam valores baixos de absorção e de abrasão *Los Angeles*. Além disso, a quantidade de partículas alongadas e achatadas na razão de 5:1 é pequena em relação ao limite de 10% estabelecido pelo método Superpave. Contudo, chama a atenção a quantidade de partículas alongadas e achatadas na razão de 3:1. Agregados com esta relação ou maior, provocam o aumento do volume de vazios da mistura asfáltica e aumentam a suscetibilidade à degradação das partículas sob a ação do tráfego (VAVRIK, 1999).

Desse modo, com o propósito de analisar se o método Bailey é válido independentemente do tipo de agregado e de suas particularidades quanto à forma, coletou-se uma remessa de agregado natural de rio denominado seixo rolado



proveniente da cidade de Castilho (SP). Esse material foi fracionado peneira a peneira e foram preparados e caracterizados da mesma forma que foi feito para o agregado granítico. A Figura 3.6 mostra as frações utilizadas na confecção dos corpos de prova. A fração passante na peneira de 6,3 mm e retida na peneira de 4,75 mm, além da passante na 2 mm, foram as mesmas proveniente da pedra Rudnick (agregado granítico). A Tabela 3.4 apresenta os resultados da caracterização do agregado natural.

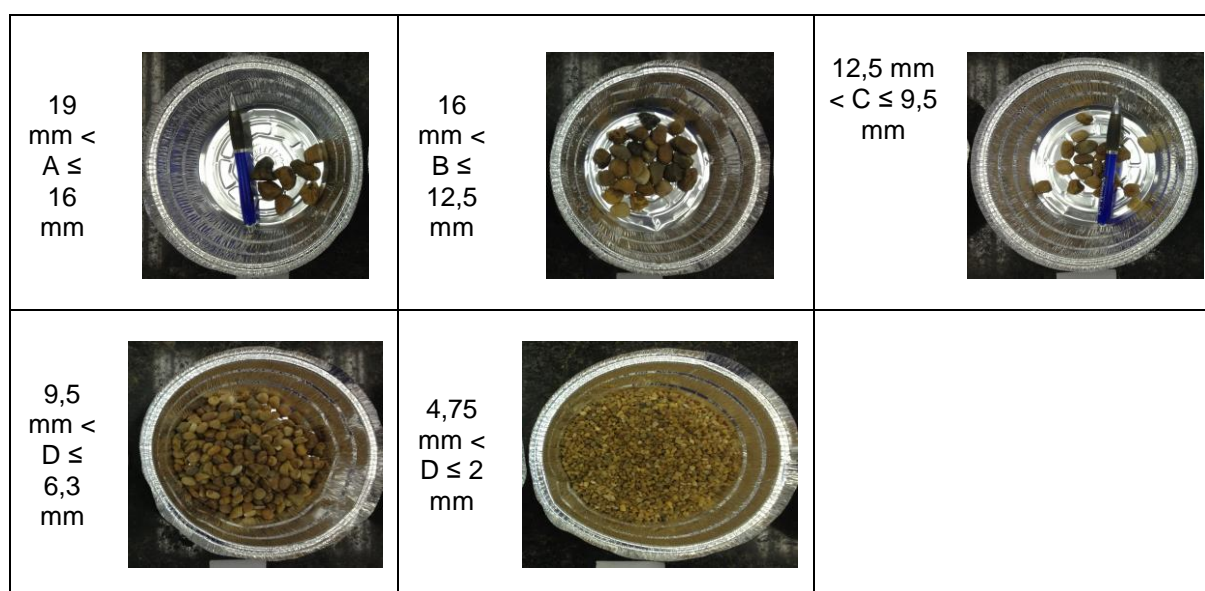


Figura 3.6 – Frações do seixo rolado para a composição das misturas

Tabela 3.4 – Caracterização do seixo rolado

Parâmetro	Unidade	
% Partículas alongadas e achatadas (> 5:1)	%	0
% Partículas alongadas e achatadas (> 3:1)	%	2
Densidade real	g/cm <sup>3</sup>	2,650
Densidade aparente	g/cm <sup>3</sup>	2,622
Absorção	%	0,41

Para avaliar os efeitos do tipo de ligante utilizou-se um modificado, SBS 60/85 e um ligante convencional, CAP 50/70. As características de cada um deles são apresentadas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Características do CAP 50/70 e do ligante modificado por SBS

Ensaio	Unidade	CAP 50/70		Ligante Modificado SBS 60/85	
		Limites	Resultado	Limites	Resultado
Penetração	0,1 mm	50 a 70	59	45 mín	39
Ponto de Amolecimento	<sup>o</sup> C	46 mín.	48,6	55 mín.	64
Recuperação elástica por torção	%	-	-	60 mín	60
Viscosidade Brookfield 135 <sup>o</sup> C	cP	274 mín.	370	3000 máx.	2330
Viscosidade Brookfield 150 <sup>o</sup> C	Cp	112 mín.	180	2000 máx	975
Viscosidade Brookfield 177 <sup>o</sup> C	Cp	57 a 285	67,3	280 máx.	285
RTFOT penetração retida	%	55 mín.	59	60 mín	48
RTFOT – Aumento do ponto de amolecimento	<sup>o</sup> C	8 máx.	5,4	5 máx.	9
RTFOT – Ductilidade a 25 <sup>o</sup> C	cm		>100		
RTFOT – variação em % de massa	%	-0,5 a 0,5	-0,328	1 máx	0,1
Ductilidade a 25 <sup>o</sup> C	cm	60 mín.	>100		
Solubilidade no Tricloroetileno	% em massa	99,5 mín.	99,9		
Ponto de Fulgor	<sup>o</sup> C	235 mín.	286		
Índice de Suscetibilidade Térmica		-1,5 a 0,7	-1,2		
Variação na recuperação elástica	%			5 máx	21,9
Massa Específica	g/cm <sup>3</sup>		1,014		1,011

O CAP modificado foi fornecido pela NTA e as temperaturas de trabalho aplicadas foram aquelas recomendadas pelo fabricante. Já para o CAP 50/70 a determinação das temperaturas de trabalho se deu em função da curva viscosidade-temperatura do ligante a partir dos resultados apresentados na Tabela 3.5 quanto à viscosidade *Brookfield* para 135, 150 e 177<sup>o</sup> C.

A temperatura de usinagem adotada foi aquela em que a viscosidade do ligante estivesse na faixa entre 150 e 190 cP. A temperatura do agregado foi definida como 13<sup>o</sup> C acima da temperatura de usinagem do ligante e sem ultrapassar 177<sup>o</sup> C. A temperatura de compactação e, conseqüentemente de envelhecimento em estufa, foi aquela em que a viscosidade do ligante estivesse na faixa entre 250 e 310 cP. A Figura 3.7 mostra os resultados obtidos para a definição das temperaturas de usinagem e de compactação do CAP 50/70.

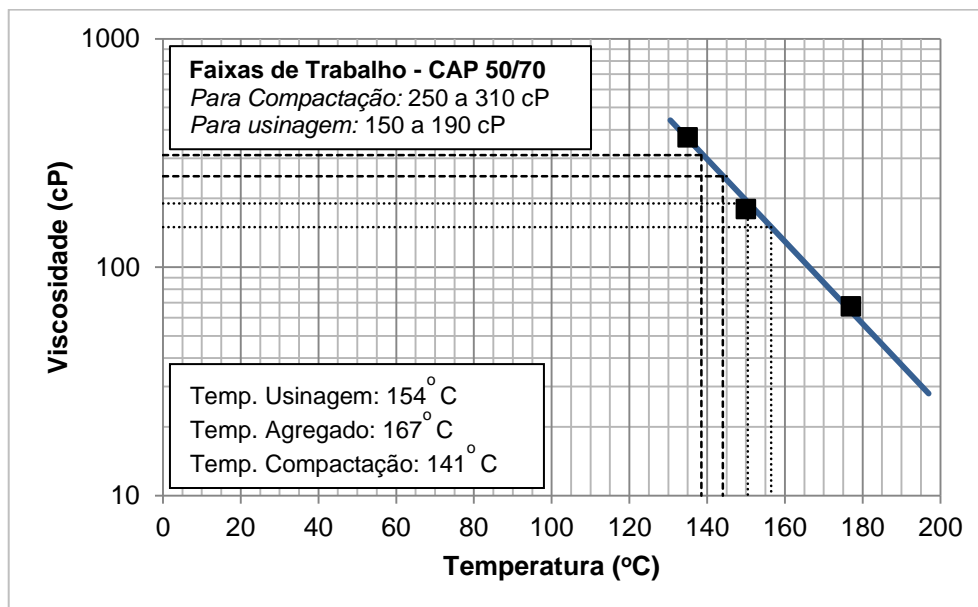


Figura 3.7 – Temperaturas de trabalho do CAP 50/70

As cinco etapas do método experimental foram elaboradas de modo a se atingir os objetivos propostos. Porém, estudos e análises complementares foram realizados durante o desenvolvimento do projeto conforme apresentado no início desse item. Esses estudos são apresentados nos seguintes Apêndices:

- Apêndice B: Avaliação das Curvas de Densificação de Corpos de Prova moldados no CGS;
- Apêndice C: Avaliação da Estrutura Interna dos Corpos de Prova Superpave de 100 mm de Diâmetro Através de Processamento Digital de Imagens;
- Apêndice D: Avaliação do Aumento da Energia e da Temperatura de compactação no Procedimento de Moldagem das Placas na Mesa Compactadora do LTP.

### *3.1.2. Etapa 2: Dosagens das misturas asfálticas e procedimentos para a avaliação dos efeitos do tipo de compactação e de alguns padrões adotados no CGS*

A Segunda Etapa contempla as dosagens, o estudo dos efeitos do método de compactação, do tamanho do molde Superpave e do número de giros no CGS.

Sobre a dosagem Superpave, avaliou-se o efeito: do diâmetro do corpo de prova (100 e 150 mm) no volume de vazios e conseqüentemente no teor de projeto; do número de giros aplicado no CGS e do processo de broqueamento e serragem dos CPs. Esses últimos tiveram o objetivo de reduzir o tamanho original das amostras Superpave em tamanho semelhante ao de corpos de prova Marshall.

Além da comparação entre os métodos de compactação Marshall e Superpave, também foram feitas comparações com amostras moldadas na PCG e na mesa compactadora do tipo LCPC tendo em vista que a compactação por este último procedimento é o que mais se aproxima de uma compactação de campo.

Segundo o manual de formulação de misturas asfálticas do LCPC (2007), existe forte relação entre o volume de vazios das amostras oriundas da PCG e as amostras de pista. Assim, as questões motivadoras da Segunda Etapa estão ligadas aos efeitos no teor de projeto e na volumetria das amostras quanto:

- 1 – Ao tipo de ligante;
- 2 – Ao diâmetro do corpo de prova do Superpave (100 e 150 mm);
- 3 – Ao processo de redução do tamanho dos corpos de prova Superpave;
- 5 – Ao número de giros no CGS;
- 6 – Ao tipo de compactação.

Porém, a questão central é: qual sistemática de compactação produz corpos de prova com condição de volume de vazios representativa a de campo após solicitação inicial do tráfego?

Desse modo, a Segunda Etapa foi dividida em quatro subetapas que estão representadas no fluxograma da Figura 3.8. A primeira subetapa é caracterizada pela realização das dosagens, dos ensaios para determinação da Gmm, dos

processos de redução de dimensões dos corpos de prova Superpave e da determinação dos parâmetros volumétricos das amostras. Os métodos de dosagens estudados foram o método Marshall (DNER ME 43/94) e o método Superpave (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

O tráfego foi considerado igual a  $3 \times 10^7$  que demanda, segundo o estabelecido pelo *Asphalt Institute* (2001), 75 golpes por face e 100 giros para corpos de prova compactados por impacto (Marshall) e por cisalhamento giratório (Superpave), respectivamente. Para esses dois métodos os teores de ligante testados variaram de  $\pm 0,5\%$  e  $\pm 1\%$  em relação ao teor de 5%.

A determinação dos parâmetros volumétricos foi feita através dos métodos da ASTM D 2726 e D 1188 e a determinação da densidade máxima foi feita através do ensaio RICE (ASTM D 2041). Utilizou-se como critério de avaliação volumétrico a especificação do *Asphalt Institute* (2001). As Figuras 3.9, 3.10 e 3.11 mostram algumas etapas do ensaio RICE, da dosagem Marshall e da dosagem Superpave, respectivamente.

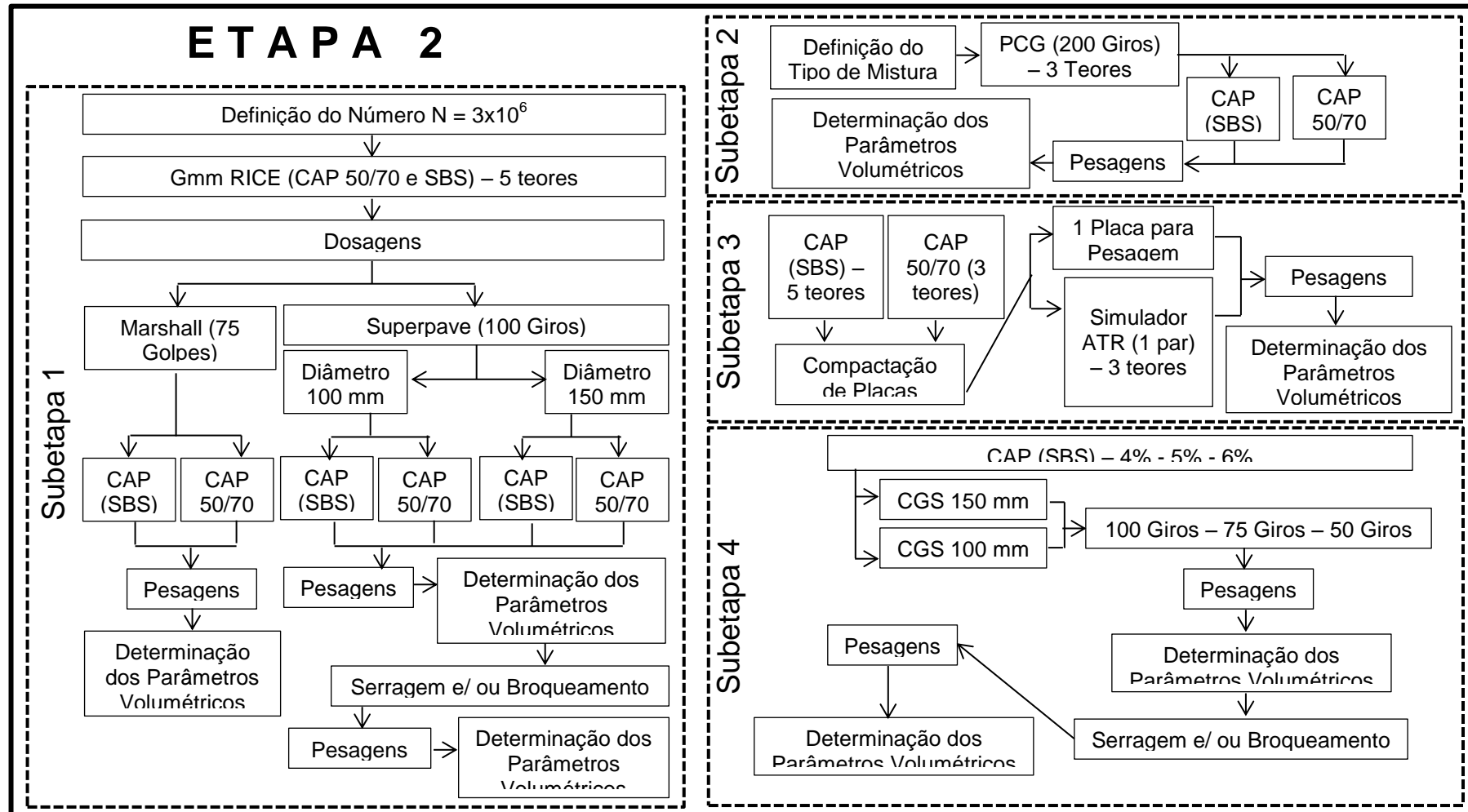


Figura 3.8 – Fluxograma da etapa 2 do método experimental



Figura 3.9 – Algumas etapas do procedimento do ensaio RICE para determinação da Gmm



Figura 3.10 – Algumas etapas do procedimento de dosagem Marshall

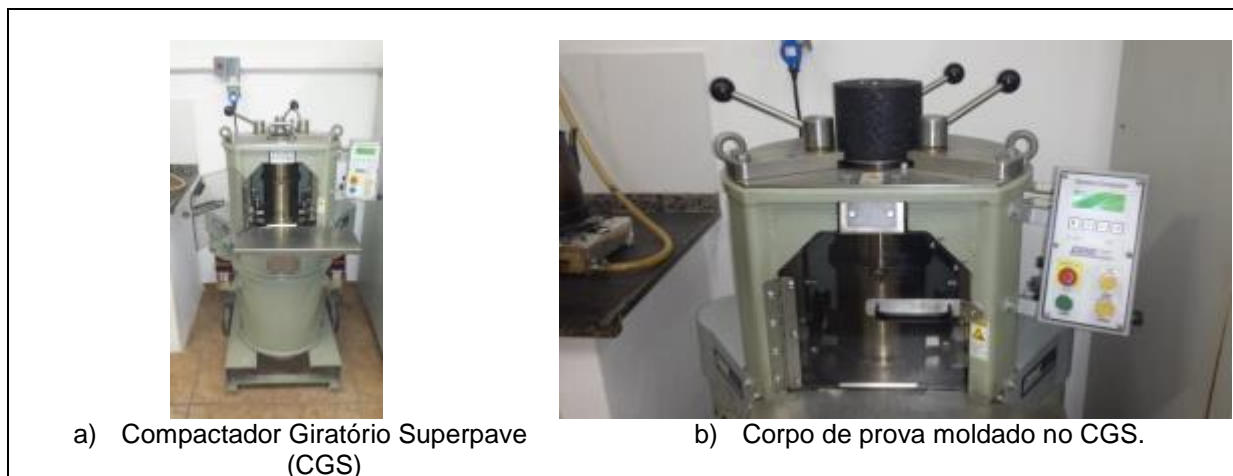


Figura 3.11 – Compactador giratório Superpave

Os corpos de prova provenientes das dosagens Marshall e Superpave tiveram suas dimensões anotadas e foram submetidos à pesagem ao ar e nas condições imersa e de superfície seca saturada de modo a se determinar os parâmetros volumétricos de cada um deles. Em seguida, os corpos de prova Superpave tiveram suas dimensões reduzidas de modo a ter diâmetro e altura iguais a de amostras Marshall. Os corpos de prova com 100 mm de diâmetro tiveram seu topo e sua base serrados, enquanto que as amostras com 150 mm precisaram ser broqueadas e serradas. A Figura 3.12 apresenta um esquema do processo de redução de tamanho dos corpos de prova Superpave.

Após o processo de redução de dimensões, as amostras resultantes tiveram suas dimensões medidas para, então, serem realizadas as pesagens e a determinação dos parâmetros volumétricos. A compactação no CGS seguiu o padrão especificado pelo *Asphalt Institute* (2001), ou seja, aplicação de pressão de compactação de 600 kPa, rotação na velocidade de 30 giros por minuto e ângulo de giro de  $1,25^\circ$ . As normas americanas para compactação giratória não fixam a altura final das amostras após a compactação como é feito no método francês.



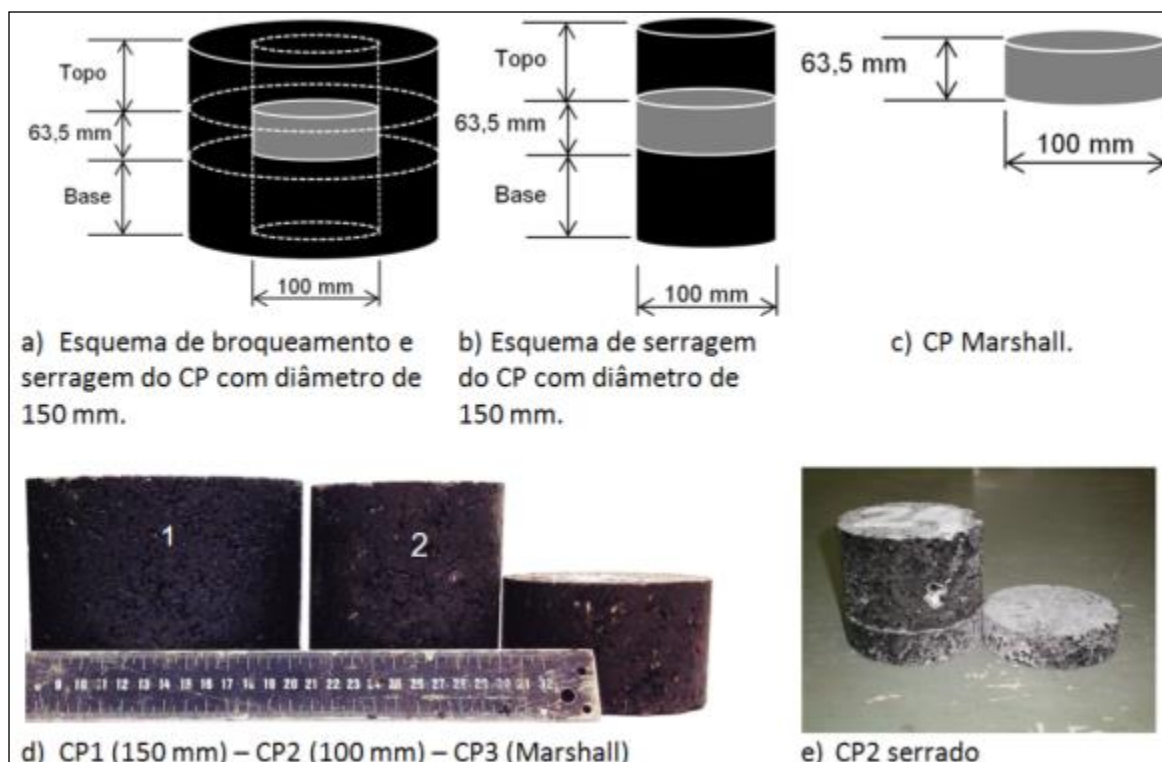


Figura 3.12 – Equema de corte dos corpos de prova Superpave

A segunda subetapa contemplou a compactação de corpos de prova na PCG de acordo com a norma AFNOR NF P 98-252 (1999) em três teores de ligante diferentes (4, 5 e 6%). Nesse momento, foi necessário verificar em que tipo de mistura do método francês a distribuição granulométrica de TMN 12,5 mm do método Superpave se enquadraria.

O método francês não estabelece faixas granulométricas, mas curvas granulométricas de partida especificadas para cada tipo de mistura asfáltica. Assim, a distribuição granulométrica desse estudo satisfaz os limites da curva de partida característica de misturas do tipo EB14-BBSG (*Enrobé Bitumineux - Béton Bitumineux Semi-Grenu*). A partir dessa definição foi possível estabelecer quais os critérios quanto ao volume de vazios e de percentual de afundamento em trilha de roda que a mistura deveria atender.

A mistura do tipo EB14-BBSG deve apresentar vazios entre 4 e 9% após 80 giros no ensaio de compactação na PCG e não deve apresentar redução superior a 5%, 7,5% e 10% de sua espessura inicial no ensaio de afundamento em trilha de roda (a

dependem do tráfego). Nos casos em que as placas compactadas apresentarem valores abaixo de 5 e 10%, admite-se que não há risco de deformação permanente sob condições muito severas e severas de tráfego, respectivamente. O valor de 7,5% é uma condição intermediária entre as demais (LCPC, 2007). A Figura 3.13 mostra a distribuição granulométrica com TMN 12,5 mm utilizada nesse trabalho e os pontos de controle da curva EB14-BBSG do método francês.

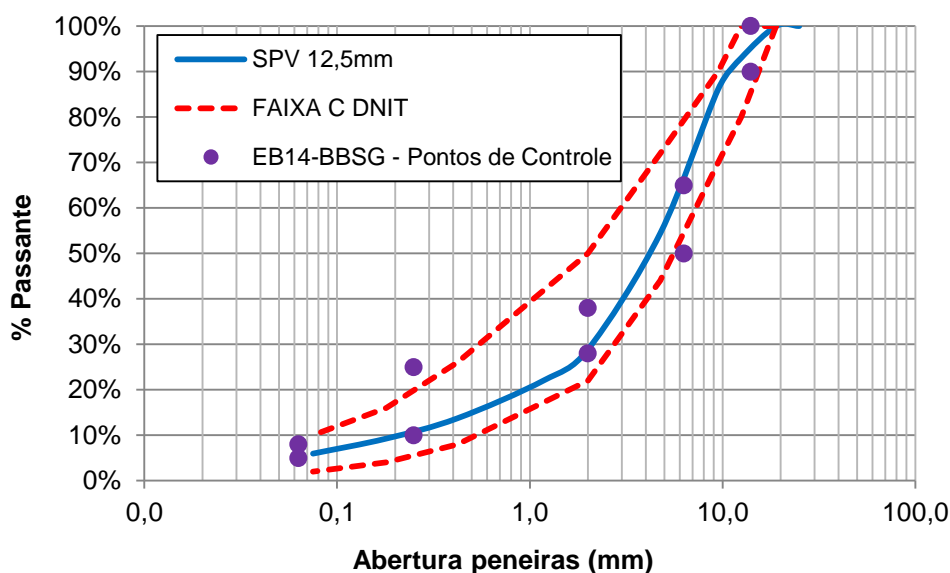


Figura 3.13 – Distribuição granulométrica com TMN 12,5 mm do método Superpave e os pontos de controle da curva de partida para misturas EB14-BBSG do método francês

O diâmetro do molde de compactação da PCG é de 150 mm e a altura mínima que o corpo de prova deve atingir ao final do ensaio é fixada em 150 mm ± 0,1 mm. A massa total de mistura é calculada de acordo com a eq. 3.1 (AFNOR NF EM 12697-5) e é função do volume final da amostra e da massa específica volumétrica real da mistura asfáltica (MVR - *Masse volumique réelle*) que é equivalente à Gmm do método americano.

$$M = d.V.MVR \quad (3.1)$$

Onde,

M é a massa do corpo de prova em Kg;

d é o diâmetro do corpo de prova em cm;

MVR é a massa específica volumétrica real da mistura (equivalente à densidade máxima medida obtida através do ensaio RICE) em  $\text{kg/cm}^3$ .

O ângulo interno de rotação do molde de compactação em relação ao eixo do corpo de prova é de  $0,82^\circ$  e é aplicada uma pressão vertical de compactação de 600 kPa ao mesmo tempo em que é aplicado um movimento circular numa velocidade de 32 RPM ao cilindro de compactação. Essas diferentes ações impõem uma compactação por amassamento da amostra, possibilitando o cálculo do volume de vazios para cada número de giro aplicado. A Figura 3.14 mostra algumas etapas do processo de compactação de misturas asfálticas na PCG.

A terceira subetapa da Etapa 2 refere-se à moldagem de três placas por teor de asfalto na mesa compactadora do tipo LCPC para os teores de 4%, 5% e 6% de CAP convencional e 4%, 4,5%, 5%, 5,5% e 6% de CAP modificado. Um par de placas por teor foi submetido ao ensaio de afundamento em trilha de roda e a última placa de cada conjunto foi serrada para a determinação dos parâmetros volumétricos.

O procedimento característico para a compactação de misturas asfálticas na forma de placas através da mesa compactadora LCPC consiste basicamente em, após a usinagem da mistura asfáltica, deixá-la em estufa à temperatura de compactação para, posteriormente, ser pesada em quantidade suficiente para a moldagem de uma placa.

A mistura é levada à mesa onde é realizada a compactação através de rolagem pneumática. O número e a posição das passadas, bem como as pressões aplicadas são especificadas pela NF EM 12697-33. As condições de ensaios são definidas em função do tamanho da placa. A Figura 3.15 apresenta o desenho esquemático de

uma placa e as posições de rolagem do pneu e a Figura 3.16 mostra a sequência executiva da densificação na mesa compactadora LCPC.

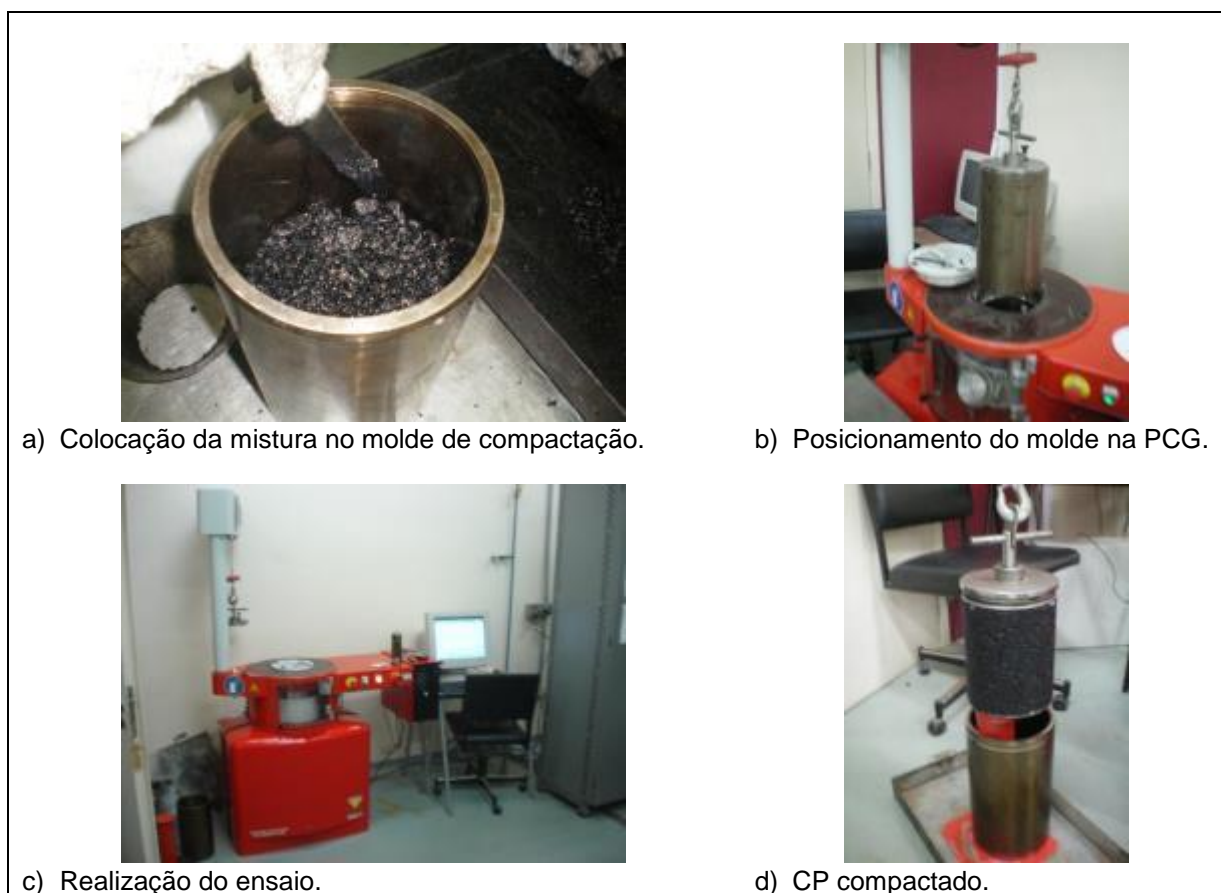


Figura 3.14 – Algumas etapas do processo de compactação de misturas asfálticas na PCG

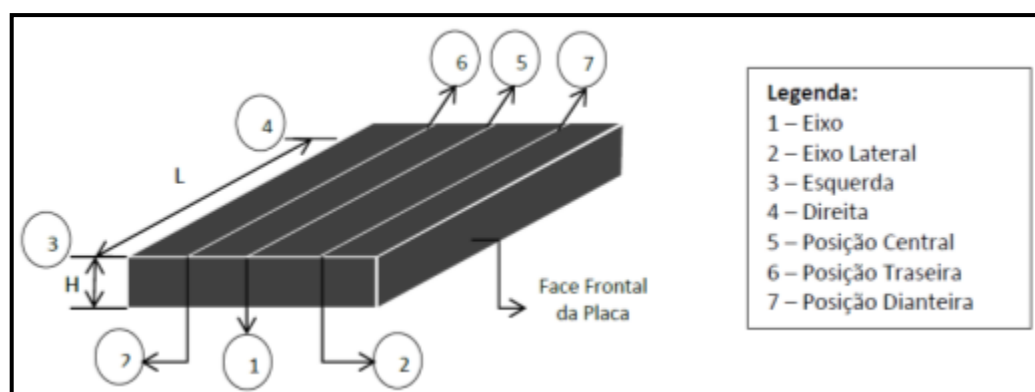


Figura 3.15 - Desenho esquemático de uma placa compactada na mesa LCPC

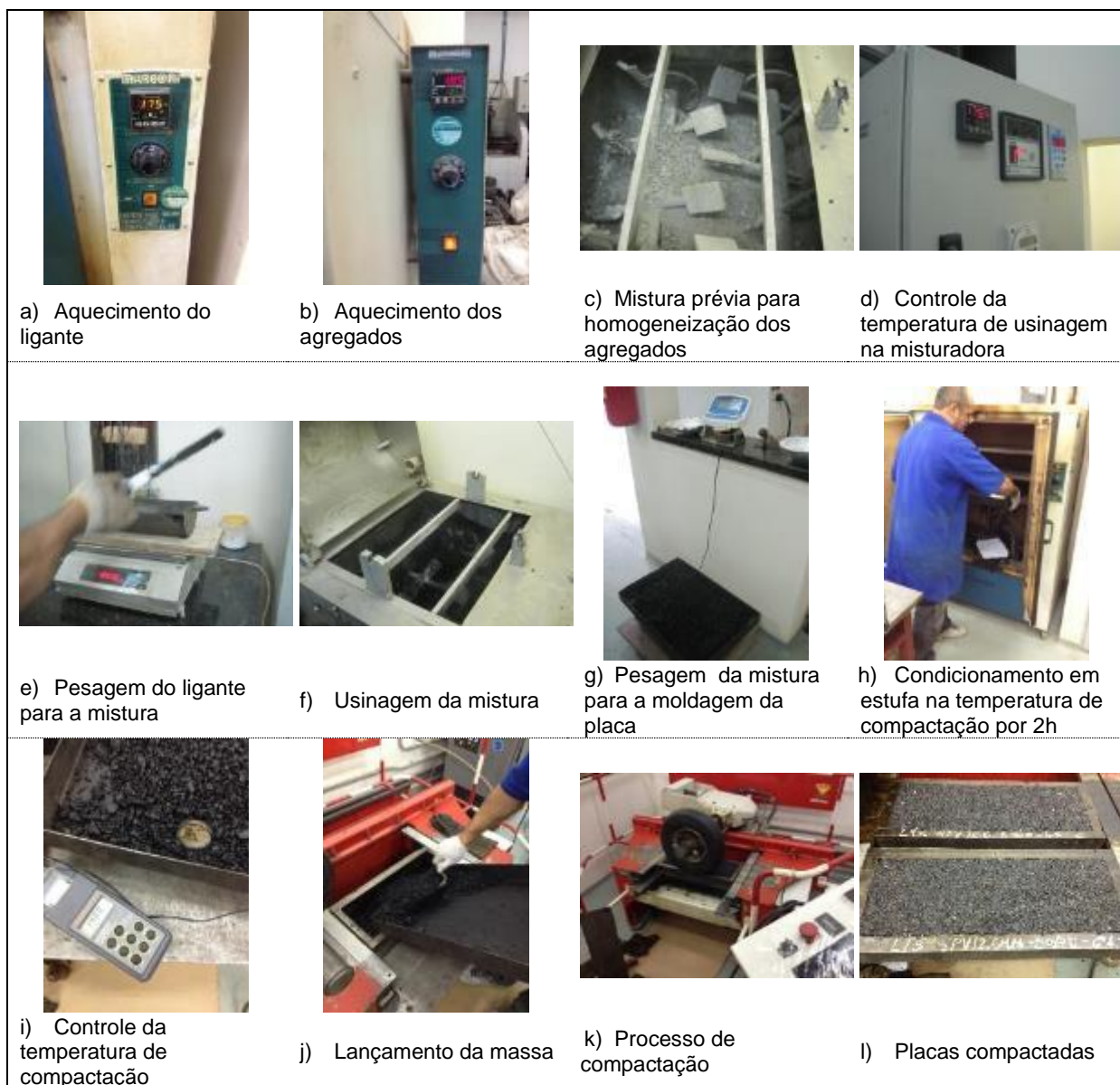


Figura 3.16 - Sequência dos procedimentos para a densificação das placas na mesa compactadora do tipo LCPC

As placas foram moldadas com 5 cm de altura, 15 cm de largura e 18 cm de comprimento. Após a compactação estas foram submetidas ao ensaio de afundamento em trilha de roda (ATR) no equipamento simulador francês com base na AFNOR NF P 98-253-1 (1993). Na Etapa 2, o propósito da realização desse tipo de ensaio foi verificar a redução no volume de vazios na parte central da placa após 30.000 ciclos do carregamento aplicado pela roda. Assim, foi possível comparar o volume de corpos de prova resultantes dos métodos de compactação Marshall e Superpave com o percentual de vazios das placas antes e após o ensaio de

afundamento em trilha de roda. A Figura 3.17 mostra a aquisição de leituras de afundamento durante a realização do ensaio e um exemplo de placa após o término do ensaio.

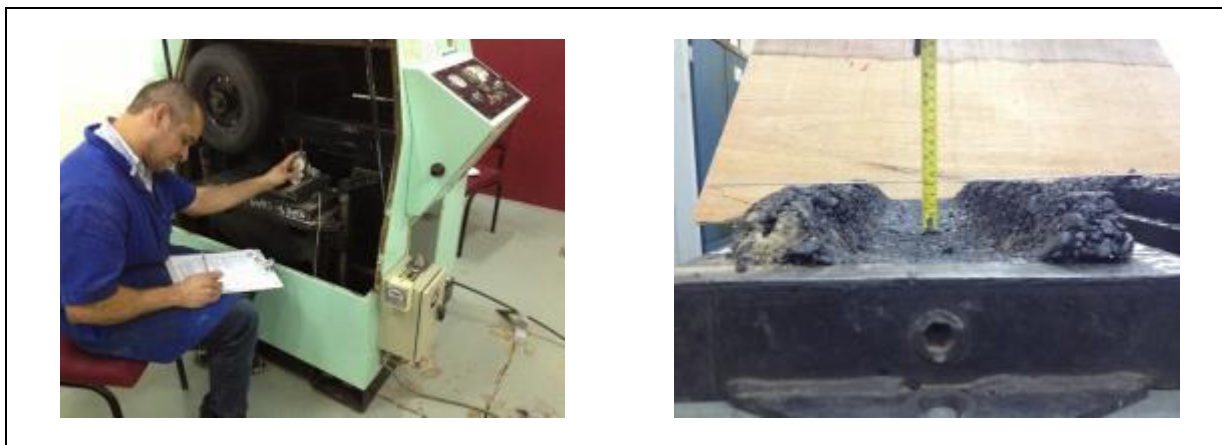


Figura 3.17 – Ensaio de afundamento em trilha de roda: a) Aquisição das leituras de afundamento e; b) Placa após ensaio de afundamento em trilha de roda

A última subetapa da Etapa 2 consistiu na análise da influência do número de giros sobre os parâmetros volumétricos em função do teor de ligante das misturas com CAP modificado por SBS e com CAP 50/70. Para os teores de 4%, 5% e 6% de ligante foram moldados corpos de prova com 100 e 150 mm de diâmetro no CGS aplicando-se 50, 75 e 100 giros.

### *3.1.3. Etapa 3: Ensaios mecânicos: ensaios de resistência à tração por compressão diametral e de módulos de resiliência e dinâmico*

Na Terceira Etapa, amostras produzidas na etapa anterior foram submetidas aos ensaios de módulo de resiliência, de resistência à tração por compressão diametral e de módulo dinâmico.

Nessa etapa, também foi moldado um novo conjunto de placas na mesa compactadora do tipo LCPC para os dois tipos de ligantes estudados e nos teores de 4, 5 e 6% de CAP. De cada uma dessas placas foram extraídos quatro corpos de

prova cilíndricos com tamanho aproximado ao de CPs Marshall que foram utilizados nos ensaios de Mr e Rt. A Figura 3.18 apresenta um exemplo de corpos de prova extraídos de uma placa para a realização desses ensaios.

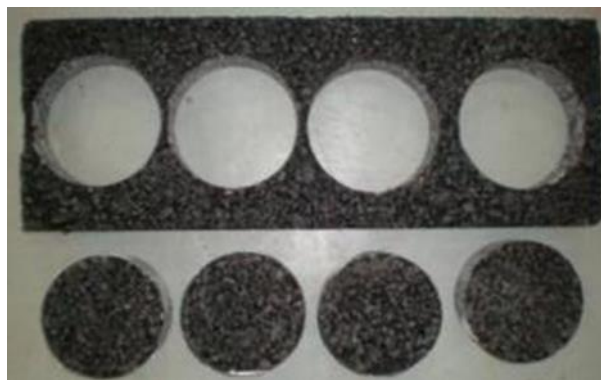


Figura 3.18 – Corpos de prova extraídos de uma placa moldada na mesa compactadora do tipo LCPC

Ainda na Etapa 3, um lote de corpos de prova Superpave foi moldado com 150 mm de diâmetro e com 4%, 5% e 6% de CAP modificado para a realização dos ensaios de módulo dinâmico ( $|E^*|$ ) conforme a norma AASHTO T 342-11. De modo a atender as especificações dessa norma, esses corpos de prova foram broqueados e tiveram seus topos e bases serrados obtendo-se amostras com diâmetro de aproximadamente 101,6 mm e altura de 150 mm.

A norma da ASTM D 7369 orientou a execução dos ensaios de módulo de resiliência das amostras cilíndricas de concreto asfáltico. Os ensaios foram feitos através da aplicação de carga repetida de compressão ao longo do plano diametral vertical a 25°C. Durante a realização dos ensaios de Mr foram feitas as aquisições dos deslocamentos horizontais e verticais resultantes que foram utilizados para os cálculos das deformações e dos coeficientes de Poisson.

O nível de carga aplicado foi determinado em função de ensaios prévios de resistência à tração por compressão diametral. A duração de cada ciclo de carregamento foi de 1 s, sendo 0,1 s de aplicação de carga e 0,9 s de repouso.

A ASTM D 7369 estabelece a forma para determinação dos módulos de resiliência total e do módulo de resiliência instantâneo que requererem o cálculo das deformações total e instantânea através da curva descolamento-tempo mostrada na Figura 3.19.

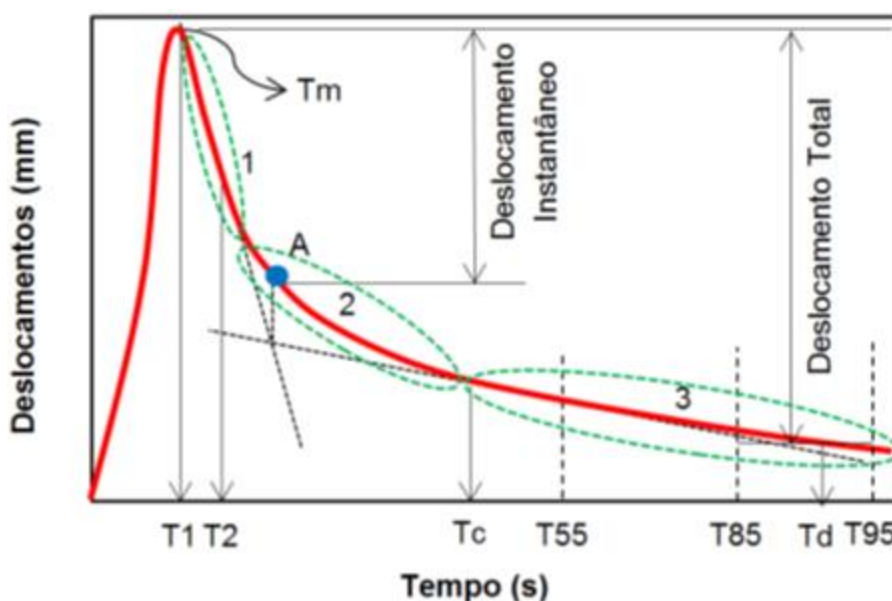


Figura 3.19 – Desenho esquemático de uma curva descolamento-tempo (1 ciclo) para determinação das deformações instantânea e total

Os cálculos das deformações instantânea e total demandam a realização de regressões em três partes distintas da curva descolamento-tempo. A primeira parte é referente ao segmento reto da fase de descarregamento definido pelos pontos T1 e T2 na Figura 3.19. A segunda representa a curva de ligação entre T2 e Tc, que conecta a fase de descarregamento ao trecho de recuperação (Tc ao Td). O ponto Tc é definido como igual a 40% da fase de repouso e o ponto Td é igual a 90% dessa mesma fase.

Uma tangente deve ser traçada pelo ponto correspondente a 55% da fase de repouso. A interseção entre as duas equações lineares é utilizada para determinar o tempo correspondente à deformação instantânea (ilustrado pelo ponto verde na Figura 3.19). A primeira equação linear é referente à fase de descarregamento que corresponde à metade do tempo de carregamento ( $0,1 \times 0,5 = 0,05$  s). Esse



segmento reto ocorre entre o tempo de pico de carga ( $T_m$ ) mais 0,005 s ( $T_1$ ) e o pico de tempo de carga mais 0,05 s ( $T_2$ ).

A segunda equação linear correspondente à tangente passante pelo ponto T55, como mostrado na Figura 3.19. A coordenada horizontal do cruzamento das duas equações lineares corresponde à coordenada horizontal do ponto A sobre a hipérbole que liga os dois segmentos retos. A diferença entre as ordenadas do deslocamento máximo e aquele do ponto A representa o deslocamento instantâneo.

O deslocamento total é obtido pela diferença entre o pico referente ao deslocamento máximo e a média dos deslocamentos obtidos entre 85 e 95% do período de repouso.

Com a determinação dos deslocamentos vertical e horizontal pode-se calcular o coeficiente de Poisson de acordo com a eq. 3.1 e o módulo de resiliência através da eq. 3.2. Os parâmetros  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $I_3$  e  $I_4$  são obtidos através da Tabela 3.6. O cálculo do  $M_r$  dos corpos de prova é realizado somente para os últimos 5 ciclos de carregamento, após a fase de condicionamento da amostra. A Figura 3.20 mostra o detalhe da instrumentação para dos ensaios de  $M_r$  na prensa MTS 810 do LPT.

$$\mu = \frac{I_4 - I_1 x \left( \frac{\delta_v}{\delta_h} \right)}{I_3 - I_2 x \left( \frac{\delta_v}{\delta_h} \right)} \quad (3.1)$$

$$M_r = \frac{P}{\delta_{hxt}} (I_1 - I_2 x \mu) \quad (3.2)$$

Onde,

$\mu$  é o coeficiente de Poisson;

$\delta_v$  e  $\delta_h$  são os deslocamentos recuperáveis vertical e horizontal, respectivamente, em mm;

$M_r$  é o módulo de resiliência em MPa;

$P$  é a carga cíclica aplicada em N;

$t$  é a espessura da amostra em mm;

$I_1$ ,  $I_2$ ,  $I_3$  e  $I_4$  são obtidos a partir da Tabela 3.3 considerando as dimensões de corpos de prova Marshall e o posicionamento dos LVDTs (*linear voltage displacement transducers*).

Tabela 3.6 – Valores dos parâmetros  $I_1$ ,  $I_2$ ,  $I_3$  e  $I_4$  para corpos de prova com dimensões Marshall

$I_1$	$I_2$	$I_3$	$I_4$
0,269895	-1,000000	-0,062745	-3,587913

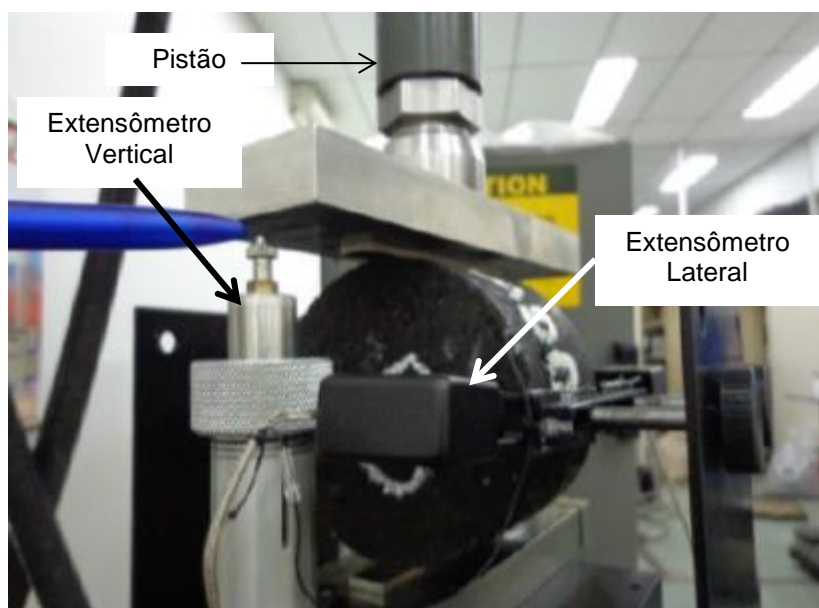


Figura 3.20 – Detalhe da instrumentação para a realização dos ensaios de  $M_r$

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral ( $R_t$ ) foram conduzidos por aplicação de carga através do plano diametral vertical de amostras cilíndricas de concreto asfáltico com tamanho aproximado de 63,5 mm de altura e de 101 mm de diâmetro. Os ensaios foram executados a 25° C e a uma taxa de carregamento de 50 mm/min. Os picos de carga no momento da ruptura foram utilizados para o

cálculo das  $R_t$ s aplicando-se a eq. 3.3. A Figura 3.21 apresenta um exemplo de realização do ensaio de  $R_t$  na prensa MTS 810 do LTP.

$$R_t = \frac{2000.P}{\pi.t.D} \quad (3.3)$$

Onde,

$R_t$  é a resistência à tração por compressão diametral em kPa;

$P$  é a carga máxima no momento da ruptura em N;

$t$  é a altura da amostra antes do ensaio em mm;

$D$  é o diâmetro da amostra antes do ensaio em mm.



Figura 3.21 – Exemplo de execução de ensaio de  $R_t$  em amostras cilíndricas de concreto asfáltico

Os ensaios de módulo dinâmico ( $|E^*|$ ) da Etapa 3 foram realizados em amostras broqueadas a partir de corpos de prova Superpave de 150 mm de diâmetro para os teores de 4%, 5% e 6% de CAP modificado por SBS. O ensaio constitui-se pela aplicação senoidal de tensão de compressão axial numa dada temperatura e

frequência de carregamento. A tensão aplicada e a deformação axial resultante são utilizadas para o cálculo do módulo dinâmico e do ângulo de fase.

Segundo as recomendações da AASHTO T 342-11, uma série de testes é necessária para traçar a curva mestra. Esta demanda a realização dos ensaios nas temperaturas de -10 °C, 4,4 °C, 21,1 °C, 37,8 °C e 54 °C e nas frequências de 0,1; 0,5; 1; 5; 10 e 25 Hz para cada uma das temperaturas.

Cada amostra de teste, individualmente instrumentada com um mínimo de dois LVDTs, deve ser ensaiada para cada uma das 30 combinações de temperatura e frequência começando com a menor temperatura e seguindo para a temperatura mais alta. Os ensaios para uma determinada temperatura devem ser iniciados a partir da maior frequência.

A amostra é colocada na câmara de controle de temperatura para proceder com o equilíbrio da temperatura de teste em  $\pm 0,3^{\circ}$  C. A temperatura da amostra deve ser monitorada por meio de um termômetro colocado no seu interior. A AASHTO T 342-11 recomenda o tempo mínimo para o equilíbrio da temperatura como mostrado na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Tempo mínimo recomendado para o equilíbrio da temperatura de amostras de concreto asfáltico para o ensaio de  $|E^*|$  (AASHTO T342-11)

Temperatura de ensaio °C	Tempo para equilíbrio da temperatura a partir da temperatura da sala de ensaio de 25° C	Tempo para equilíbrio da temperatura a partir da temperatura de teste anterior.
	h	H
-10	Uma noite	Uma noite
4	Um noite	4 horas ou uma noite
21	1	3
37	2	2
54	3	1

A amostra é montada no interior da câmara de controle de temperatura colocando-se um par de LVDTs em geratrizes opostas do CP como ilustrado na Figura 3.22 e, a

partir da média dos deslocamentos desses dois sensores, são calculadas as deformações axiais.

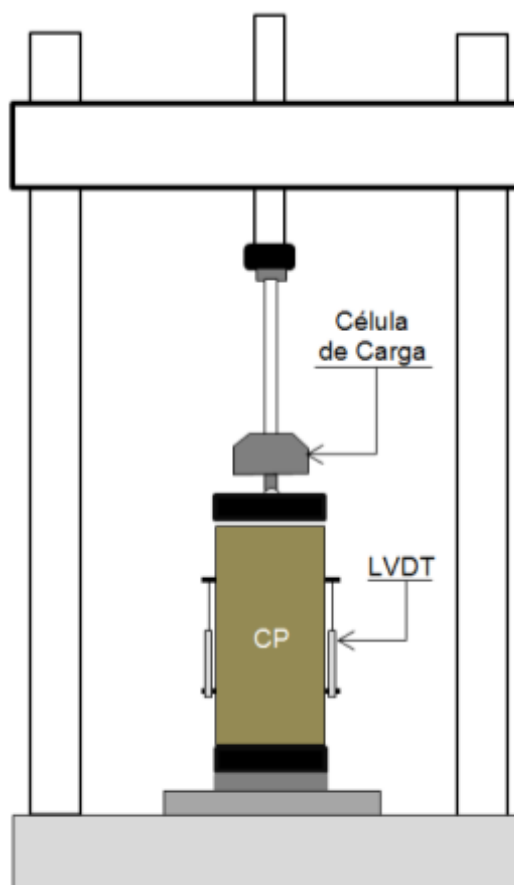


Figura 3.22 – Esquema geral do ensaio de módulo dinâmico

Uma carga de contato igual a 5% da carga de ensaio é aplicada à amostra. A carga dinâmica é aplicada com pulso senoidal e deve resultar em deformações entre 50 e 150 *microstrains* ( $10^{-6}$  m/m). A carga aplicada varia em função da rigidez da amostra testada, sendo necessária a aplicação de cargas maiores para temperaturas mais baixa ou frequências mais altas.

Inicialmente, a amostra de teste é pré-condicionada com 200 ciclos a 25 Hz a um nível de tensão correspondente ao apresentado na Tabela 3.8. Então, os ensaios são iniciados a partir da temperatura mais baixa ( $-10^{\circ}$  C) e com aplicação de carregamento de acordo com a Tabela 3.9. Para cada temperatura de teste o

carregamento é aplicado a partir da frequência mais alta (25 Hz). Esclarece-se que é adotado um período de repouso de 2 minutos entre cada uma das frequências, sendo que esse período não pode ser maior que 30 minutos. O valor absoluto de módulo dinâmico para uma dada frequência é calculado utilizando a eq. 3.4.

$$|E^*(\omega)| = \frac{|\sigma^*|}{|\varepsilon^*|} \quad (3.4)$$

Onde,

$|E^*(\omega)|$  é o valor de módulo dinâmico para a frequência  $\omega$  em kPa;

$|\sigma^*|$  é a magnitude de tensão em kPa;

$|\varepsilon^*|$  é amplitude de deformação axial média.

Tabela 3.8 – Nível de tensão para os ensaios de módulo dinâmico segundo a AASHTO T 342-11

Temperatura de ensaio ° C	Nível de tensão KPa
-10	1400 a 2800
4	700 a 1400
21	350 a 700
37	140 a 250
54	35 a 70

Tabela 3.9 – Número de ciclos para a sequência do ensaio de  $|E^*|$  segundo a AASHTO T 342-11

Frequência Hz	Número de Ciclos
25	200
10	200
5	100
1	20
0,5	15
0,1	15

#### *3.1.4 Etapa 4: Ensaios de Afundamento em trilha de roda em simulador LCPC e ensaios de fadiga por compressão diametral*

Na dosagem de misturas asfálticas para pavimentação, métodos de compactação diferentes resultam em teores de ligante e de vazios também distintos. Contudo, independentemente do tipo de compactação utilizada no procedimento de dosagem em laboratório, a compactação de campo será sempre a mesma, ou seja, executada por uma combinação de passagens de rolos pneumáticos e lisos.

Assim, misturas dosadas por métodos diferentes e solicitadas pelas mesmas condições de tráfego e de clima poderão se comportar de maneira distinta no que tange aos principais tipos de defeitos que ocorrem em pavimentos asfálticos: deformação permanente e fadiga.

Desse modo, na Etapa 4 do método experimental concentraram-se os ensaios de afundamento em trilha de roda e os ensaios de fadiga em que esses últimos foram feitos a partir de corpos cilíndricos extraídos de placas moldadas por rolagem pneumática na mesa compactadora LCPC.

Os ensaios foram feitos variando-se o teor e o tipo de ligante, porém, mantendo-se a mesma estrutura pétreia projetada de acordo com o método Bailey (VAVRIK, PINE e CARPENTER, 2001), além da mesma energia de compactação. Nessa etapa foram utilizados um ligante convencional, CAP 50/70, e um CAP modificado, SBS 60/85. Nos ensaios de fadiga e de ATR, as misturas com CAP 50/70 foram elaboradas com teores de 4%, 5% e 6% e as misturas com CAP modificado foram fabricadas nos teores de 4%, 5% e 6% para os ensaios de fadiga e de 4%, 4,5%, 5%, 5,5% e 6% para os ensaios de ATR.

O projeto da composição granulométrica de acordo com o procedimento Bailey teve o propósito de garantir o bom intertravamento da estrutura pétreia, favorecendo a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas e facilitando assim, a avaliação do efeito do tipo de ligante quanto a esse fenômeno.

A preparação das placas para os ensaios de ATR foi realizada na Etapa 2, conforme discutido anteriormente. Quanto aos ensaios de fadiga, esses foram executados à tensão controlada por aplicação diametral de carga vertical cíclica com duração de 0,1 s e 0,9 s de repouso.

Para cada teor de ligante foram moldadas quatro placas, onde uma delas teve seus bordos cortados de modo a se realizar os procedimentos de pesagem da parte central da placa para a determinação de seus parâmetros volumétricos. Das três placas restantes, por teor, foram extraídos quatro corpos de prova cilíndricos com dimensões aproximadas de 100 mm de diâmetro e 50 mm de altura.

Para cada nível de tensão aplicado, referente a cada teor e tipo de ligante testado, foram ensaiadas três réplicas. No total foram ensaiados setenta e dois corpos de prova para os ensaios de fadiga. Esses ensaios foram realizados à tensão controlada para 20, 30, 40 e 50% da carga de resistência à tração indireta, sendo o carregamento aplicado diametralmente a temperatura controlada de 25° C.

O critério adotado para o fim do ensaio de fadiga foi a ocorrência do completo rompimento do corpo de prova em duas partes, ou a ocorrência de deslocamento acumulado de 5 mm. Ao fim de cada ensaio, anotou-se o número de aplicações de carga necessário para o fim do ensaio e calculou-se a diferença de tensões no centro da amostra pela eq. 3.5. Os resultados dos ensaios de fadiga são apresentados através de um modelo traçado em um gráfico log-log em que a escala vertical representa o número de repetição de carga para o término do ensaio e o eixo horizontal é referente ao respectivo valor de diferença de tensão no centro da amostra.

$$\Delta\sigma = \frac{8.P}{100.\pi.d.h} \quad (3.5)$$

Onde,

$\Delta\sigma$  é a diferença de tensões no centro dos corpos de prova em MPa;



P é a carga cíclica aplicada em N;

d é o diâmetro médio da amostra em cm;

h é a altura média da amostra em cm.

### *3.1.5 Etapa 5: Avaliação da eficiência do método de Bailey de composição granulométrica quanto à resistência à deformação permanente*

Na última Etapa do método experimental, avaliou-se a eficiência do método Bailey de composição granulométrica quanto à resistência à deformação permanente em função do tipo de agregado utilizado. Nessa fase, utilizou-se um ligante de menor consistência (CAP 50/70) e comparou-se os resultados dos ensaios de ATR de misturas elaboradas com o agregado granítico comumente utilizado em obras rodoviárias e um agregado natural denominado de seixo rolado. Apesar da mudança no tipo de agregado e das diferenças entre as massa unitárias e massa específicas, conseguiu-se manter a mesma estrutura pétreia do método Bailey através do fracionamento peneira a peneira dos agregados.

Tendo em vista que essa última etapa não foi prevista inicialmente no projeto, limitou-se as análises para a pior condição representativa dos efeitos da deformação permanente (6% de CAP 50/70) devido à quantidade de material disponibilizado.

## **3.2 Identificação de *Outliers* para Análise de Resultados**

A análise dos resultados foi baseada no valor médio e no desvio padrão dos parâmetros volumétricos obtidos e dos resultados de módulo de resiliência, resistência à tração por compressão diametral, fadiga e afundamento em trilha de roda. Para a identificação dos *outliers* utilizou-se o teste de Grubbs (1974), que constitui uma ferramenta estatística para identificar valores discrepantes dentro de uma amostragem. Esse teste pode ser aplicado quando se tem uma distribuição normal ou similar a esta.

Um *outlier* é definido por Grubbs (1974) como aquele valor que apresenta desvio significativo em relação aos outros membros da amostra. Uma vez identificado, duas hipóteses podem ocorrer:

- a) O valor identificado como *outlier* resulta de uma manifestação da variabilidade dos dados. Nesse caso, o valor identificado como *outlier* deve ser mantido e processado da mesma forma que os demais valores da amostragem;
- b) O valor identificado como *outlier* resulta de erro grosseiro no procedimento experimental, no cálculo, ou ainda na anotação do valor numérico. Nestes casos, recomenda-se uma investigação para identificar as razões do aparecimento do *outlier*. Uma vez identificada a fonte de erro, o valor pode ser retirado da amostragem.

A detecção do *outlier* é feita comparando-se o valor apurado com o valor crítico (T) que depende do número de valores apurados da amostragem e em função do nível de significância desejado.

A significância estatística está relacionada ao grau de confiabilidade que um valor apresenta de ser “verdadeiro”, ou seja, de representar um valor que ocorra dentro de uma amostragem (GRUBBS, 1974).

O nível de significância pode ser entendido como o risco de se rejeitar um valor “verdadeiro” dentro de uma amostragem observada. Para testes estatísticos com observação de *outliers* é recomendado um nível de significância entre 1 e 5%. Valores acima de 5% não são usuais (GRUBBS, 1974). Neste trabalho, utilizou-se um nível de significância de 5%, que representa uma confiabilidade de 95%.

Para a aplicação do teste de Grubbs é necessário conhecer o valor mínimo ( $X_1$ ) e o valor máximo ( $X_n$ ) que ocorrem dentro da amostragem e ordená-los de maneira crescente. Desse modo, determina-se o potencial do valor analisado ser um *outlier* acima do valor médio ( $T_n$ ) ou um *outlier* abaixo do valor médio ( $T_1$ ). Os valores de  $T_n$  e  $T_1$  são calculados através das equações 3.6 e 3.7.

$$T_n = \frac{X_n - \bar{X}}{S} \quad (3.6)$$

$$T_1 = \frac{\bar{X} - X_1}{S} \quad (3.7)$$

Onde,

$T_n$  é o valor teste para a possibilidade de ser um *outlier* acima do valor médio;

$T_1$  é o valor teste para a possibilidade de ser um *outlier* abaixo do valor médio;

$X_n$  é o maior valor da amostragem;

$\bar{X}$  é o valor médio;

$X_1$  é o menor valor da amostragem, e;

$S$  é o desvio padrão.

Os valores  $T_n$  e  $T_1$  são comparados com o valor crítico (T) da Tabela 3.10. Quando se deseja identificar *outliers* que possam ocorrer tanto acima quanto abaixo do valor médio, mas a ocorrência simultânea de ambos seja improvável, deve-se analisar tanto  $T_n$  quanto  $T_1$  e verificar qual dos dois apresenta maior valor. Nessa situação, o nível de significância de 0,025 na Tabela 3.10 deve ser adotado para que se tenha a significância real de 0,05.

Tabela 3.10 – Valores críticos (T) para testes de apenas um lado ( $T_n$  ou  $T_1$ ) quando o desvio padrão é calculado a partir da mesma amostra (adaptado de GRUBBS, 1974)

Número de observações	Nível de significância (%)					
	0,1	0,5	1	2,5	5	10
3	1,155	1,155	1,155	1,155	1,153	1,148
4	1,499	1,496	1,492	1,481	1,463	1,425
5	1,780	1,764	1,749	1,715	1,672	1,602
6	2,011	1,973	1,944	1,887	1,822	1,729
7	2,201	2,139	2,097	2,020	1,938	1,828
8	2,358	2,274	2,221	2,126	2,032	1,909
9	2,492	2,387	2,323	2,290	2,110	1,977
10	2,606	2,482	2,410	2,355	2,176	2,036

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 4.1 Efeito do Método de Dosagem e das Condições de Compactação sobre o Teor de Projeto e o Volume de Vazios de Misturas Asfálticas Densas

A fase de dosagem das misturas asfálticas consistiu na moldagem de corpos de prova pelo método de compactação Marshall (DNER ME 043/94) e por compactação giratória do método Superpave (ASPHALT INSTITUTE, 2001). Na compactação por impacto foram aplicados 75 golpes por face do soquete Marshall e 100 giros no compactador giratório para o método Superpave.

No caso da sistemática Superpave, utilizaram-se dois diâmetros diferentes de cilindro de compactação (100 e 150 mm) de modo a viabilizar a avaliação do efeito do tamanho da amostra sobre o volume de vazios. Além disso, avaliou-se o efeito do número de giros no CGS e, para esse fim, foi realizada a moldagem de um novo conjunto de corpos de prova com 50, 75 e 100 giros. Também foi avaliado o efeito do tipo de compactação e do tipo ligante e para isso foram moldados corpos de prova na PCG e na mesa compactadora do tipo LCPC utilizando um ligante modificado por SBS (60/85) e um ligante convencional de menor consistência (CAP 50/70). Em todos os casos manteve-se o mesmo agregado e a mesma distribuição granulométrica.

Durante o processamento dos dados das dosagens Marshall e Superpave, procurou-se atender ao critério de 4% de volume de vazios, respeitando-se, concomitantemente, os limites estabelecidos pelo *Asphalt Institute* (2001) para o VMA e para o VFA. Todos os parâmetros volumétricos foram determinados de acordo com o estabelecido pelo *Asphalt Institute* (2001). O Apêndice E apresenta as planilhas com os dados e os gráficos das dosagens para cada uma das misturas estudadas. A Tabela 4.1 mostra os valores médios dos parâmetros volumétricos e dos teores de projeto obtidos para cada tipo de ligante em função do tipo de compactação utilizado.

Tabela 4.1 – Teores de projeto e parâmetros volumétricos para os ligantes estudados em função do tipo de compactação utilizado

Tipo de Ligante	Método de Compactação	Parâmetro			
		Teor de Projeto (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)
Modificado por SBS	Marshall	5,8	4	16,9	75
	Superpave 100 mm	5,8	4	16,6	75
	Superpave 150 mm	5,2	4	15,6	74
CAP 50/70	Marshall	5,5	4,2	17	74
	Superpave 100 mm	5,5	4,3	16,9	75
	Superpave 150 mm	5,1	4	15,8	74

Verifica-se pela análise da Tabela 4.1 que, para um mesmo tipo de ligante, os métodos Marshall e Superpave de 100 mm conduziram aos mesmos teores de projeto e aos mesmos valores de volume de vazios, indicando similaridade entre as amostras produzidas pelos dois métodos quanto à volumetria. Contudo, existe efeito significativo do tamanho do molde. O maior tamanho de cilindro (150mm) leva a teores de projeto consideravelmente menores para o mesmo valor de volume de vazios, ou similares.

Observa-se também que, independentemente do tipo de compactação, misturas com CAP de menor viscosidade resultaram em teores de projeto menores em relação àqueles obtidos para as misturas com CAP modificado. Essa constatação é corroborada pelos resultados do estudo de Soares et al. (1999) em que CAPs de menor consistência demandaram menor quantidade de ligante para atender aos requisitos volumétricos da dosagem Marshall.

Essa tendência poderia ser creditada ao fato de que a mistura se tornou mais trabalhável com uso do CAP 50/70 exigindo, assim, um menor consumo de ligante. Essa asserção foi motivadora da análise quanto à habilidade de compactação das misturas e a influência no seu comportamento mecânico que serão discutidos ao longo desse Capítulo.

Além disso, percebe-se pela Tabela 4.1 que o efeito do tipo de ligante foi mais evidente para os métodos de compactação Marshall e Superpave com 100 mm, ou seja, esses métodos se mostraram mais sensíveis ao tipo de ligante corroborando os resultados de Nascimento (2008).

Apesar da evidente influência do método de compactação no teor de projeto, essa comparação direta entre os teores de sistemáticas diferentes não é a forma mais adequada de comparação, pois o que define o teor de projeto em cada uma dessas sistemáticas é a energia de compactação aplicada. Para um determinado teor obtido através do método de dosagem Marshall haverá uma energia equivalente no método Superpave onde o mesmo teor será encontrado.

Desse modo, determinou-se o número de giros equivalente que resultaria no volume de vazios de projeto do método Marshall, segundo o procedimento descrito em Nascimento (2008) e detalhado para este estudo no Apêndice F. Os resultados referentes à determinação do número de giros equivalente são apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Número de giros equivalente ( $NG_{eq}$ ) do CGS para se obter o mesmo teor de projeto Marshall

Ligante	Diâmetro do Molde (mm)	Va (%) - Marshall	$NG_{eq}$
SBS	100	4	83
	150	4	50
CAP 50/70	100	4,2	83
	150	4,2	66

Nota-se pela análise da Tabela 4.2 que na condição de projeto padrão de misturas asfálticas do Superpave (moldes de 150 mm de diâmetro) o número de giros equivalente ao teor de projeto Marshall variou de 50 a 66 giros, faixa similar à obtida por Nascimento (2008) para misturas com TMN de 12,5 mm.

Apesar de os parâmetros volumétricos do método Superpave de 100 mm terem se equiparados ao dos corpos de prova Marshall, verifica-se que a aplicação de 100 giros ainda é relativamente alta, sendo que, independentemente do tipo de ligante, o número de giros equivalente foi igual a 83. Nesse contexto, através do exemplo mostrado na Tabela 4.3, é importante esclarecer que o volume de vazios entre 80 e 100 giros dos corpos de prova com 100 mm de diâmetro do método Superpave foram semelhantes, indicando um possível limite de densificação, para tal condição.

Assim, torna-se importante a incorporação do conceito de *locking point*. Considerou-se o método LP3 proposto por Watson et al. (2008) para a definição do *locking point*. As Tabelas 4.4 e 4.5 apresentam os números de giros correspondentes ao *locking point* das misturas com CAP modificado e com CAP 50/70, respectivamente.

Tabela 4.3 – Densificação média da mistura asfáltica com 4% de CAP modificado e moldada em cilindros de 100 mm de diâmetro no CGS

Nº Giros	H (mm)	% Gmm	Nº Giros	H (mm)	% Gmm	Nº Giros	H (mm)	% Gmm
0	153,2	-	33	125,6	87,4%	66	122,0	90,0%
1	148,3	74,1%	34	125,5	87,5%	67	122,0	90,0%
2	144,9	75,8%	35	125,3	87,7%	68	121,9	90,1%
3	142,3	77,2%	36	125,1	87,8%	69	121,8	90,2%
4	140,2	78,3%	37	125,0	87,9%	70	121,8	90,2%
5	138,6	79,2%	38	124,8	88,0%	71	121,7	90,2%
6	137,3	80,0%	39	124,7	88,1%	72	121,7	90,3%
7	136,1	80,7%	40	124,6	88,2%	73	121,6	90,3%
8	135,1	81,3%	41	124,4	88,3%	74	121,5	90,4%
9	134,2	81,9%	42	124,3	88,3%	75	121,5	90,4%
10	133,5	82,3%	43	124,2	88,5%	76	121,4	90,5%
11	132,8	82,7%	44	124,1	88,5%	77	121,4	90,5%
12	132,2	83,1%	45	123,9	88,6%	78	121,3	90,5%
13	131,6	83,5%	46	123,8	88,7%	79	121,3	90,6%
14	131,1	83,8%	47	123,7	88,8%	80	121,2	90,6%
15	130,6	84,1%	48	123,6	88,8%	81	121,1	90,7%
16	130,2	84,4%	49	123,5	88,9%	82	121,1	90,7%
17	129,8	84,6%	50	123,4	89,0%	83	121,0	90,8%
18	129,4	84,9%	51	123,3	89,1%	84	121,0	90,8%
19	129,0	85,2%	52	123,2	89,1%	85	120,9	90,8%
20	128,7	85,4%	53	123,1	89,2%	86	120,9	90,9%
21	128,4	85,6%	54	123,0	89,3%	87	120,9	90,9%
22	128,1	85,8%	55	122,9	89,4%	88	120,8	90,9%
23	127,8	86,0%	56	122,8	89,4%	89	120,8	90,9%
24	127,5	86,2%	57	122,7	89,5%	90	120,7	91,0%
25	127,3	86,3%	58	122,7	89,5%	91	120,7	91,0%
26	127,0	86,5%	59	122,6	89,6%	92	120,6	91,1%
27	126,8	86,6%	60	122,5	89,6%	93	120,6	91,1%
28	126,6	86,8%	61	122,4	89,7%	94	120,5	91,1%
29	126,4	86,9%	62	122,3	89,8%	95	120,5	91,2%
30	126,2	87,1%	63	122,3	89,8%	96	120,5	91,2%
31	126,0	87,2%	64	122,2	89,9%	97	120,4	91,2%
32	125,8	87,3%	65	122,1	89,9%	98	120,4	91,2%
						99	120,3	91,3%
						100	120,3	91,3%

Tabela 4.4 – Números de giros referentes ao *Locking Point* (LP) das misturas com CAP modificado por SBS moldadas no CGS com moldes de 100 e 150 mm de diâmetro

Diâmetro do Corpo de Prova	Número de Giros	Teor de CAP (%) – SBS						LP estimado para o teor de projeto	% Gmm estimado para o teor de projeto
		4		5		6			
		LP	% Gmm	LP	% Gmm	LP	% Gmm		
150	100	85	91,6	86	95	73	97,8	83	95,6
100	100	85	90,8	86	92,7	88	96,1	88	95,4

LP – *Locking Point*,

ND – Não determinado.

Tabela 4.5 – Números de giros referentes ao *Locking Point* (LP) das misturas com CAP 50/70 moldadas no CGS com moldes de 100 e 150 mm de diâmetro

Diâmetro do Corpo de Prova	Número de Giros	Teor de CAP (%) – CAP 50/70						LP estimado para o teor de projeto	% Gmm estimado para o teor de projeto
		4		5		6			
		LP	% Gmm	LP	% Gmm	LP	% Gmm		
150	100	89	92,3	91	95,6	88	97,7	91	95,8
100	100	95*	92,1*	95	93,9	94	96,8	95	95,4

\* Valor para 4,5% de CAP 50/70

Analisando-se concomitantemente as Tabelas 4.2 a 4.5 verifica-se que o *locking point* dos corpos de prova com tamanho de 150 mm de diâmetro são significativamente maiores que os respectivos números de giros equivalente ( $NG_{eq}$  da Tabela 4.2), independente do tipo de ligante. Situação semelhante é notada quando se analisam os resultados para os corpos de prova de 100 mm, contudo, nesse caso, a diferença é consideravelmente menor.

Assim, pode-se vislumbrar que haveria espaço para melhora do intertravamento da estrutura pétreia entre o número de giros equivalente e o *locking point* das misturas que fossem moldadas com cilindros de 150 mm. Contudo, os *lockings points* para os corpos de prova com 150 mm de diâmetro foram menores do que aqueles das misturas moldadas com 100 mm, trazendo uma maior possibilidade de degradação das partículas de agregado para a compactação no CGS com moldes de maior tamanho, quando da aplicação de 100 giros.

Ainda através das análises das Tabela 4.4 e 4.5, observa-se que os *locking points* das misturas com CAP 50/70 foram maiores do que aqueles apresentados para as misturas com CAP modificado, porém atingindo-se valores semelhantes de



densificação (%Gmm), ou seja, necessitaria-se de uma menor quantidade de giros para as misturas com CAP modificado para se atingir o mesmo grau de travamento das misturas com CAP 50/70.

#### *4.1.1 Efeito do Tamanho do Corpo de Prova e do Tipo de Compactação no Volume de Vazios*

O objetivo dos procedimentos de compactação utilizados nos métodos de dosagem de misturas asfálticas para pavimentação é que os corpos de prova resultantes sejam representativos da compactação última encontrada em campo. Essa compactação última em pista é definida por Peterson et al. (2003) como aquela verificada após a compactação construtiva da camada asfáltica e submetida à densificação pelo tráfego e que normalmente é percebida após dois anos de operação.

Nesse sentido, é fato que procedimentos diferentes de compactação podem produzir amostras com características volumétricas também diferentes para um mesmo teor de asfalto, mantidas as demais condições. Segundo Hunter, McGreavy e Airey (2009), a compactação por rolagem é a que melhor simula uma compactação de campo e que produz corpos de prova de comportamento mecânico semelhante aos extraídos de pista.

Desse modo, a Figura 4.1 apresenta os valores de volume de vazios obtidos a partir dos corpos de prova oriundos dos processos de dosagem Marshall e Superpave em função do teor de asfalto para as misturas com ligante modificado. Para efeito de comparação frente a uma condição de compactação parecida com a de campo, a Figura 4.1 também mostra os valores de volume de vazios das placas moldadas por rolagem pneumática antes e após os 30.000 ciclos do ensaio de afundamento em trilha de roda pelo equipamento simulador do tipo LCPC.

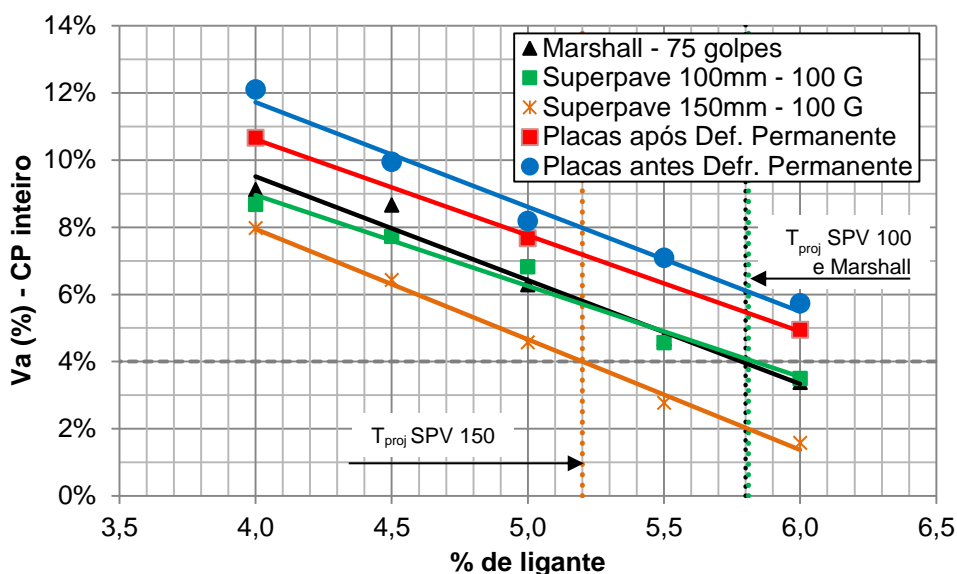


Figura 4.1 – Volume de vazios de corpos de prova provenientes dos procedimentos de dosagem Marshall e Superpave e das placas moldadas por rolagem pneumática antes e depois do ensaio de afundamento em trilha de roda – ligante modificado por SBS

Através da Figura 4.1 verifica-se que aumentos no teor de ligante proporcionam reduções significativas no volume de vazios dos corpos de prova, sendo as taxas de redução semelhantes, principalmente para as amostras provenientes do método Marshall, Superpave de 100 mm e das placas.

Contudo, percebe-se que o tamanho da amostra exerce efeito considerável sobre os valores de volume de vazios do método Superpave. Os valores médios desse parâmetro para os corpos de prova de 150 mm de diâmetro foram significativamente menores em relação aos valores apresentados pelos corpos de prova Marshall e Superpave de 100 mm. Em contrapartida, os valores médios de volume de vazios dos corpos de prova Marshall e dos corpos de prova do Superpave de 100 mm são relativamente semelhantes e com tendências parecidas, mantidas as mesmas condições de temperatura de compactação e de distribuição granulométrica.

O aumento no tamanho dos corpos de prova Superpave, de 100 para 150mm, levou a uma redução importante no teor de projeto conforme visto na Tabela 4.1. Nota-se pela Figura 4.1, que numa situação de compactação similar a de campo, o volume de vazios resultante é maior do que aquele obtido em diferentes métodos de dosagem. Para um teor de 5,8% definido pelo Marshall para 4% de vazios no

projeto, na placa resultaria em cerca de 6% de vazios, o que corresponde à, aproximadamente, 98% de grau de compactação, caso esta situação tivesse sido obtida em campo.

Nesse sentido, percebe-se ainda que após a realização do ensaio de afundamento em trilha de roda, ocorre redução considerável no volume de vazios das placas. Para os diferentes teores de projeto determinados pelos métodos Marshall (5,8%), Superpave de 100 mm (5,8%) e Superpave de 150 mm (5,2%), tem-se percentual de vazios, após ensaio de deformação permanente, de 5,4% para os dois primeiros e de 7,1% para o último. Dessa forma, após 30.000 ciclos de solicitações de carga de roda, a mistura dosada pelo método Superpave com molde de 150 mm ficou quase 1,8 vez acima do alvo de projeto de 4% de vazios, indicando a maior dificuldade de se atingir o Va de projeto ao longo da vida do pavimento.

A concepção do procedimento de dosagem francês a nível volumétrico é bem distinta dos métodos Marshall e Superpave. O método francês não define um volume de vazios específico para a seleção do teor ótimo de ligante asfáltico, apenas sugere uma faixa de volume de vazios que a mistura deve atender em um determinado número de giros. Para a distribuição granulométrica com TMN de 12,5 mm, os limites são entre 4% e 9% para número de giros 80, uma vez que essa distribuição atende aos limites para um BBSG 0/14 (*Béton Bitumineux Semi-Grenu*). A Figura 4.2 apresenta os valores dos volumes de vazios em função do número de giros obtidos a partir da compactação na PCG para as misturas com CAP modificado.

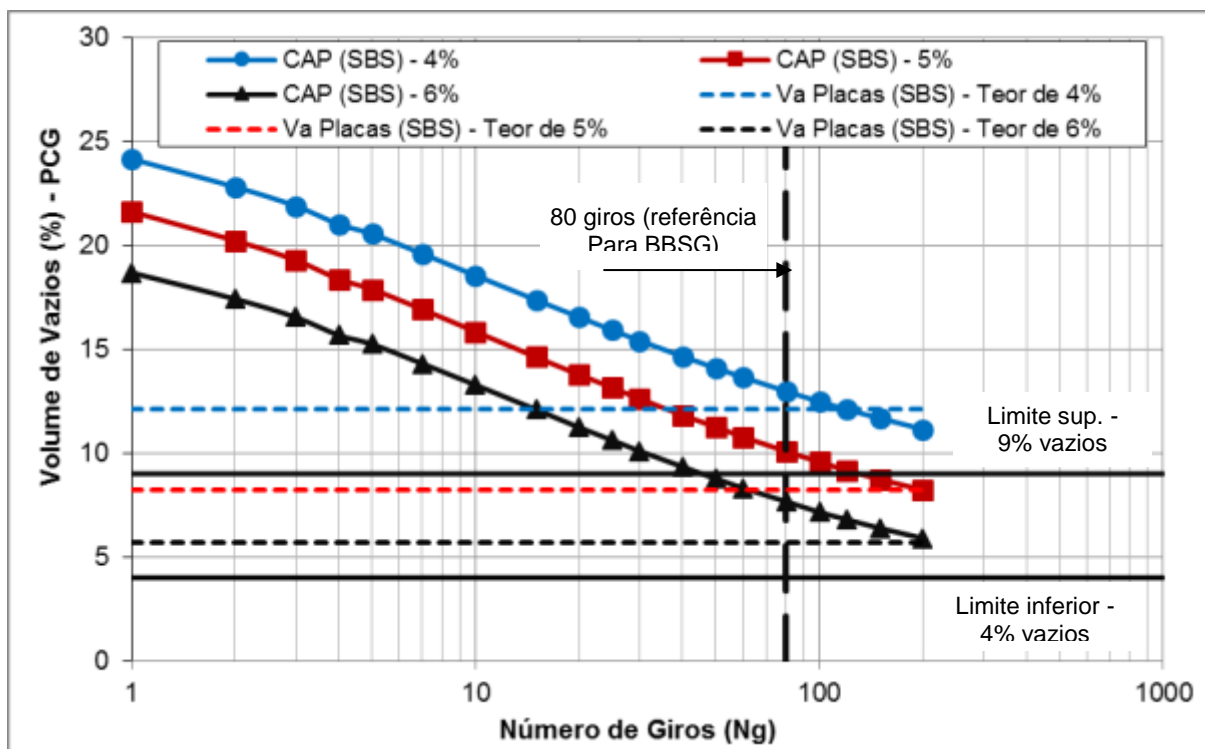


Figura 4.2 - Valores de volume de vazios em função do número de giros na PCG para a mistura com CAP modificado por SBS

Observa-se na Figura 4.2 que apenas a mistura com 6% de CAP modificado por SBS atendeu aos limites especificados para o volume de vazios. O método francês recomenda um teor mínimo de ligante em função do tipo de mistura e para o caso em estudo o limite inferior é de 5% o que já eliminaria a possibilidade de utilização do teor de 4%.

Contudo, as formas das curvas apresentadas na Figura 4.2 mostram que elas são similares entre si e que, principalmente, para um mesmo número de giros a variação relativa no volume de vazios é semelhante entre os teores de CAP estudados. Por exemplo, para 80 giros a relação entre o volume de vazios dos teores de CAP de 4 e 5% é igual a 1,29 e para os teores de 5 e 6% de CAP essa relação é de 1,31. Considerando-se essa proporcionalidade, ter-se-ia um volume de vazios de aproximadamente 9% para o teor de 5,5% de CAP modificado. Assim, é provável que, para a distribuição granulométrica utilizada, a faixa de teores de ligante que apresentam potencial para utilização como revestimentos asfálticos do tipo BBSG do método francês variam entre 5,5 e 7,5% de ligante. Desse modo, apenas os teores

de projeto dos métodos Marshall e Superpave de 100 mm satisfazem essa limitação do método francês.

Ainda pela análise da Figura 4.2, constata-se que, ao final de 200 rotações da PCG, atinge-se volume de vazios mais semelhantes àqueles das placas compactadas na mesa compactadora LCPC. Esse comportamento ocorre para os teores que atenderam aos limites de  $V_a$  do método francês. Esse fato reforça a ideia de que, para o teor determinado pelo método Superpave de 150 mm, haverá maior dificuldade em se atingir o volume de vazios de projeto ao longo da vida de operação do pavimento.

O guia de projeto de misturas asfáltica do LCPC de 2007 admite uma pequena variação na correspondência dos vazios obtidos em campo e em laboratório, estipulando um volume de vazios de campo entre 4 e 8%. Ressalta-se que a PCG constitui um ensaio de nível 1 do método francês, sendo necessários também ensaios mecânicos fundamentais e de caráter eliminatório do método para determinação do teor de projeto em volumes de tráfego maiores.

Na avaliação quanto ao efeito do tamanho do molde e do tipo de compactação para misturas com ligante convencional, o comportamento verificado foi similar ao de misturas com ligante modificado, como pode ser observado pela análise da Figura 4.3, que mostra a variação nos valores de volume de vazios em função do tipo e da quantidade de CAP.

Por essa Figura nota-se que, para um mesmo teor de ligante, obtém-se, geralmente, maior quantidade de vazios para misturas compactadas com ligante modificado por SBS. Esse efeito pode ser justificado pelo fato de as misturas com CAP modificado imporem maior resistência à densificação como observado através da Figura 4.4 e discutido anteriormente. Através da Figura 4.4, nota-se que, na maior parte das vezes, os volumes de vazios obtidos pela compactação giratória na PCG são menores para àquelas misturas com ligante convencional, sendo esse efeito mais evidente para a menor quantidade de ligante.

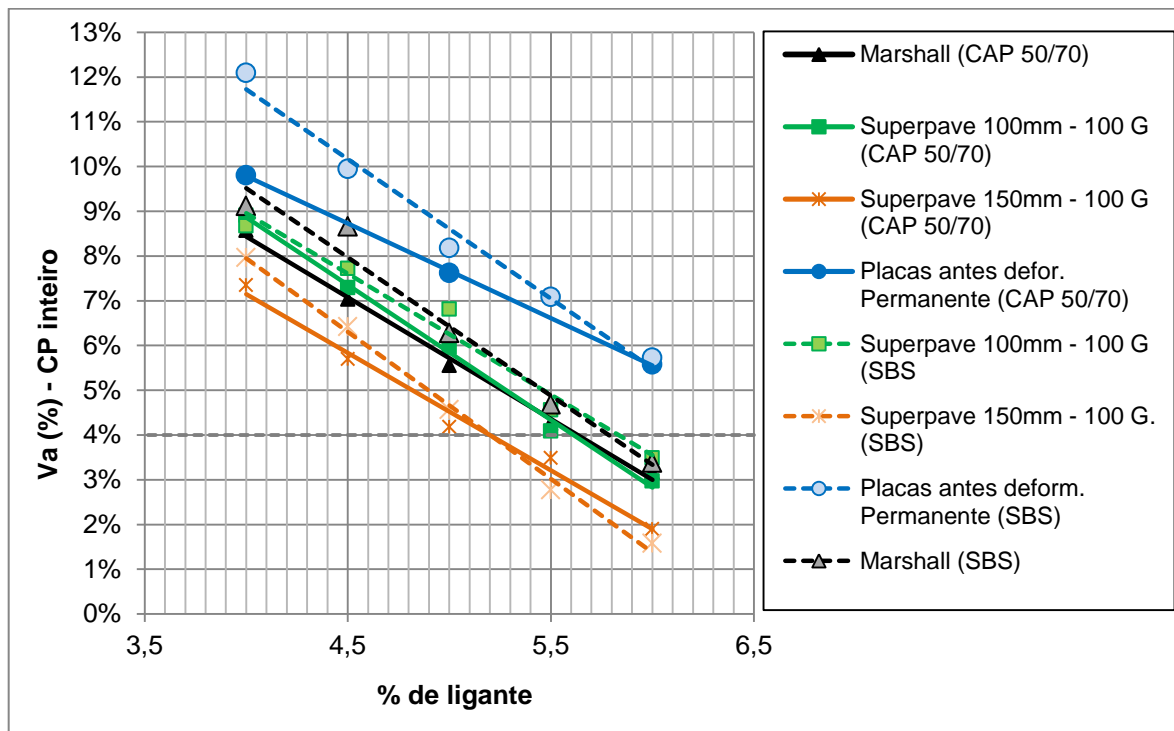


Figura 4.3 - Volume de vazios de corpos de prova provenientes dos procedimentos de dosagem Marshall e Superpave e das placas moldadas por rolagem pneumática antes e depois do ensaio de afundamento em trilha de roda – CAP 50/70 em comparação com CAP modificado

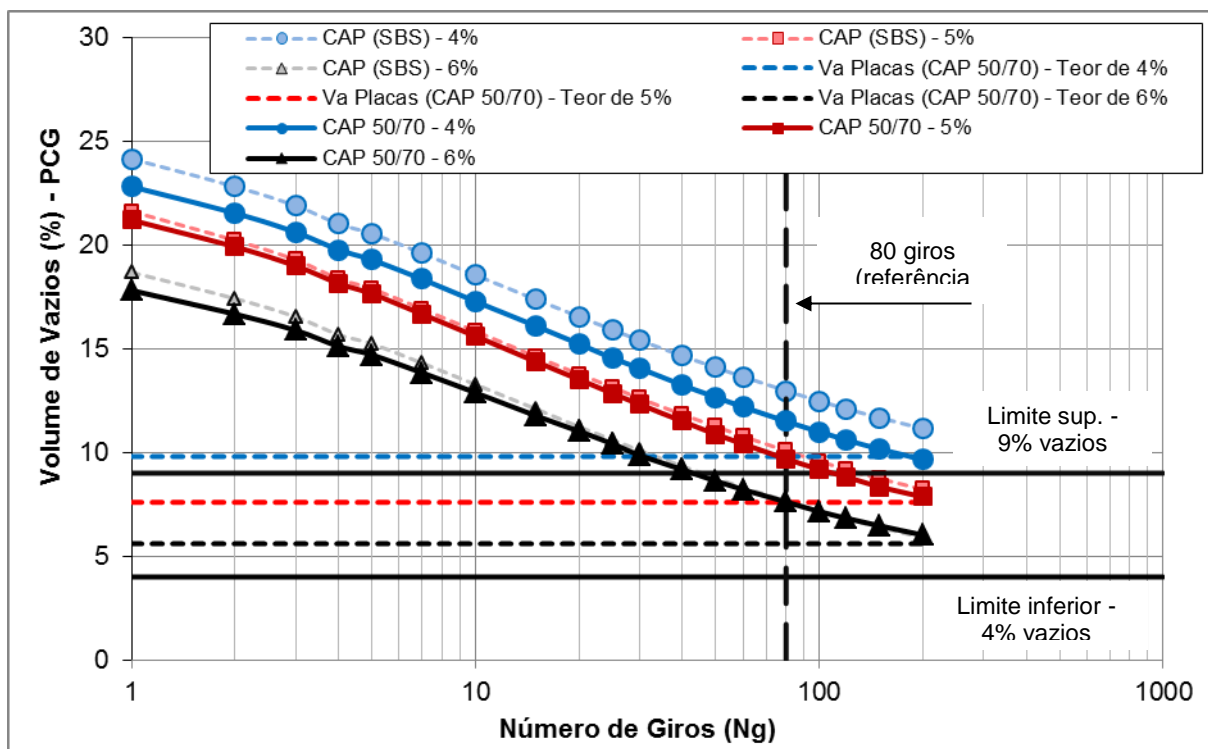


Figura 4.4 - Valores de volume de vazios em função do número de giros na PCG para a mistura com CAP 50/70 e modificado por SBS

Ainda na Figura 4.4, observa-se também, que para o ligante convencional, o volume de vazios obtidos ao final de 200 giros é similar àqueles obtidos nas placas moldadas por rolagem pneumática para um mesmo teor de CAP.

O teor de 6% de ligante convencional foi o único a atender aos requisitos volumétricos do método francês quanto ao volume de vazios. Contudo, tendo em vista que as curvas para os teores de 4, 5 e 6% são aproximadamente paralelas entre si, ter-se-ia que o teor de 5,3% de CAP 50/70 seria o menor a atender ao limite superior do volume de vazios do método. Nesse cenário, os teores de projeto das misturas com CAP convencional determinados pelo método Marshall e pelo método Superpave com molde de 100 mm de diâmetros apresentariam potencial para estudo como camadas de revestimentos pelo método francês.

#### *4.1.2 Comparativo do Tipo de Compactador Giratório sobre o Volume de Vazios*

As diferenças entre os teores de projetos determinados por diferentes métodos de compactação são decorrentes das diferenças entre os vazios resultantes ao final da moldagem das amostras. Assim, de modo a avaliar os efeitos do tipo de compactação giratória (CGS e PCG) com relação à compactação por rolagem pneumática, e também do tamanho do molde no caso do Superpave (100 e 150 mm), as Figuras 4.5 e 4.6 mostram as curvas de densificação para as misturas com CAP modificado por SBS e com CAP 50/70, respectivamente. Ainda nessas Figuras, são apresentados os valores de volumes de vazios obtidos nas placas compactadas por rolagem pneumática.

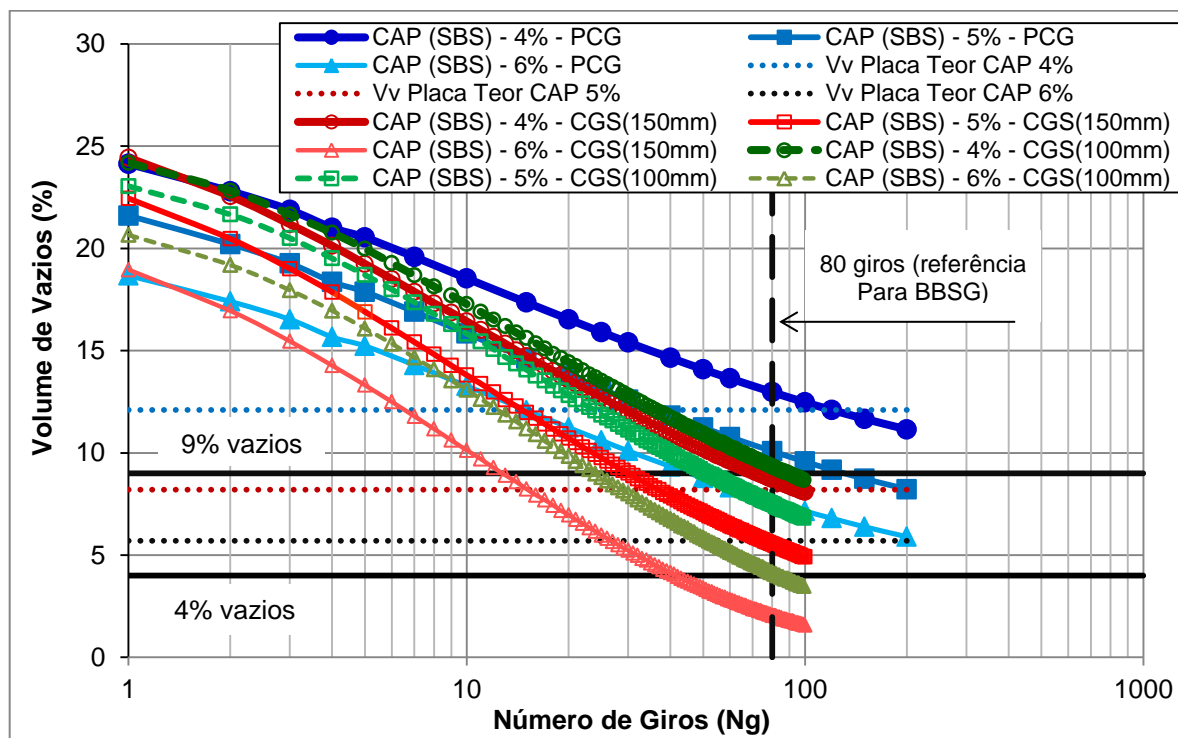


Figura 4.5 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com CAP modificado

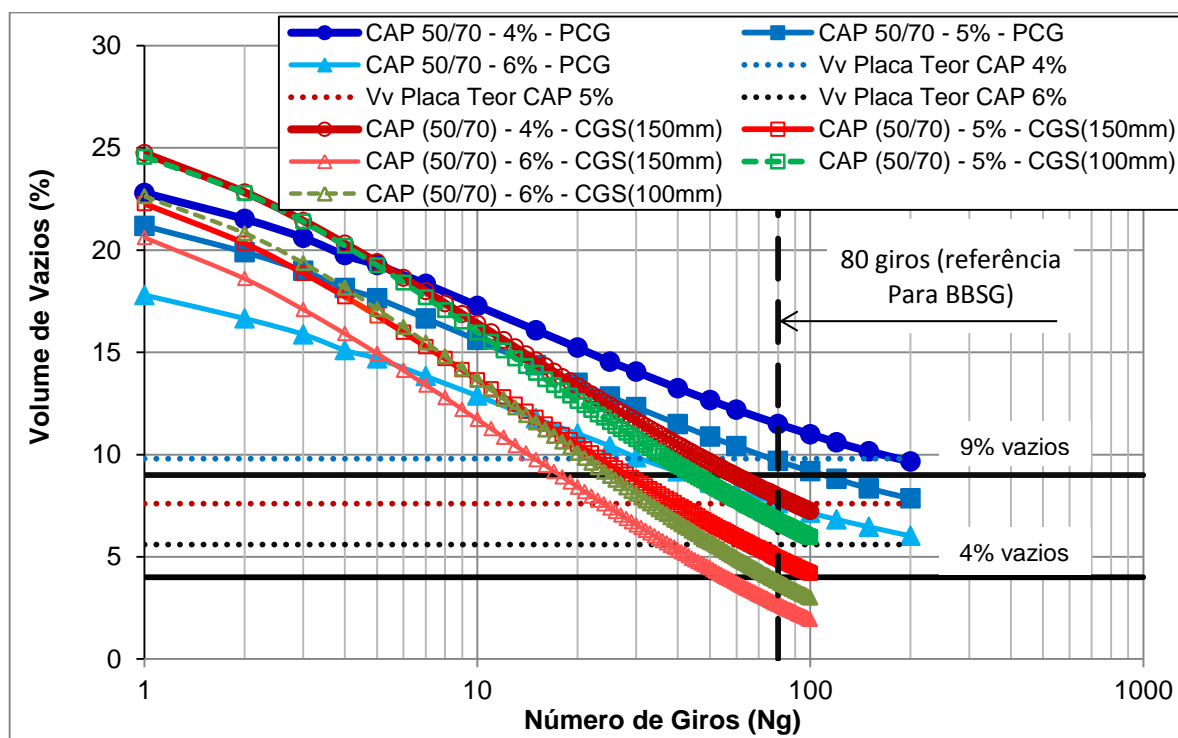


Figura 4.6 – Efeito do tipo de compactação e do tamanho no molde sobre as curvas de densificação das misturas com CAP convencional



Pelas análises das Figuras 4.5 e 4.6, nota-se que para um mesmo teor de ligante, independentemente do tipo, a compactação no CGS proporciona uma densificação mais rápida que àquela imposta na PCG. Esse fenômeno resulta em volume de vazios consideravelmente menores para amostras compactadas no primeiro. Tal comportamento pode ser explicado pela maior energia de compactação imposta pelos compactadores do tipo Superpave devido, principalmente, a variação no ângulo de giro e na altura da amostra.

No método francês além da especificação quanto ao diâmetro também faz-se limitação quanto à altura mínima da amostra compactada que é de 150 mm para diâmetro também de 150 mm. A especificação Superpave não fixa a altura mínima dos corpos de prova obtidos ao fim da compactação. Normalmente, a altura final dos corpos de prova compactados no CGS é cerca de 30 mm menor que aquelas obtidas pela PCG. Assim, tem-se para uma mesma pressão aplicada (600 kPa), uma menor energia por unidade de volume no caso das amostras da PCG.

Quanto ao efeito do tamanho do molde do CGS percebe-se que, também independentemente do tipo de ligante, a densificação das misturas moldadas no molde de maior diâmetro apresentam maior facilidade de compactação em relação ao molde de 100 mm de diâmetro. Tal comportamento pode ser resultado do menor efeito de borda existente na interface da parede do molde com a mistura. Esse fato explica o motivo pelo qual se obtém menor teor de projeto para a dosagem no CGS com moldes maiores e a ocorrência do *locking point* de maneira mais precoce do que na compactação com moldes de 100 de diâmetro.

Outro aspecto interessante é quanto à forma das curvas e a sua relação com o teor de ligante. Em quase todos os casos as curvas se mostraram paralelas entre si para uma mesma condição de compactação. Contudo, o afastamento vertical entre elas mantem-se praticamente constante. Desde o início da compactação, as amostras com maiores teores de ligante apresentaram maior densificação em relação às amostras com menor quantidade de CAP.

Segundo o manual de projeto de misturas do LCPC, em pesquisas anteriores, o volume de vazios dos corpos de prova da PCG a 100 giros, mostraram-se

semelhantes ao volume de vazios de campo para uma mistura BBSG 0/14 utilizada como camada de revestimento de 10 cm de espessura. O texto do manual não faz referência à varredura de teores como foi abordado neste projeto, porém acredita-se que tais conclusões sejam para o teor de projeto por se tratar de pavimento executado. Tendo em vista essa afirmativa, as Tabelas 4.6 e 4.7 mostram uma comparação entre os valores de volume de vazios de corpos de provas obtidos pelas diferentes sistemáticas de compactação. Nessas Tabelas, são apresentados os valores da relação entre o volume de vazios de placas compactadas por rolagem pneumática (tomadas como referência) antes e depois do ensaio de afundamento em trilha de roda, respectivamente, e aqueles de amostras provenientes dos outros métodos de compactação.

Tabela 4.6 - Volume de vazios em função do teor de ligante e do número de giros, ou do número de golpes, de cada método de compactação – Volume de vazios de referência para as placas antes do ensaio de afundamento em trilha de roda

Tipo de Ligante	Teor de CAP (%)	Volume de Vazios (%)									
		Placas	Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG			
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros		
	4	12,1	9,1	9,4	8,7	8,6	8,0	13,0	12,5		
	5	8,2	6,3	7,5	6,8	5,2	4,6	10,1	9,6		
	6	5,7	3,4	4,2	3,5	2,0	1,6	7,7	7,2		
CAP (SBS)	Teor de CAP (%)	Variação Relativa do Volume de Vazios									
		Placas	Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG			
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros		
			4	1,00	1,33	1,29	1,39	1,41	1,51	0,93	0,97
			5	1,00	1,30	1,09	1,21	1,58	1,78	0,81	0,85
	6	1,00	1,68	1,36	1,63	2,85	3,56	0,74	0,79		
	Média		1,44	1,25	1,41	1,94	2,29	0,83	0,87		
CAP 50/70	Teor de CAP (%)	Variação Relativa do Volume de Vazios									
		Placas	Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG			
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros		
			4	10,0	8,6	8,4*	7,7*	8,1	7,4	11,5	11,0
			5	7,8	5,6	6,7	6,0	4,9	4,1	9,9	9,4
	6	5,8	3,2	3,8	3,0	2,6	1,9	9,0	8,5		
	Média		1,46	1,29	1,51	1,68	2,08	0,77	0,81		

\* Valores de volume de vazios para 4,5% de CAP 50/70.

Tabela 4.7 - Volume de vazios em função do teor de ligante e do número de giros ou do número de golpes de cada método de compactação – Volume de vazios de referência para as placas após ensaio de afundamento em trilha de roda

Tipo de Ligante	Teor de CAP (%)	Placas	Volume de Vazios (%)								
			Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG			
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros		
	4	8,8	9,1	9,4	8,7	8,6	8,0	13,0	12,5		
	5	6,9	6,3	7,5	6,8	5,2	4,6	10,1	9,6		
	6	4,1	3,4	4,2	3,5	2,0	1,6	7,7	7,2		
CAP (SBS)	Teor de CAP (%)	Placas	Variação Relativa do Volume de Vazios								
			Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG			
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros		
			4	1,0	0,97	0,94	1,01	1,02	1,10	0,68	0,70
			5	1,0	1,10	0,92	1,01	1,33	1,50	0,68	0,72
6	1,0	1,21	0,98	1,17	2,05	2,56	0,53	0,57			
	Média		1,09	0,94	1,07	1,47	1,72	0,63	0,66		
	4	8,8	8,6	8,4*	7,7*	8,1	7,4	11,5	11,0		
	5	6,9	5,6	6,7	6,0	4,9	4,1	9,9	9,4		
	6	4,0	3,2	3,8	3,0	2,6	1,9	9,0	8,5		
CAP 50/70	Teor de CAP (%)	Placas	Variação Relativa do Volume de Vazios								
			Marshall	Superpave 100 mm		Superpave 150 mm		PCG			
			75 golpes	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros	80 giros	100 giros		
			4	1,00	1,02	1,05	1,14	1,09	1,19	0,77	0,80
			5	1,00	1,23	1,03	1,16	1,40	1,68	0,70	0,73
6	1,00	1,25	1,05	1,33	1,54	2,06	0,44	0,47			
	Média		1,17	1,04	1,21	1,34	1,64	0,64	0,67		

\* Valores de volume de vazios para 4,5% de CAP 50/70.

Analisando a Tabela 4.6 verifica-se que nenhum dos métodos de compactação em amostras cilíndricas (para o número de golpes ou giros de projeto) produziu corpos de prova com volume de vazios idênticos àqueles verificados nas placas moldadas na mesa compactadora.

Observa-se ainda que, independentemente do tipo de ligante, a compactação no giratório Superpave com molde de 100 mm produziu corpos de prova com percentual de volume de vazios mais semelhante ao do método Marshall, porém muito diferente daqueles apresentados quando se utilizou o molde de 150 mm.

Na maior parte das vezes, os corpos de prova da PCG apresentaram volume de vazios mais próximos aos obtidos dos provenientes da mesa compactadora. Contudo, a aplicação de 80 giros no CGS, com moldes de 100 mm, produziu corpos de prova com valores de volume de vazios mais parecidos com os obtidos com a compactação por rolagem que aqueles dos métodos Marshall e Superpave com molde de 150 mm.

Através da análise conjunta das Tabelas 4.6 e 4.7, observa-se que após o ensaio de afundamento em trilha de roda (ATR) ocorreram reduções consideráveis dos volumes de vazios para todos os teores. Nessa condição, os corpos de prova Superpave de 100 mm foram os que apresentaram melhor reprodutibilidade do volume de vazios em relação às placas submetidas ao ensaio de afundamento em trilha de roda, seguido dos corpos de prova provenientes da compactação Marshall.

Nesse cenário, os corpos de prova da PCG não apresentaram os mesmos valores de volume de vazios que aqueles das placas compactadas na mesa compactadora e submetidas ao ensaio de ATR. Isso se explica pelo fato de que a filosofia do método francês é diferente da americana na avaliação dos vazios das amostras. No método francês a reprodutibilidade dos vazios da PCG em relação ao campo é baseada nos volumes de vazios do pavimento acabado, sendo a avaliação dessa volumetria apenas uma etapa eliminatória do método de dosagem, demandando a realização de ensaios fundamentais para a definição do teor de projeto.

Já na sistemática americana, procura-se reproduzir a volumetria dos corpos de prova de campo após dois anos de solicitações do tráfego. Para essa filosofia, fica evidente que o uso do CGS com tamanho de molde de 100 mm de diâmetro e menor número de giros seria o que proporcionaria a melhor avaliação volumétrica e de comportamento mecânico de modo a reproduzir a densidade de campo para a mistura de TMN 12,5 mm da sistemática Superpave.

Contudo, geralmente os ensaios mecânicos são realizados em amostras com tamanho característicos de corpos de prova Marshall. Por esse motivo, os corpos de prova provenientes da sistemática Superpave devem ter suas dimensões reduzidas e esse processo pode resultar em alteração do volume de vazios das amostras.

Assim, se faz necessária a avaliação do efeito desse processo sobre o volume de vazios dos miolos resultantes. Essa avaliação será apresentada e discutida a seguir.

#### *4.1.3 Efeito do Processo de Serragem e/ ou Broqueamento dos Corpos de Prova Superpave sobre o Volume de Vazios*

Normalmente, os ensaios para a obtenção das propriedades mecânicas das misturas asfálticas, com vistas à utilização em revestimentos asfálticos, exigem dimensões semelhantes às apresentadas pelos corpos de prova Marshall. Nesse caso, os corpos de prova provenientes do CGS de 150 mm devem ser broqueados de modo a se obter o centro da amostra com, aproximadamente, 100 mm de diâmetro. Após o broqueamento, o miolo resultante deve, ainda, ter seu topo e sua base serrados para que a altura final da amostra seja de, aproximadamente, 63,5 mm. Com relação aos corpos de prova moldados com 100 mm de diâmetro no CGS, há necessidade apenas de serragem do topo e da base.

O efeito desses processos de mudanças de dimensão, e possível diferencial de compactação, sobre o volume de vazios das amostras pode ser avaliado pela análise das Figuras 4.7 e 4.8. As Figuras apresentam os valores médios de volume de vazios dos corpos de prova antes e após a redução de tamanho em função dos teores de ligante para o CAP modificado e para o CAP convencional, respectivamente.

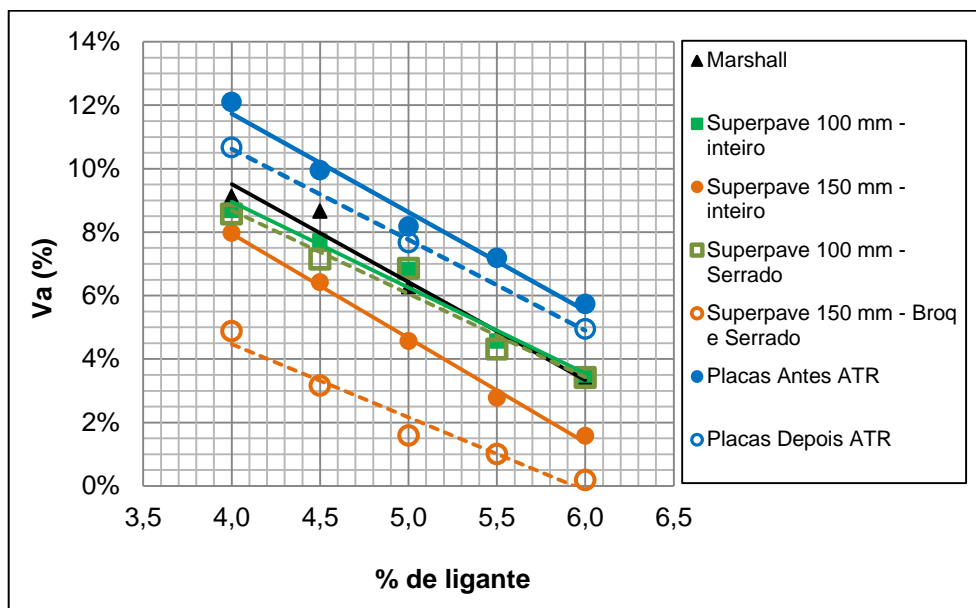


Figura 4.7 - Variação dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante para os corpos de prova provenientes dos métodos de dosagem Marshall e Superpave antes e depois dos processos de serragem e/ ou broqueamento (CAP modificado)

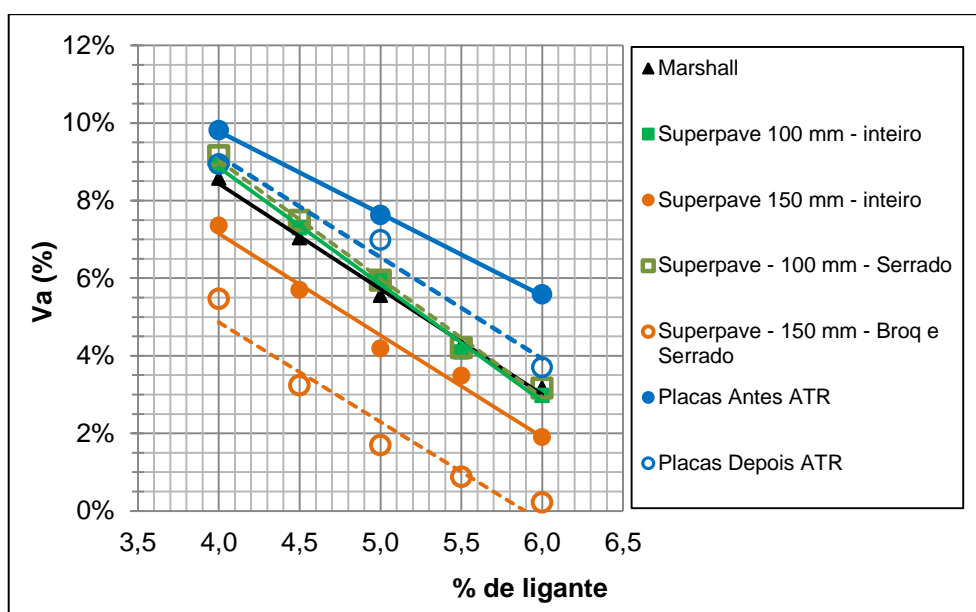


Figura 4.8 - Variação dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante para os corpos de prova provenientes dos métodos de dosagem Marshall e Superpave antes de depois dos processos de serragem e/ ou broqueamento (CAP 50/70)

Analisando-se as Figuras 4.7 e 4.8, percebe-se que a tendência dos valores médios de volume de vazios em função do teor de ligante asfáltico para os corpos de prova

submetidos aos processos de broqueamento e serragem (Superpave de 150 mm), ou apenas de serragem (Superpave de 100 mm), foi semelhante àquele apresentado antes da realização desses processos. Contudo, evidencia-se o efeito significativo do processo de broqueamento e serragem dos corpos de prova de 150 mm de diâmetro do CGS sobre a variação do volume de vazios, resultando em reduções importantes nos valores absolutos desse parâmetro.

Para os corpos de prova de 100 mm do CGS, o processo de serragem não exerceu influência significativa. Assim, pode-se creditar a redução dos volumes de vazios dos corpos de prova Superpave de 150 mm ao processo de broqueamento, indicando provável concentração de vazios nas laterais (bordos) dos corpos de prova. O efeito de borda pode ser um dos fatores para ocorrência desse fenômeno.

Nesse contexto, evidencia-se que a condição final dos corpos de prova do método Superpave de 100 mm serrados ainda representa uma aproximação da condição de campo, quando o comparativo é feito com as amostras de campo após solicitações do tráfego. Contudo, as amostras broqueadas e serradas a partir dos corpos de prova de 150 mm produzem amostras (tamanho Marshall) com reduzido volume de vazios, que não são representativas da condição normalmente encontrada em pista.

#### *4.1.4 Efeito do Número de Giros e do Tamanho do Corpo de Prova sobre o Volume de Vazios em Relação às Placas Moldadas por Rolagem Pneumática*

Misturas asfálticas projetadas com número de giros muito alto apresentam resistência à deformação permanente, mas tornam a compactação mais difícil e onerosa, além de poder prejudicar a durabilidade devido a menor demanda de ligante. Tal situação pode favorecer a problemas precoces de desagregação e de trincamento.

Tendo em vista que o projeto de misturas asfálticas pelo método Superpave se baseia na avaliação volumétrica dos corpos de prova submetidos a um determinado número de giros de projeto, o efeito da variação desse número sobre o volume de

vazios das amostras de laboratório se torna importante. As Figuras 4.9 e 4.10 mostram as variações dos valores médios de volume de vazios dos corpos de prova inteiros e serrados e/ ou broqueados em função do teor de ligante para 50, 75 e 100 giros com utilização de moldes de 100 e 150 mm de diâmetro, respectivamente. Ainda nessas Figuras são mostrados os valores de volume de vazios das placas antes e depois de submetidas ao ensaio de afundamento em trilha de roda (ATR).

Observa-se das Figuras 4.9 e 4.10 que o aumento no número de giros resulta em redução do volume de vazios para um mesmo teor de ligante para os dois diâmetros do corpo de prova. De maneira geral, o aumento no número de giros de 50 para 75 resultou em redução média aproximada de 1,5 vez, enquanto que de 75 para 100 giros a redução foi de 1,06 a 1,23. Esse comportamento indica a aproximação do limite de densificação das misturas, ou seja, a variação do volume de vazios para números de giros cada vez maiores torna-se menos sensível como discutido anteriormente a respeito do *locking point*.

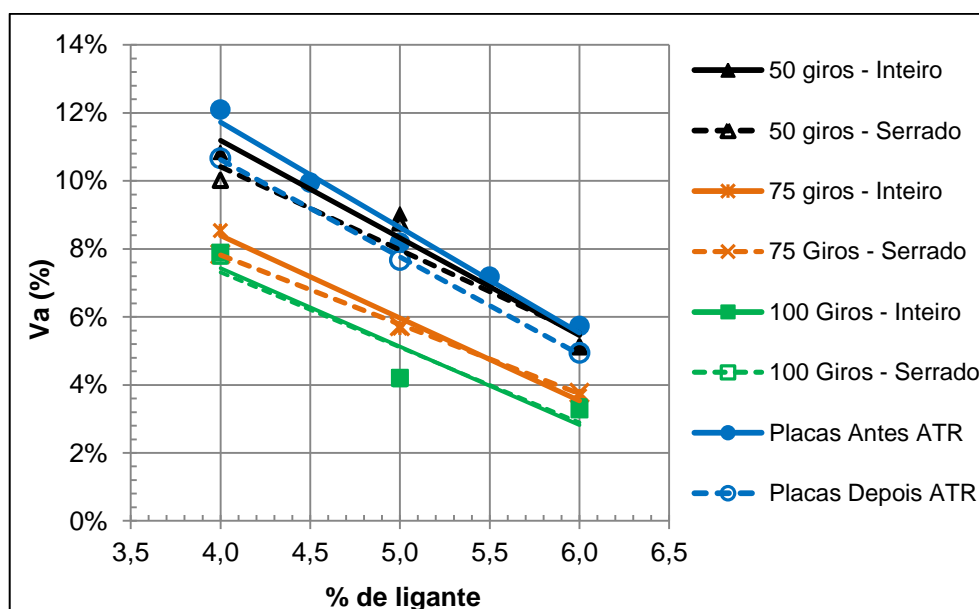


Figura 4.9 - Variação dos valores médios de volume de vazios dos corpos de prova inteiros em função do teor de ligante para 50, 75 e 100 giros (CGS de 100 mm com CAP modificado)



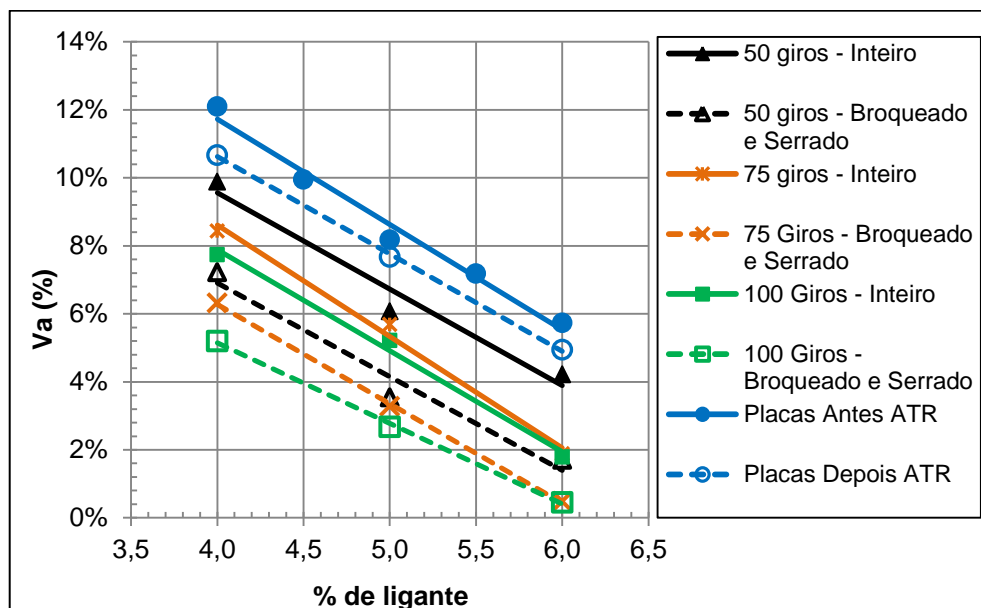


Figura 4.10 - Variação dos valores médios de volume de vazios dos corpos de prova inteiros em função do teor de ligante para 50, 75 e 100 giros (CGS de 150 mm com CAP modificado)

Observa-se da Figura 4.9 que o processo de serragem dos corpos de prova de 100 mm exerceu pouca influência sobre os volume de vazios resultantes, independentemente do número de giros. Porém, o broqueamento dos corpos de prova de 150 mm (Figura 4.10) resultou em volume de vazios consideravelmente menor para o miolo das amostras, indicando a maior concentração de vazios nos bordos para todos os números de giro estudados.

É notável a diferença entre o volume de vazios das placas moldadas numa condição similar a de campo e aqueles obtidos para a condição de giros de projeto do Superpave com as amostras de 150mm de diâmetro. Nessa situação, fica evidente pela análise das Figuras 4.9 e 4.10 que o volume de vazios mais representativo do de campo é para a condição de compactação com 50 giros. Esse fato é ainda mais notório para as amostras com 100 mm de diâmetro.

#### 4.2 Efeito do Tipo de Compactação e do Tipo de Ligante no Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas

O comportamento mecânico dos corpos de prova preparados pelos métodos de compactação Marshall e Superpave (100 e 150 mm de diâmetro) foi avaliado através

dos resultados de módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral em comparação com corpos de prova extraídos de placas moldadas por rolagem pneumática. A Figura 4.11 apresenta os valores médios de módulo de resiliência para misturas com os dois tipos de CAP, moldadas sob diferentes tipos de compactação: Marshall, Superpave de 100 e 150 mm e, mesa compactadora LCPC. O Apêndice G trás os valores individuais de módulo para todas as misturas e métodos de compactação testados.

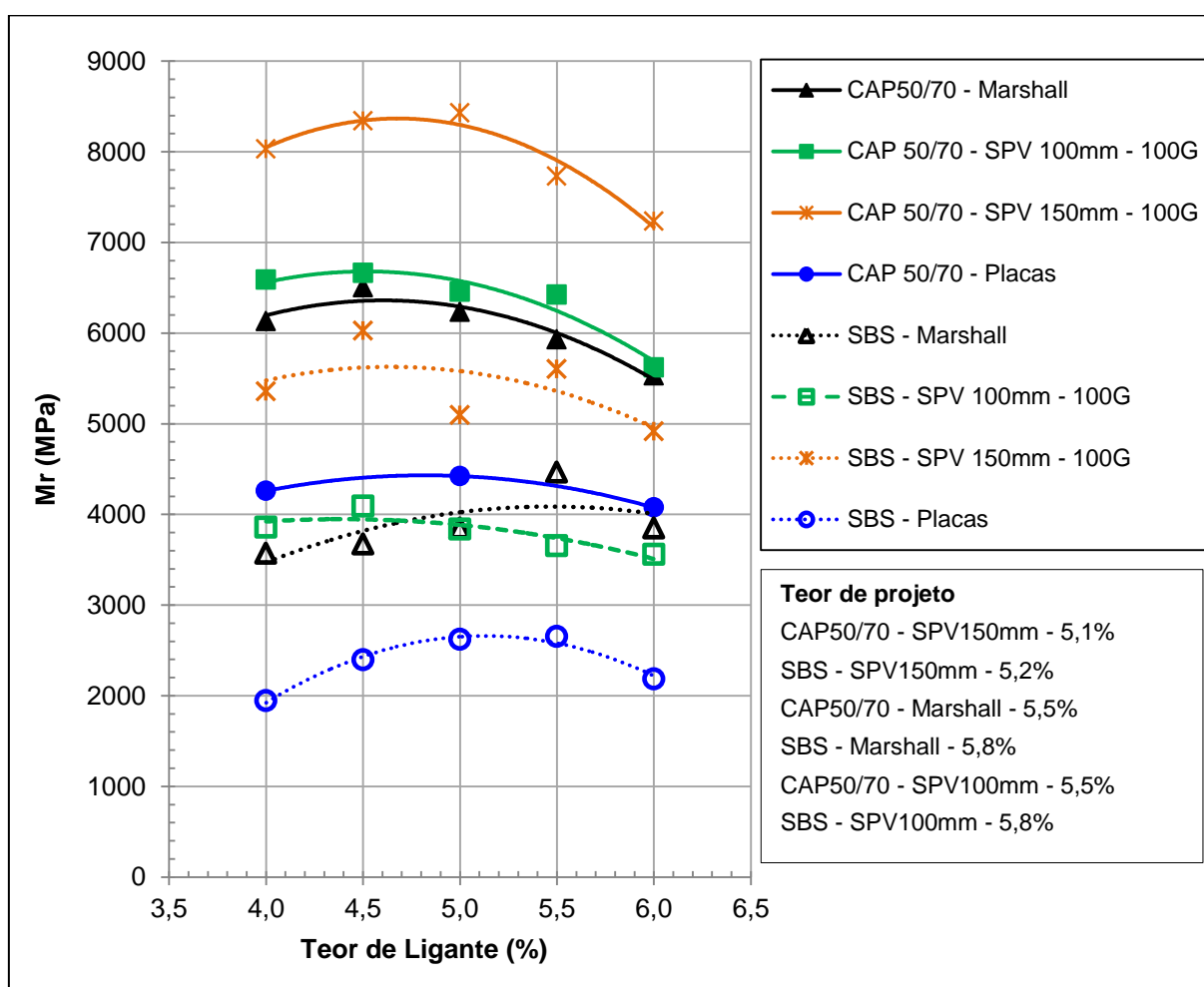


Figura 4.11 - Variação dos valores médios de módulo de resiliência em função do teor e do tipo de ligante dos corpos de prova provenientes dos diferentes métodos de compactação

Verifica-se pela análise da Figura 4.11 que, de maneira geral, as formas das curvas de módulo de resiliência em função do teor de CAP se mostraram similares. Para os

corpos de prova Marshall e Superpave a tendência é uma curva com o aparecimento de um valor máximo, não bem definido, principalmente para as misturas com CAP modificado

Entretanto, em todos os casos, os valores de módulo de corpos de prova das placas foram consideravelmente menores do que aqueles dos outros métodos de compactação. Os resultados refletem, para um mesmo tipo de ligante, a influência do maior percentual de vazios apresentados pelas placas logo após a compactação.

Constata-se ainda pela Figura 4.11, que o efeito do broqueamento exerce influência significativa sobre os resultados de módulo. Para um mesmo tipo de ligante, os corpos de prova de 150 mm provenientes do CGS apresentaram maiores valores de módulo em relação aos de outros métodos devido ao menor volume de vazios resultante do processo de redução no tamanho das amostras.

Na maioria das vezes, os valores médios de módulo de resiliência dos corpos de prova Superpave de 150 mm foram de 1,2 a 1,3 vez superior aos módulos dos corpos de prova Superpave de 100 mm para as misturas com CAP 50/70. As misturas com CAP modificado mostraram-se pouco mais sensíveis à alteração do diâmetro do molde e, de maneira geral, corpos de prova maiores apresentaram valores de módulo de 1,3 a 1,5 vez superior ao das amostras de menor diâmetro.

Para um mesmo tipo de ligante, os corpos de prova Marshall e Superpave de 100 mm apresentaram valores similares de Mr. Esse comportamento é reflexo da similaridade dos volumes de vazios entre os corpos de prova desses dois métodos.

Percebe-se que independentemente do tipo de compactação utilizado, as misturas com CAP 50/70 apresentaram valores médios de módulo de resiliência maiores que aqueles de misturas usinadas com CAP modificado. Porém, torna-se importante salientar que os maiores valores de módulo podem não refletir uma maior resistência à deformação permanente. A Figura 4.12 mostra uma comparação entre as curvas de deslocamento – tempo, obtidas do ensaio de Mr, para uma mistura com CAP modificado e para outra com CAP convencional, que explica o comportamento descrito acima.

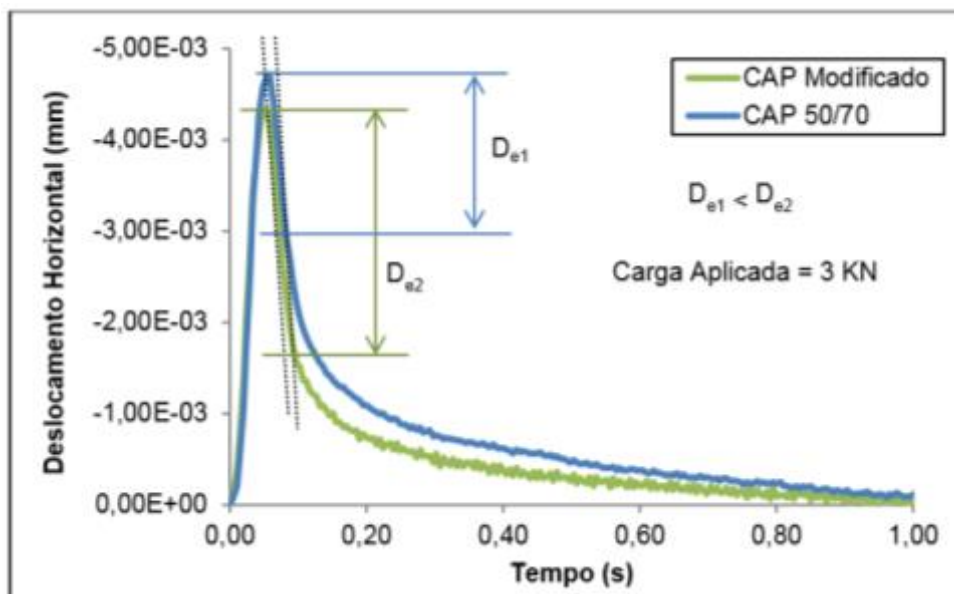


Figura 4.12 – Curva deslocamento – tempo resultante do ensaio de módulo de resiliência a 25° C em misturas com CAP 50/70 e com CAP modificado

Verifica-se pela análise da Figura 4.12 que misturas usinadas com CAP modificado apresentaram maior recuperação elástica dos deslocamentos, correspondendo a menores valores de módulo de resiliência. Ademais, o deslocamento resultante total para um mesmo carregamento é maior para misturas elaboradas com CAP 50/70. Através da Tabela 4.4, verifica-se que as misturas com CAP 50/70 apresentaram valores de módulo de 1,3 a 1,8 vez maior que das misturas com CAP modificado para os métodos de compactação por impacto e por amassamento. O valor dessa relação foi ainda maior para os corpos de prova extraídos das placas.

Tabela 4.4 – Valores médios de módulo de resiliência e da relação entre os valores obtidos para os dois tipos de ligante

Método de Compactação	Ligante	Módulo de Resiliência	Teor de Ligante (%)				
			4	4,5	5	5,5	6
Rolagem pneumática (mesa compactadora)	SBS	$Mr_{SBS}$ (MPa)	1947	2395	2622	2654	2186
	50/70	$Mr_{50/70}$ (MPa)	4259	-	4423	-	4075
		$Mr_{50/70}/Mr_{SBS}$	2,2	-	1,7	-	1,9
Marshall	SBS	$Mr_{SBS}$ (MPa)	3571	3673	3849	4466	3847
	50/70	$Mr_{50/70}$ (MPa)	6130	6506	6233	5929	5532
		$Mr_{50/70}/Mr_{SBS}$	1,7	1,8	1,6	1,3	1,4
Superpave 100 mm	SBS	$Mr_{SBS}$ (MPa)	3857	4092	3839	3654	3559
	50/70	$Mr_{50/70}$ (MPa)	6590	6663	6303	6454	5621
		$Mr_{50/70}/Mr_{SBS}$	1,7	1,6	1,7	1,8	1,6
Superpave 150 mm	SBS	$Mr_{SBS}$ (MPa)	5356	6026	5094	5603	4916
	50/70	$Mr_{50/70}$ (MPa)	8029	8340	8430	7732	7233
		$Mr_{50/70}/Mr_{SBS}$	1,5	1,4	1,7	1,4	1,5

Nesse contexto, é importante a análise conjunta dos resultados de módulo com os resultados de resistência à tração por compressão diametral e com os ensaios de fadiga e também de deformação permanente. Soma-se a isso os aspectos positivos da realização dos ensaios de módulo dinâmico que possibilitam o conhecimento do comportamento quanto à rigidez de uma misturas asfáltica numa ampla faixa de temperaturas e frequências de carregamento. De modo a se conhecer melhor o comportamento quanto à rigidez das misturas com CAP modificado foram realizados os ensaios de módulo dinâmico para os teores de 4, 5 e 6% de ligante cujos resultados a partir da média de duas amostras são apresentados na Tabela 4.5 e na Figuras 4.13 e 4.14.

Tabela 4.5 – Valores médios de módulo dinâmico para as misturas com CAP modificado

Teor de CAP (SBS)	Va %	Temperatura ° C	Módulo Dinâmico MPa					
			Frequência Hz					
			25	10	5	1	0,5	0,1
4	6,6	-10	32.811,50	32.008,50	31.267,00	29.391,50	28.038,00	25.807,00
		4,4	25.607,00	24.105,00	22.884,00	19.908,00	18.390,00	15.391,00
		21,1	14.952,50	13.073,00	11.639,50	8.490,50	7.164,00	4.697,00
		37,8	5.440,50	4.286,50	3.435,00	1.972,00	1.534,50	892,50
		54,4	1.867,00	1.312,50	1.005,50	510,00	398,50	233,50
5	4,5	-10	36.557,00	35.457,50	34.688,00	32.407,50	31.336,50	28.699,00
		4,4	27.354,00	25.583,00	24.207,50	20.845,00	19.345,00	15.870,50
		21,1	14.461,00	12.432,00	10.937,50	7.716,00	6.479,50	4.114,50
		37,8	4.571,50	3.476,50	2.734,00	1.495,50	1.160,50	671,50
		54,4	1.445,00	998,50	778,50	433,50	361,50	259,50
6	1,3	-10	35.825,00	35.027,00	34.250,00	32.015,00	30.846,50	28.177,00
		4,4	28.441,00	26.661,00	25.256,50	21.648,00	20.003,00	16.304,00
		21,1	14.243,50	12.042,50	10.443,50	7.012,00	5.748,50	3.477,00
		37,8	4.417,00	3.262,50	2.547,00	1.430,00	1.124,00	719,50
		54,4	1.364,50	1.003,50	814,00	535,00	475,00	395,00

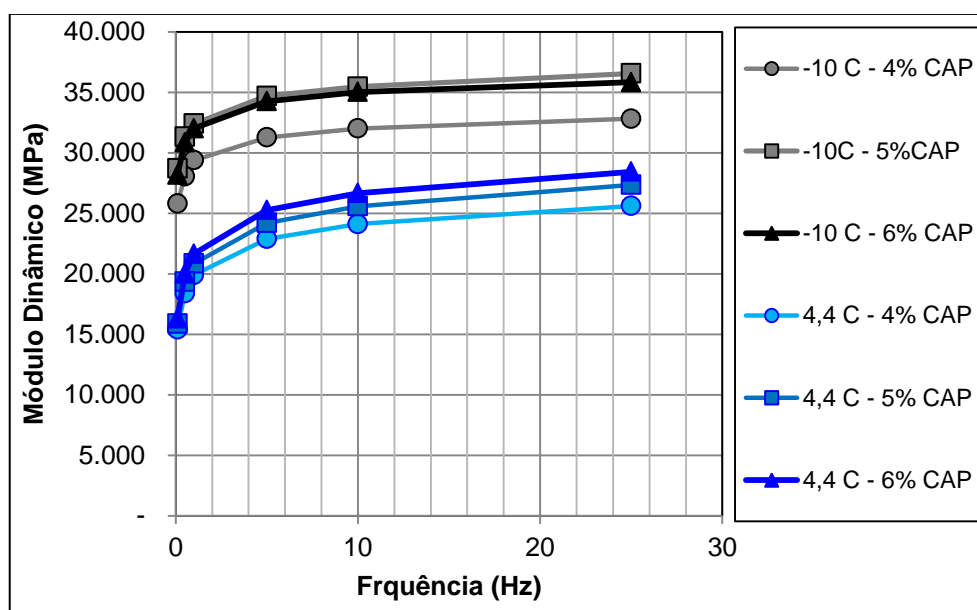


Figura 4.13 – Valores médios de módulo dinâmico em função a frequência para as temperaturas de -10° e 4,4° C

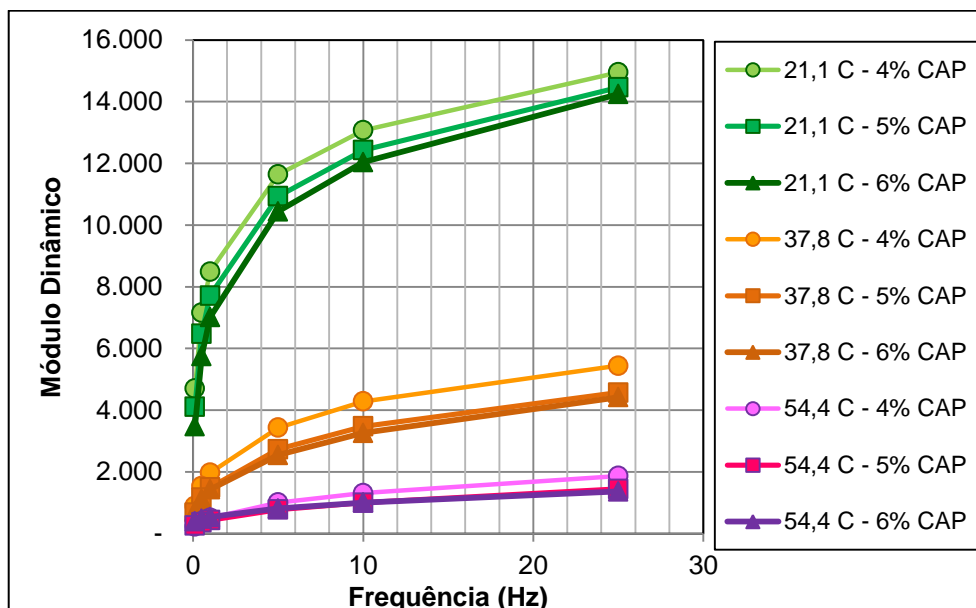


Figura 4.14 – Valores médios de módulo dinâmico em função a frequência para as temperaturas de - 21,1° C, 37,8° C e 54,4° C

Através da análise da Tabela 4.5 e das Figuras 4.13 e 4.14, verifica-se a dependência da rigidez das misturas asfálticas em função da temperatura. Para temperaturas baixas (-10 °C e 4,4 °C) as amostras com maior teor de ligante apresentaram valores de módulo dinâmico maiores, sendo justificável pela maior quantidade de vazios apresentado pelas mistura com 4% de CAP. Outro fator é que em temperaturas baixas o ligante asfáltico encontra-se com rigidez mais próxima a rigidez do agregado, tornado o efeitos dos diferentes vazios nos valores de módulo ainda maiores entre as misturas.

Para a temperatura intermediária de 21,1° C ocorre uma inversão de comportamento, ou seja, as misturas com maior quantidade de ligante se mostraram menos rígidas em relação às misturas com 4% de CAP o que sugere um melhor desempenho quanto ao trincamento por fadiga das primeiras. Nessa temperatura as parcelas elástica e viscosa do ligante têm grande representatividade no comportamento da mistura.

A tendência de misturas com mais ligante se mostrarem menos rígidas se repete para as temperaturas maiores. Contudo, as diferenças de rigidez, para uma mesma frequência, entre amostras com menor e maior teor de ligante são reduzidas e, em

alguns casos, as misturas com maior quantidade de CAP apresentaram maior valor de módulo. Por exemplo, para a frequência de 1 Hz a 54,4° C a mistura com 6% de ligante foi a que apresentou maior valor médio de módulo dinâmico.

Apesar dessas considerações o efeito do teor de ligante foi contrabalanceado pelo volume de vazios das amostras. A variação de 2% no teor de CAP contra a variação de 5,3% nos vazios resultou em diferenças pequenas nos valores de módulo dinâmico independente da temperatura de ensaio e da frequência de carregamento. O comportamento reológico das misturas foi semelhante como pode ser observado na Figura 4.15. Essa semelhança de comportamento quanto à rigidez pode ser corroborado também pela forma mais achatada das curvas de módulo de resiliência em função do teor de ligante da Figura 4.11, principalmente para os resultados a partir de corpos de prova do CGS.

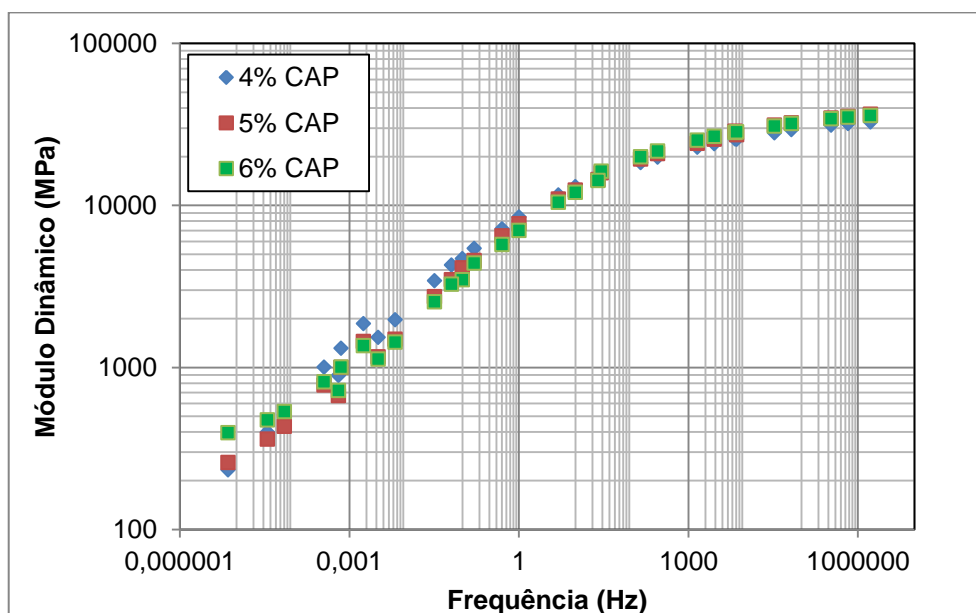


Figura 4.15 – Curva mestra de equivalência frequência – temperatura para as misturas com 4, 5 e 6% de CAP modificado por SBS

Quanto ao comportamento das misturas em relação à resistência à tração por compressão diametral, esse se mostrou semelhante ao verificado quanto aos resultados de módulo de resiliência como pode ser visto através da Figura 4.16.



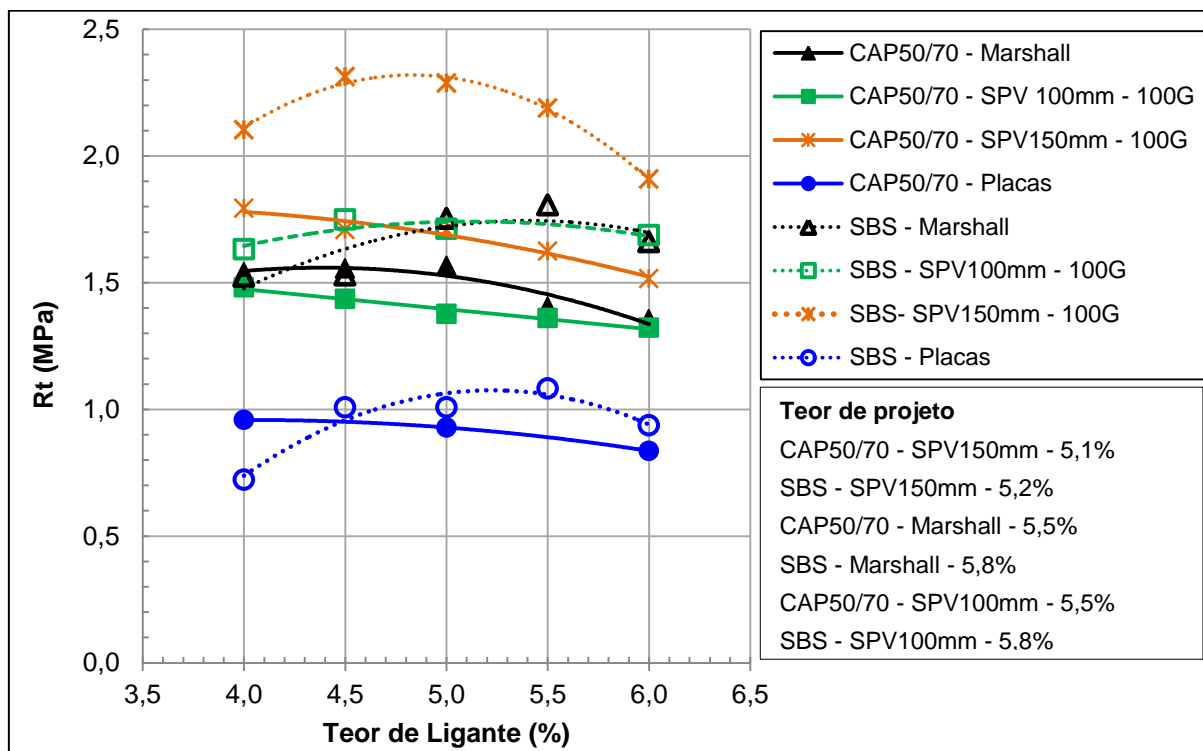


Figura 4.16 - Variação dos valores médios de resistência à tração por compressão diametral em função do teor de ligante dos corpos de prova provenientes dos diferentes métodos de compactação

Através da Figura 4.16, percebe-se que os valores médios de resistência à tração por compressão diametral estão dentro da faixa normalmente encontrada em misturas asfálticas desta natureza, sendo proporcional ao volume de vazios que se mostraram elevados no caso dos corpos de prova extraídos das placas moldadas na mesa compactadora.

Independentemente do tipo de CAP, os valores de resistência à tração para os corpos de prova moldados com 150 mm foram de 1,1 a 1,3 vezes maiores do que aqueles apresentados pelos corpos de prova moldados com 100 mm no CGS (devido ao processo de redução do tamanho do CP). Além disso, percebe-se similaridade entre os valores médios de  $R_t$  para os corpos de prova Superpave (100 mm) e Marshall.

Nota-se também pela Figura 4.16 que a substituição do CAP modificado pelo CAP convencional resultou em redução da resistência à tração indireta, sendo esse comportamento mais evidente para os corpos de prova provenientes do CGS de 150

mm. A Tabela 4.6 mostra os valores médios de  $R_t$  e da relação entre os valores obtidos para os dois tipos de ligante em função do tipo de compactação. Os valores individuais de  $R_t$  para cada corpo de prova são apresentados no Apêndice H.

Tabela 4.6 – Valores médios de resistência à tração por compressão diametral e da relação entre os valores obtidos para os dois tipos de ligante

Método de Compactação	Ligante	Resistência à Tração	Teor de Ligante (%)				
			4	4,5	5	5,5	6
Mesa	SBS	$R_{t_{SBS}}$ (MPa)	0,72	0,95	1,01	1,08	0,94
	50/70	$R_{t_{50/70}}$ (MPa)	0,96	-	0,93	-	0,84
		$R_{t_{50/70}} / R_{t_{SBS}}$	1,33	-	0,92	-	0,89
Marshall	SBS	$R_{t_{SBS}}$ (MPa)	1,52	1,53	1,75	1,81	1,66
	50/70	$R_{t_{50/70}}$ (MPa)	1,54	1,56	1,57	1,40	1,36
		$R_{t_{50/70}} / R_{t_{SBS}}$	1,01	1,02	0,89	0,78	0,82
Superpave 100 mm	SBS	$R_{t_{SBS}}$ (MPa)	1,63	1,75	1,71	-	1,69
	50/70	$R_{t_{50/70}}$ (MPa)	1,48	1,44	1,38	1,36	1,32
		$R_{t_{50/70}} / R_{t_{SBS}}$	0,91	0,82	0,80	-	0,78
Superpave 150 mm	SBS	$R_{t_{SBS}}$ (MPa)	2,1	2,31	2,29	2,19	1,91
	50/70	$R_{t_{50/70}}$ (MPa)	1,79	1,71	1,71	1,62	1,52
		$R_{t_{50/70}} / R_{t_{SBS}}$	0,85	0,74	0,75	0,74	0,79

Analisando a Tabela 4.6, percebe-se que a substituição do CAP modificado pelo CAP de menor consistência resultou numa redução de aproximadamente 0,9 vez nos valores médios de  $R_t$ , ou seja, a mistura SPV 12,5 mm se mostrou mais sensível ao CAP 50/70 quanto aos resultados de módulo de resiliência. Tal situação é um indicativo de que as misturas com CAP 50/70 são menos resistentes ao trincamento por fadiga, pois têm-se aumento significativo da rigidez com redução da resistência à tração, quando comparadas com as misturas usinadas com ligante modificado.

Segundo Bernucci et al. (2010), a relação entre os valores de módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral podem ser um indicador da vida de fadiga de misturas asfálticas (quando os ensaios de fadiga não estiverem disponíveis), pois agrega informações de rigidez e resistência. Assim, seria desejável um menor valor dessa razão, dado que se busca um equilíbrio entre a rigidez (evitando que esta seja muito elevada) e a resistência à tração (maior resistência à ruptura está muitas vezes associada a uma maior resistência à fadiga). A Figura 4.17 mostra os valores da relação entre módulo de resiliência e resistência à tração em função do teor de ligante.

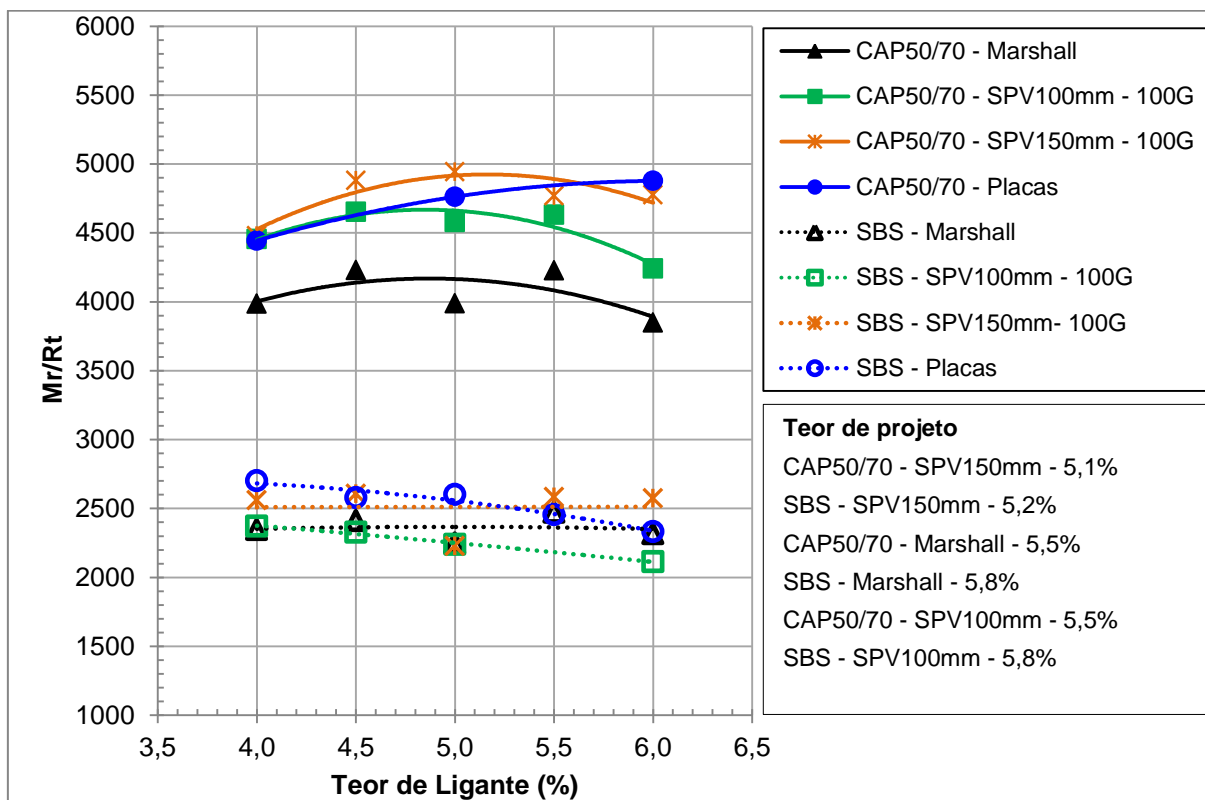


Figura 4.17 - Variação da relação Mr/Rt em função do teor de ligante dos corpos de prova provenientes dos diferentes métodos de compactação e diferentes ligantes

Através dessa Figura 4.17 observa-se que as misturas com CAP de menor consistência e não modificado apresentaram os maiores valores para essa relação sendo um indicativo de maior propensão ao trincamento por fadiga, sobretudo devido ao aumento considerável da rigidez em relação ao CAP modificado. Assim, novas questões são apresentadas nesse estudo:

- O ligante modificado conduz a melhora no desempenho quanto à vida de fadiga das misturas SPV 12,5 mm?
- O ligante modificado também representa melhora na resistência ao afundamento em trilha de roda? Qual o papel da distribuição granulométrica?
- Qual o comportamento mecânico para cada um dos teores de projeto das diferentes sistemáticas de dosagem estudadas?

As discussões a respeito dos dois primeiros questionamentos serão abordadas em itens posteriores. No momento, começaremos pela última indagação. A Figura 4.18 mostra os valores médios de volume de vazios, módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral em função do teor de ligante modificado por SBS para corpos de prova resultantes dos diferentes métodos de compactação estudados. Ainda nessa Figura são apresentados os teores de ligante de projeto obtidos para as dosagens Marshall e Superpave (100 e 150 mm de diâmetro).

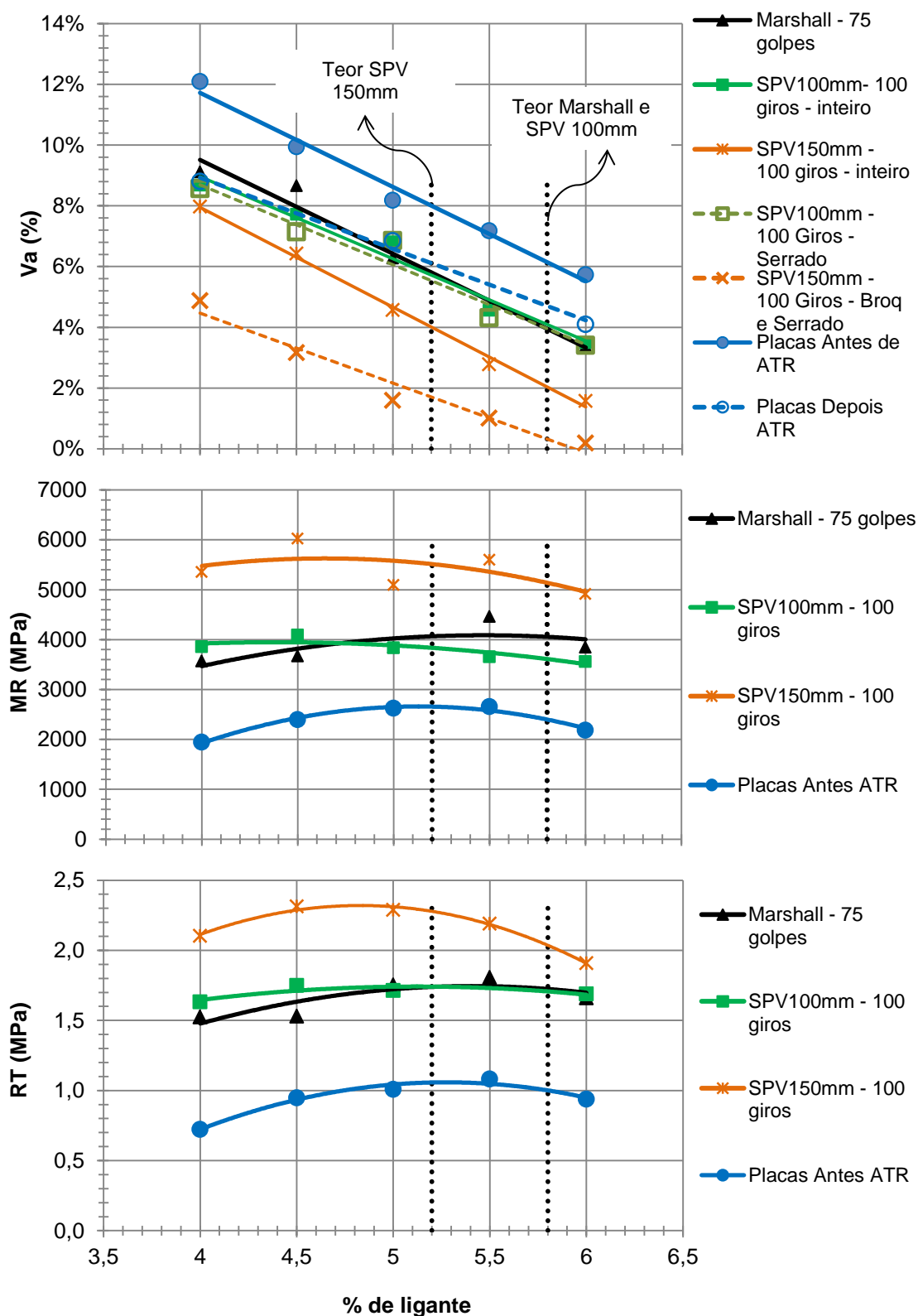


Figura 4.18 – Valores médios de Va (%), Mr (MPa) e Rt (MPa) em função do teor de ligante modificado por SBS para os diferentes métodos de compactação e os respectivos teores de projeto

Nota-se pela Figura 4.18 que o teor de projeto obtido pelo método Superpave com amostras de 100 mm de diâmetro e Marshall resultaram em volume de vazios 1,5 vez menor do que aqueles das placas antes de serem submetidas ao ensaio de ATR. Contudo, os valores se mostraram similares aos das placas depois de submetidas a 30.000 ciclos de solicitações de roda. Esse comportamento se traduziu em diferenças similares nos resultados de Mr e Rt dos corpos de prova Marshall e Superpave de 100 mm em relação aos valores obtidos a partir de corpos de prova extraídos das placas antes do ensaio de ATR.

O reduzido volume de vazios após o broqueamento e a serragem dos corpos de prova de 150 mm do Superpave resultou em diferenças consideráveis nos valores de Mr e Rt em comparação com os valores obtidos de amostras provenientes dos outros métodos de compactação.

Percebe-se também, que para o teor de projeto do Superpave com 150 mm tem-se os maiores valores de Mr e Rt na medida em que, para o teor de projeto Marshall e Superpave de 100 mm, ocorre uma redução dos valores desses parâmetros.

O comportamento verificado para as misturas com CAP modificado por SBS foi similar àquele das misturas com CAP convencional. A Figura 4.19 apresenta os valores médios de volume de vazios, módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral em função do teor de CAP 50/70 para corpos de prova resultantes dos diferentes métodos de compactação estudados. Observa-se que, mais uma vez, a similaridade de volume de vazios entre amostras dos métodos Marshall e Superpave de 100 mm resultou em comportamento mecânico também parecido quanto ao Mr e ao Rt. Além disso, esses resultados foram os que mais se aproximaram dos valores médios de Mr e Rt das placas após 30.000 ciclos de solicitações de carga de roda.

Assim, evidencia-se que os ensaios de módulo de resiliência e de resistência à tração por compressão diametral em amostras broqueadas e serradas a partir de corpos de prova de 150 mm não as mais representativas das amostras similares a de campo após solicitações de cargas de roda.

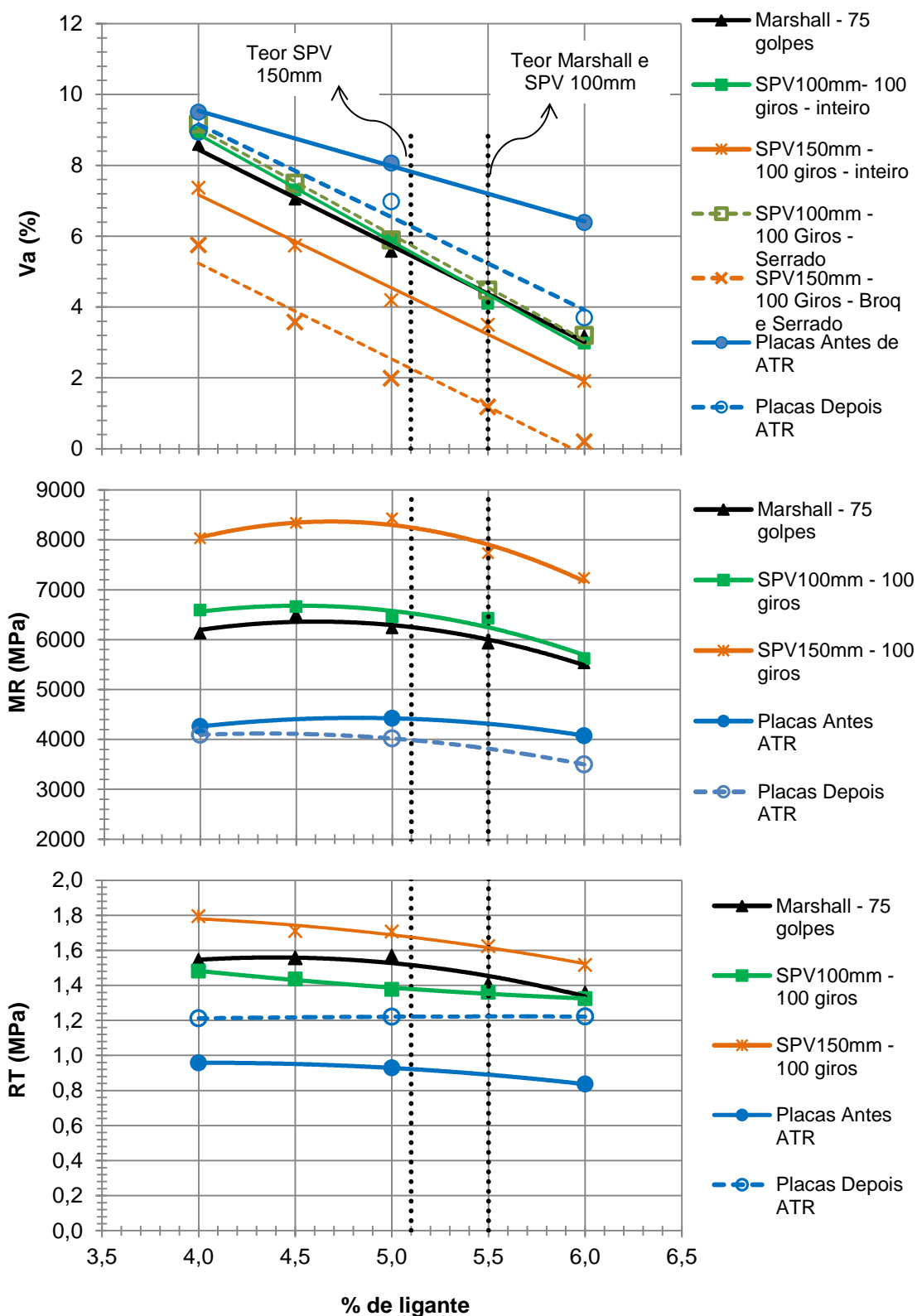


Figura 4.19 – Valores médios de Va (%), Mr (MPa) e Rt (MPa) em função do teor de CAP 50/70 para os diferentes métodos de compactação e os respectivos teores de projeto

### **4.3 Efeito do Número de Giros (CGS) no Comportamento Mecânico de Misturas Elaboradas com CAP Modificado por SBS e com Ligante Convencional**

No item 4.1, constatou-se a influência do número de giros no volume de vazios dos corpos de prova Superpave tanto para os moldados com 100 mm de diâmetro quanto para aqueles com 150 mm.

A análise do *locking point* para os corpos de prova da sistemática Superpave sugere possibilidade de quebra das partículas na aplicação de 100 giros, especialmente no caso de corpos de prova com 150 mm. Soma-se a esse cenário a constatação de que o número de giros necessário no CGS, para se obter o mesmo teor de projeto Marshall, é consideravelmente menor do que o número de giros de projeto principalmente na sistemática Superpave com moldes de 150 mm.

Contudo, corpos de prova com 100 mm de diâmetro do CGS apresentam relativa similaridade em termos de volume de vazios e de comportamento mecânico aos de corpos de prova Marshall, sendo que estes dois métodos produzem amostras que mais se assemelham aos corpos de prova obtidos a partir da extração das placas moldadas por rolagem pneumática.

Assim, além do tamanho do corpo de prova, o número de giros desempenha papel importante na obtenção dos parâmetros volumétricos e demanda a averiguação quanto à influência no comportamento mecânico em função do teor de ligante. A Figura 4.20 mostra a variação dos valores de módulo de resiliência em função dos teores de ligante modificado por SBS para os corpos de prova Superpave de 100 e 150 mm com 50, 75 e 100 giros.

Pela análise da Figura 4.20 observa-se que o aumento no número de giros nos corpos de prova de 100 mm resulta em aumento dos valores de módulo de resiliência em virtude do menor volume de vazios. Contudo, esse efeito não é evidente para os corpos de prova provenientes do CGS de 150 mm em que o número de giros exerceu pouca influência sobre os valores de módulo de resiliência. Esse fato pode ser explicado pela análise da Figura 4.10, onde a variação do volume de vazios foi pouco significativa para diferentes números de giros, principalmente de



75 para 100 giros. Além disso, o *locking point* médio de 83 giros para a compactação no CGS com amostras de 150 mm é indicativo de proximidade da densificação ou intertravamento máximo da mistura em que compactação adicional ao LP não produzem efeito significativo na variação do volume de vazios e, conseqüentemente, nos valores de módulo de resiliência.

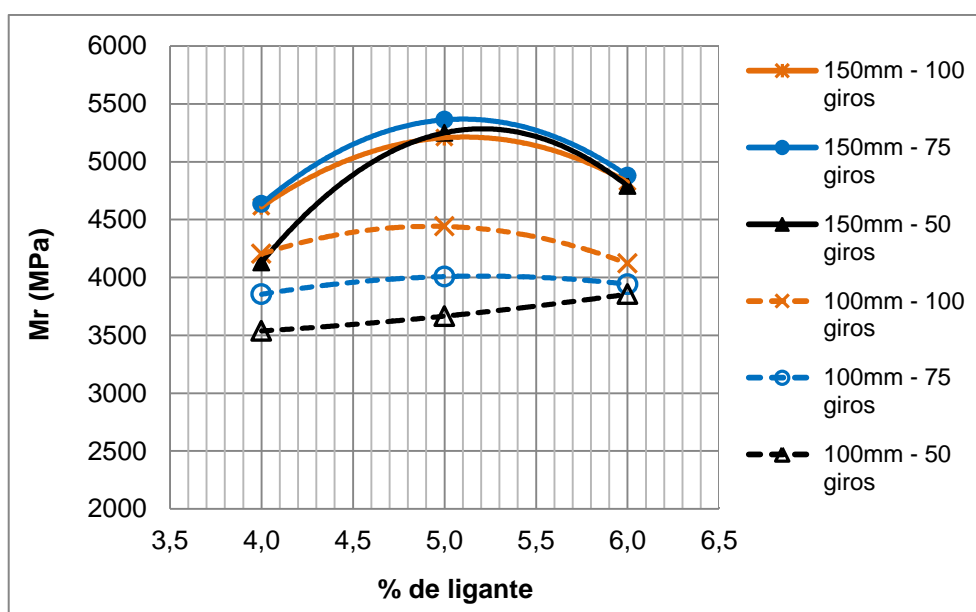


Figura 4.20 – Variação dos valores médios de módulo de resiliência em função do teor de ligante (SBS) para os corpos de prova do CGS (100 e 150 mm) para 50, 75 e 100 giros

O comportamento observado na análise dos resultados de módulo de resiliência se repetiu para os resultados de resistência à tração por compressão diametral. Analisando-se a Figuras 4.21 percebe-se que maiores números de giros resultaram em maiores valores de  $R_t$  sendo que, para maiores números de giros, as diferenças nos valores de  $R_t$  se mostraram menos sensível ao diâmetro das amostras.

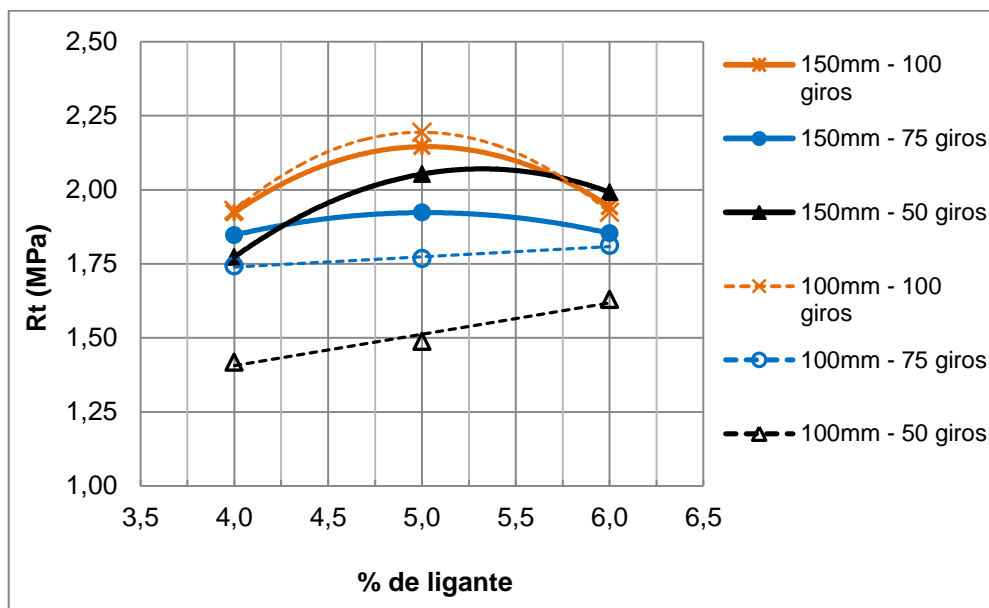


Figura 4.21 – Variação dos valores médios de resistência à tração por compressão diametral em função do teor de ligante (SBS) para os corpos de prova do CGS (100 e 150 mm) para 50, 75 e 100 giros

#### 4.4 Avaliação Quanto à Deformação Permanente e à Vida de Fadiga das Misturas Asfálticas Compactadas por Métodos Diferentes

Tendo em vista que o propósito do projeto de misturas asfálticas é produzir revestimentos de pavimentos mais duráveis, torna-se evidente a necessidade da avaliação das misturas quanto à resistência ao afundamento em trilha de roda por deformação permanente e à resistência ao trincamento por fadiga.

As Figuras 4.22 e 4.23 apresentam os valores de volume de vazios obtidos nas placas moldadas na mesa compactadora em comparação: (i) com as curvas de volume de vazios em função do número de giros na PCG e (ii) com as curvas de percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos para a mistura 12,5 mm com diferentes teores de CAP modificado por SBS e de CAP 50/70, respectivamente.

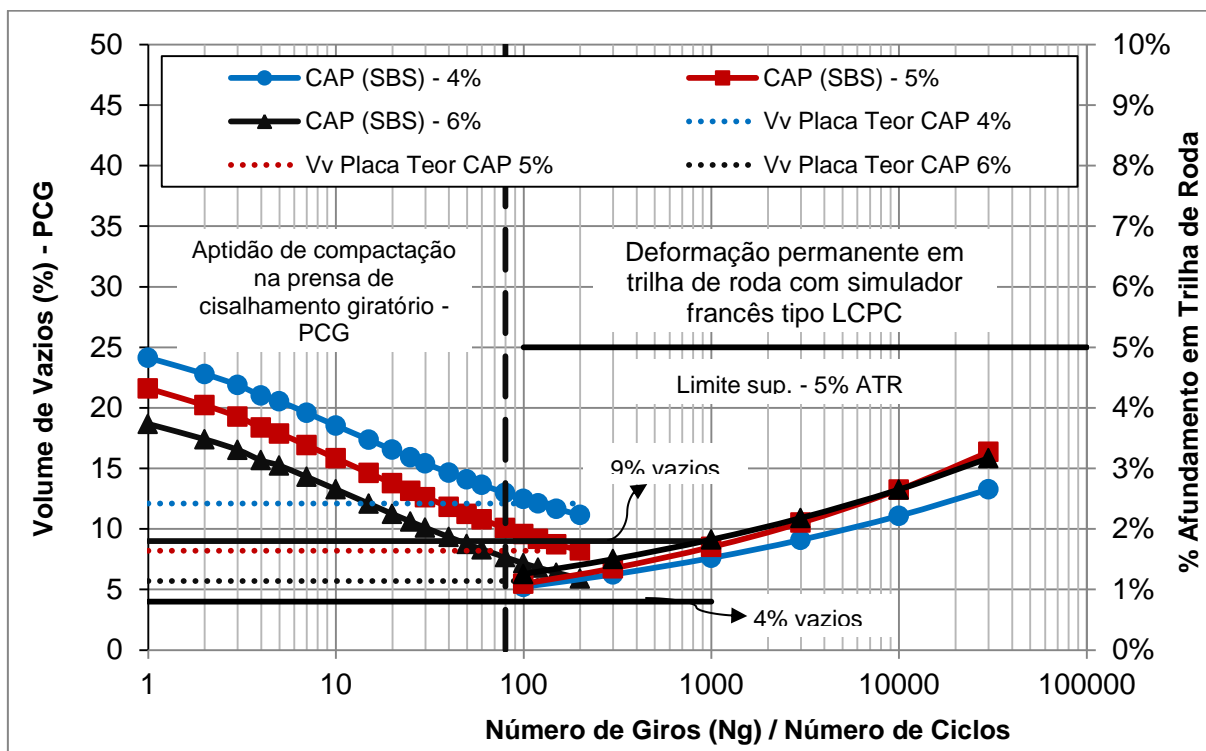


Figura 4.22 - Curvas de volume de vazios (PCG) em função do número de giros e curvas de percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos para misturas com CAP modificado por SBS

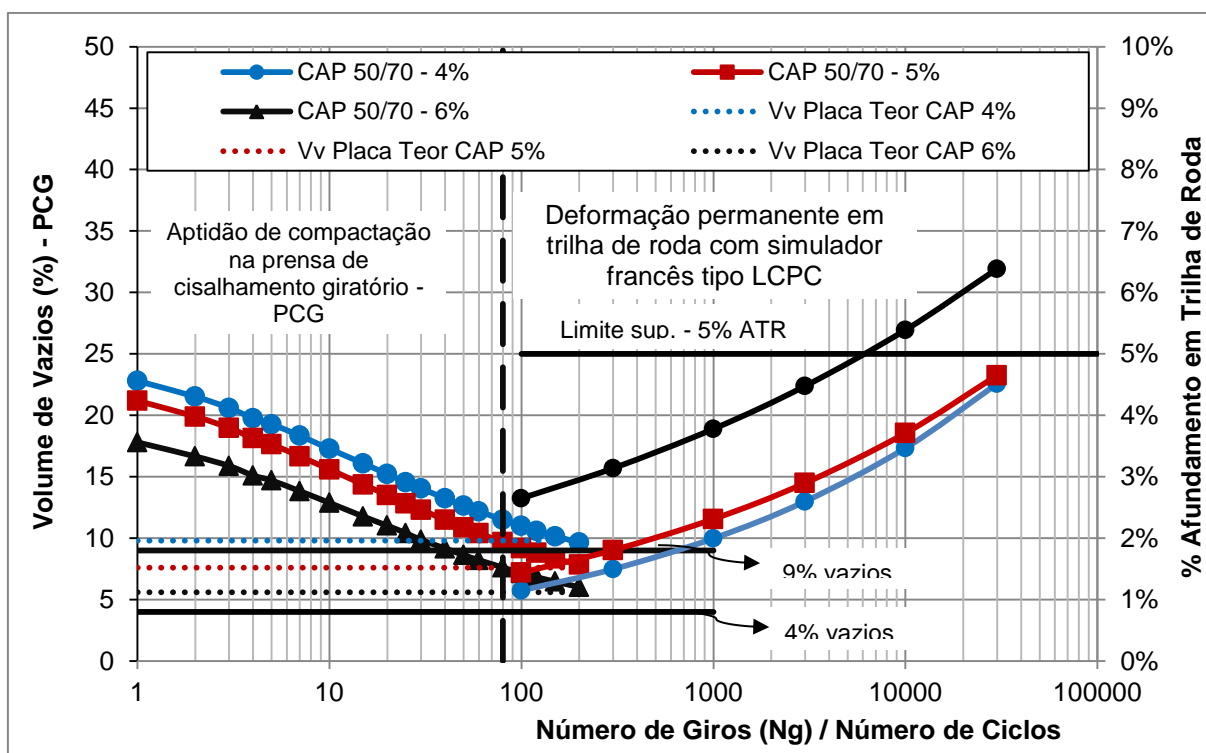


Figura 4.23 - Curvas de volume de vazios (PCG) em função do número de giros e curvas de percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos para misturas com CAP 50/70

Pela análise da Figura 4.22 verifica-se que, mesmo não atendendo aos limites especificados quanto ao volume de vazios, as misturas com 4 e 5% de CAP modificado não se mostraram suscetíveis à deformação permanente. Situação análoga aconteceu para as misturas com CAP convencional. Contudo, o maior teor desse ligante resultou em percentual de afundamento em trilha de roda superior ao limite de 5%, mesmo atendendo aos limites de volume de vazios estabelecido pelo método francês.

Uma comparação direta entre as misturas feitas com os dois ligantes encontra-se apresentada na Figura 4.24, que mostra a variação dos valores de deformação permanente em função do número de ciclos para os três teores de CAP 50/70 estudados em comparação com os resultados apresentados para a mesma mistura com TMN de 12,5 mm com cinco teores de CAP modificado por SBS.

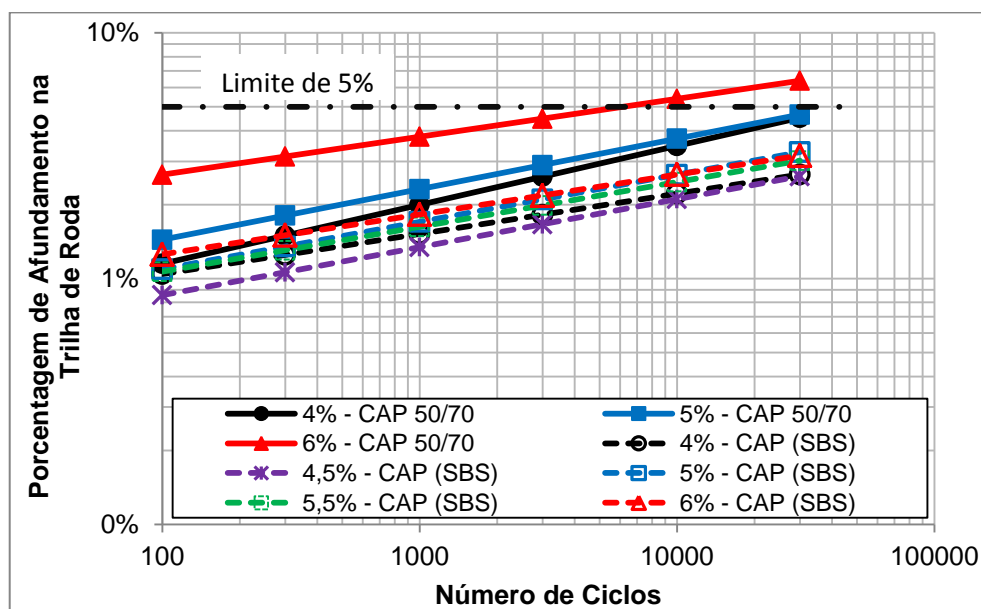


Figura 4.24 - Percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos com diferentes teores de CAP 50/70 e de CAP modificado por SBS

Verifica-se pela Figura 4.24 que os modelos de deformação permanente apresentaram tendências bem definidas e se mostram pouco sensíveis à variação do teor do ligante modificado por SBS. Para misturas com esse tipo de ligante a variação máxima entre a maior e a menor deformação foi de 0,6% aos 30.000 ciclos.

Para esse número de ciclos o percentual de afundamento máximo foi de 3,3%, consideravelmente abaixo do limite de 5% normalmente adotado para caracterizar o bom desempenho de misturas asfálticas em campo.

Nesse momento, atribuiu-se que esse desempenho foi consequência da qualidade do ligante modificado somado à estrutura pétreo formada, com graduação bem distribuída e bem travada. Desse modo, a análise da mistura 12,5 mm com CAP convencional de maior penetração se fez necessária de modo a viabilizar a avaliação das contribuições dos constituintes da mistura no desempenho quanto ao afundamento em trilha de roda.

Analisando-se o efeito da substituição do CAP modificado pelo CAP convencional nota-se, através da Figura 4.24, que teores maiores de ligante convencional levaram a aumentos mais significativos de deformação permanente, principalmente para o teor acima de 5%. Para um mesmo teor de CAP os aumentos foram de 1,44 a 2 vezes no percentual de afundamento em trilha de roda em comparação com as misturas usinadas com ligante modificado.

Para os teores de 4 e 5% de CAP 50/70 as deformações ao final de 30.000 ciclos se mostraram dentro do limite de 5%. Já a mistura com 6% de CAP convencional apresentou valor de deformação permanente de 6,4%. Desse modo, evidenciou-se o efeito positivo do CAP modificado em termos de resistência à deformação permanente.

Outro aspecto importante é que, mesmo para a pior situação, representada pelo uso do CAP de consistência mais mole num teor mais elevado (6% de CAP 50/70), a deformação resultante não se mostrou muito acima do limite de 5%, e estando dentro da faixa limite para tráfego severo do método francês, indicando contribuição relevante do travamento e do tipo de agregado quanto à resistência à deformação permanente.

A fração graúda do agregado utilizado nas misturas apresenta quantidade de partículas alongadas e achatadas na relação de 5:1 de menos de 5%, percentual considerado baixo em relação ao limite especificado pelo método Superpave.

Entretanto, o percentual de partículas com esse tipo de forma na relação de 3:1 é de 36%.

Assim, dois questionamentos foram levantados: (i) a contribuição positiva na resistência à deformação permanente é devido em maior parte ao travamento da estrutura, ao tipo ou a forma do agregado? (ii) o método Bailey de composição granulométrica garante resistência à deformação permanente independente da forma do agregado. Essas indagações representam preocupações que devem ser consideradas pelo projetista no momento da escolha do tipo do agregado e da composição granulométrica da mistura.

Considerando esses questionamentos, a Figura 4.25 apresenta o resultado do ensaio de afundamento em trilha de roda para a mistura com ligante convencional e tendo como agregado o seixo rolado (mantendo-se a mesma distribuição granulométrica). As frações menores que 2 mm utilizadas nas misturas foram as mesmas utilizadas para as misturas com agregado granítico. Nessa Figura, também é mostrado o resultado com o agregado granítico para facilidade de comparação.

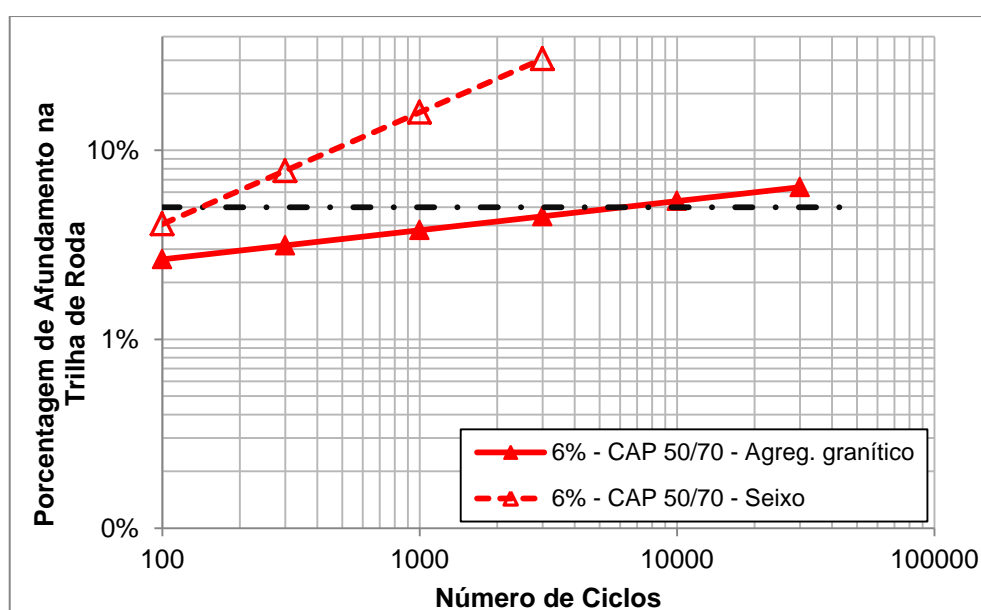


Figura 4.25 - Percentual de afundamento em trilha de roda em função do número de ciclos com 6% de CAP 50/70 para misturas com seixo rolado e agregado granítico

O efeito do tipo do agregado, incluindo suas particularidades quanto a forma, na resistência ao afundamento em trilha de roda fica evidente na Figura 4.25. Vê-se que, mesmo mantendo-se a distribuição granulométrica para os dois tipos de agregados, a substituição da parcela graúda do agregado granítico pelo seixo rolado resultou em deformações excessivas desde o início do ensaio. Assim, constata-se que o método Bailey de composição granulométrica não é suficiente para garantir resistência à deformação permanente, sendo essa dependente do tipo do agregado utilizado, incluindo seus parâmetros de forma. Além disso, o domínio do comportamento quanto à deformação permanente é função da fração graúda, como já era esperado tendo em vista o princípio da formulação da mistura de agregados pelo método Bailey.

Com respeito ao comportamento quanto à fadiga, a Figura 4.26 apresenta as regressões do ensaio de fadiga para os valores médios de três amostras por nível de tensão para misturas com CAP 50/70 em comparação com as misturas usinadas com CAP modificado.

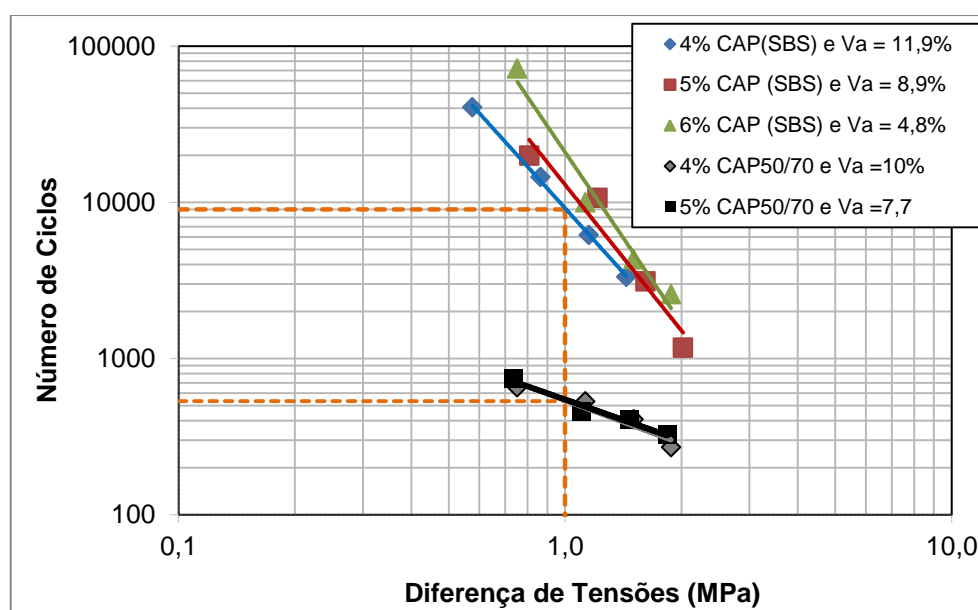


Figura 4.26 - Resultados de fadiga para as misturas com 4, 5 e 6% de ligante para os valores médios de 3 corpos de prova extraídos de placas moldadas por rolagem com CAP modificado e convencional

Através da Figura 4.26 evidencia-se o melhor comportamento quanto à fadiga das misturas usinadas com CAP modificado por SBS quando comparadas às misturas com CAP convencional devido, principalmente, a maior recuperação elástica do CAP modificado. Para uma mesma diferença de tensões (1 MPa), a vida de fadiga da mistura com 4% de CAP modificado é mais de 16 vezes superior aquelas com CAP convencional. A baixa resistência à fadiga das misturas com o CAP de menor consistência levou a obtenção de um comportamento similar para os teores de 4 e 5% de ligante.

Durante a realização dos ensaios de fadiga, o deslocamento acumulado de 5 mm foi tomado como critério de parada. Esse critério foi suficiente para provocar o trincamento dos corpos de prova com 4 e 5% de CAP 50/70. Contudo, para os ensaios na mistura com 6% de ligante o critério se mostrou falho, pois o ensaio era interrompido devido à deformação acumulada sem, no entanto, causar o trincamento dos corpos de prova. Por esse motivo, os resultados referentes ao teor de 6% de CAP 50/70 não foram apresentados na Figura 4.26. A Figura 4.27 mostra exemplos do estado final dos corpos de prova com 4%, 5% e 6% de ligante convencional após a realização dos ensaios de fadiga.

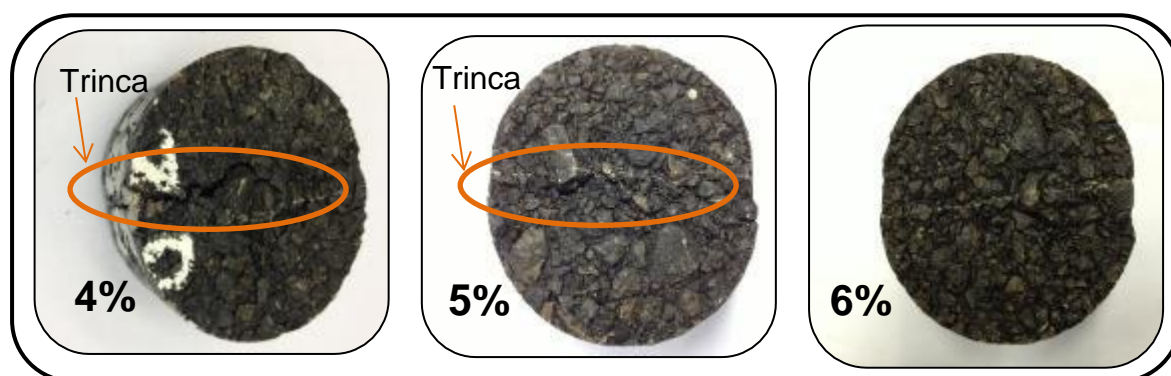


Figura 4.27 - Imagens dos corpos de prova com CAP 50/70 após a realização do ensaio de fadiga à tensão controlada

Para a análise conjunta do comportamento quanto à deformação permanente e à vida de fadiga tem-se a Figura 4.28, que mostra os resultados referentes à porcentagem de afundamento em trilha de roda para 30.000 ciclos e o número de



ciclos na ruptura obtidos nos ensaios de fadiga à tensão controlada e para uma diferença de tensões de 1 MPa.

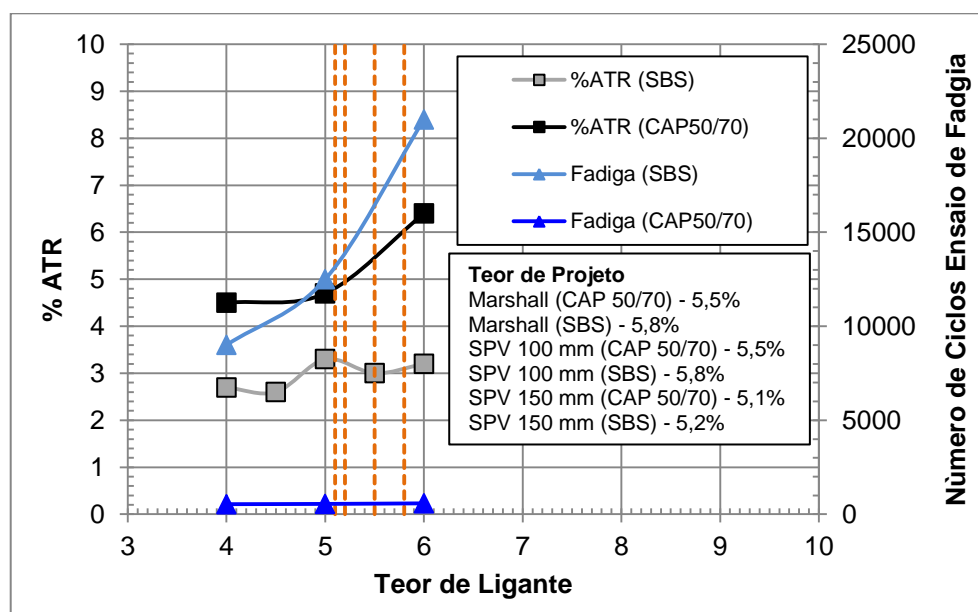


Figura 4.28 - Porcentagem de afundamento em trilha de roda e número de ciclos na ruptura, por teor de ligante, para amostras obtidas de compactação por rolagem na mesa compactadora do LTP-EPUSP com ligante modificado e convencional

Analisando-se a Figura 4.28 observa-se que para as misturas com CAP 50/70 a vida de fadiga é muito pequena e teores acima de 5,3% de CAP representariam problemas quanto ao afundamento em trilha de roda em campo (superior ao limite de 5,0% de ATR pela especificação francesa).

Desse modo, os teores de projeto obtidos pelo método Marshall e pelo método Superpave com molde de 100 mm conduziram ao aumento da propensão da mistura à deformação permanente em campo. Contudo, o teor de projeto determinado através do método Superpave com molde de 150 mm representaria uma condição que atenderia ao limite de 5,0% de afundamento do método francês.

Quanto às misturas com CAP modificado, nota-se que esse ligante melhorou o comportamento das misturas tanto à fadiga quanto à deformação permanente. Para esse caso, os afundamentos se mostraram menos sensíveis ao teor de ligante

quando comparado com as misturas usinadas com CAP 50/70, uma vez que independente do teor de CAP modificado, as porcentagens de afundamento se mostraram menores que o limite de 5%. Conseqüentemente, independente do método adotado para determinação do teor de ligante, seriam atendidos os requisitos do método francês quanto à deformação permanente. Entretanto, na análise da fadiga o melhor comportamento foi verificado para as maiores quantidades de ligante, como esperado. Os teores de projeto obtidos pelo método Marshall e pelo Superpave de 100 mm representaram misturas com melhor desempenho quanto à fadiga, sem comprometer o desempenho quanto à deformação permanente.

Os resultados da PCG para misturas com CAP modificado, apresentados no item 4.1, corroboram as conclusões acima. Para uma mistura do tipo BBSG 0/14, o teor mínimo de ligante admitido pelo método francês é de 5%, devendo ainda satisfazer condições quanto ao volume de vazios. Para atender a essa restrição ter-se-ia uma faixa entre 5,5 e 7,5% de ligante modificado.

Para as misturas com CAP 50/70, considerando-se concomitantemente o comportamento quanto à fadiga, ao afundamento em trilha de roda e as limitações do método francês quanto ao volume de vazios e quanto à quantidade mínima de ligante para as misturas BBSG 0/14, tem-se que o teor de projeto Superpave com corpos de prova de 150 mm e 100 giros é o único a satisfazer esses requisitos.

## 5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A partir dos resultados e das análises feitas no Capítulo anterior, listam-se a seguir as principais inferências resultantes deste projeto de pesquisa.

### 5.1 Quanto ao efeito do método de dosagem sobre o teor de projeto e o volume de vazios

- a) O procedimento de dosagem Superpave com molde de 150 mm de diâmetro e 100 giros conduz à obtenção de teores de projeto consideravelmente menores do que aqueles determinados pelos métodos Marshall e Superpave de 100 mm. Os parâmetros volumétricos e os teores de projeto obtidos para estes dois últimos são semelhantes. O menor teor de projeto do método Superpave com 150 mm pode ser explicado pelo fato de a densificação das misturas moldadas com esse diâmetro apresentarem maior facilidade de compactação em relação ao molde de 100 mm, conforme constatado através da análise das respectivas curvas de densificação. Tal comportamento pode ser resultado do efeito de borda existente na interface da parede do molde com a mistura, ou seja, no caso do cilindro maior, a região que sofre o efeito é limitada a 2,5 cm do limite externo da borda favorecendo, assim, maior facilidade de movimentação da mistura dentro de um diâmetro de 10 cm com raio a partir do centro da amostra;
- b) A similaridade entre os teores finais de projeto Marshall e Superpave de 100 mm demandam a utilização dos procedimentos de ensaio de cálculo da Gmb e da Gmm conforme normatizado pelo ASTM e as restrições volumétricas do *Asphalt Institute* (2001);
- c) A energia equivalente (número de giros equivalente) necessária no CGS com moldes de 150 mm para se obter o mesmo teor de projeto Marshall é cerca de 35% menor do que àquela recomendada como de projeto (100 giros). Entretanto, para amostras menores (100 mm de diâmetro) o número de giros equivalente é mais próximo ao recomendado em projeto,

mas ainda 17% menor. Isso explica a semelhança entre os métodos de compactação por impacto e no CGS com amostras de 100 mm no que tange aos valores de volumes de vazios e ao teor de projeto;

- d) Existe efeito do tamanho do corpo de prova Superpave no volume de vazios resultante. A maior densificação alcançada em amostras com tamanho maior leva à obtenção de volume de vazios de ar consideravelmente menor do que em outros métodos de compactação;
- e) Existe maior possibilidade de degradação granulométrica para misturas compactadas com 150 mm de diâmetro no CGS em comparação com as amostras de 100 mm para o número de giros de projeto;
- f) A densificação proporcionada pelo método de compactação no CGS com amostras de 150 mm de diâmetro representam maior dificuldade de compactação em campo e de se atingir o volume de vazios alvo, normalmente tomado igual a 4%.

## 5.2 Quanto ao efeito do tipo de compactação

- a) O volume de vazios das placas após a moldagem por rolagem pneumática é equivalente ao volume de vazios obtido em campo antes do início da operação da rodovia. Após a simulação de afundamento em trilha de roda por aplicação de 30.000 ciclos de carregamento, o volume de vazios resultante se assemelha mais ao volume de vazios dos corpos de prova Marshall e Superpave de 100 mm, ou seja, é provável que amostras desses métodos sejam mais representativas quanto à densificação obtida em campo após determinada solicitação do tráfego;
- b) A configuração do processo de compactação no CGS provoca densificação mais rápida das misturas asfálticas em relação à prensa giratória do método francês, representando uma maior energia aplicada devido, principalmente, ao ângulo de giro e a altura dos corpos de prova.

Nesse sentido, o método Superpave mostra-se falho ao não especificar a altura mínima dos corpos de prova ao final da compactação, sendo assim, uma fonte de variabilidade dos resultados;

- c) Nenhum método de compactação relacionado aos procedimentos de dosagem Marshall e Superpave produz amostras com a mesma densificação daquelas obtidas numa condição de compactação mais parecida com a de campo. Contudo, os corpos de prova da PCG são os que apresentam valores médios de volume de vazios mais próximos daqueles das placas moldadas por rolagem pneumática, seguido pelos corpos de prova do Superpave com 100 mm. Após o ensaio de afundamento em trilha de roda, os corpos de prova Superpave de 100 mm foram os que apresentaram melhor reprodutibilidade do volume de vazios em relação às placas solicitadas por 30.000 ciclos de carga de roda, ou seja, numa condição pós-solicitação os corpos de prova Superpave de 100 mm de diâmetro se traduzem como mais representativos da densificação de campo.

### **5.3 Quanto ao efeito dos processos de redução de tamanho dos corpos de prova Superpave**

- a) Os corpos de prova Superpave de 150 mm de diâmetro apresentam concentração de vazios em seus bordos, resultando em amostras reduzidas com pequeno volume de vazios;
- b) O processo de redução do tamanho dos corpos de prova Superpave de 100 mm não resulta em variação significativa do volume de vazios;
- c) O volume de vazios das amostras resultantes após o processo de redução do tamanho exerce influência significativa no comportamento mecânico dos corpos de prova. Por esse motivo, a similaridade de densificação entre amostras Marshall e Superpave resultou em valores também semelhantes de módulo de resiliência e de resistência à tração por compressão

diametral, porém bem distintos daqueles provenientes das amostras com 150 mm;

- d) Misturas com CAP convencional resultaram em valores médios de  $M_r$  consideravelmente maiores do que aqueles de misturas com CAP modificado por SBS. Entretanto, esse fato não se traduz em maior resistência à deformação permanente, pois reflete apenas a maior recuperação elástica do ligante modificado;
- e) Os parâmetros mecânicos das misturas são mais sensíveis ao teor de CAP convencional do que ao teor CAP modificado;
- f) Para os teores de projeto do método Superpave de 100 mm e do método Marshall tem-se comportamento mecânico mais representativo em relação às placas quando comparadas com as amostras Superpave de 150 mm.

#### **5.4 Quanto ao comportamento em relação ao afundamento em trilha de roda e à fadiga**

- a) A mistura SPV 12,5 mm com agregado granítico e CAP modificado se mostrou pouco sensível ao teor de ligante apresentando valores de percentual de afundamento baixos. A substituição do ligante modificado pelo ligante convencional levaram a aumentos consideráveis de afundamento chegando a 2 vezes ao apresentado pelas misturas com CAP modificado. Contudo, os resultados com CAP 50/70 ficaram abaixo dos 7% o que representa uma condição intermediária para o bom desempenho à deformação permanente de revestimentos asfálticos quanto submetidos a tráfego muito severo e severo do método francês. Assim, esse bom comportamento quanto a esse tipo de fenômeno deve-se ao somatório da qualidade do CAP modificado e do tipo do agregado incluindo sua estrutura pétreo. Especial parcela dessa resistência é atribuída ao tipo do agregado utilizado e de suas particularidades quanto à forma;

- b) O método Bailey de composição granulométrica não garante por si só resistência da mistura à deformação permanente, sendo altamente dependente do tipo de agregado;
- c) As características elásticas do CAP modificado também são vantajosas ao se tratar do fenômeno da fadiga nas misturas asfálticas em relação ao CAP convencional;
- d) O teor de projeto determinado pelo método Superpave de 150 mm se mostrou mais eficiente quanto à resistência à deformação permanente das misturas com CAP 50/70. Mesmo assim, os teores determinados pelo método Marshall e Superpave de 100 mm se mostraram como alternativas tecnicamente viáveis, uma vez que, para esses teores se teria valores de percentual de afundamento pouco acima do limite de 5%, ou seja, atenderia uma condição intermediária de bom desempenho entre tráfego muito severo e severo;
- e) As misturas com CAP modificado apresentaram melhora considerável tanto à deformação permanente quanto à fadiga. Contudo, os teores de projeto Marshall e Superpave de 100 mm foram os teores para os quais se obteve o melhor desempenho quanto à vida de fadiga sem comprometer a resistência à deformação permanente. O teor de projeto do Superpave de 150 mm, nesse caso, não atendeu ao limite mínimo de volume de vazios recomendado pelo método francês.

## 5.5 Conclusões e Recomendações Finais

Os resultados da pesquisa mostram a importância dos métodos de dosagem de misturas asfálticas que compõem camadas intermediárias ou as de rolamento de pavimentos nas propriedades mecânicas futuras destas camadas. A dosagem determina a durabilidade das soluções asfálticas e tem relação direta com a resistência às deformações permanentes (afundamentos localizados ou as trilhas de roda) e com a resistência à fadiga. Mostrou-se a dificuldade em determinar o teor

“ótimo” para atender a resistência à deformação permanente e a resistência à fadiga conjuntamente.

O estudo contemplou mostrar que diferentes métodos de compactação de misturas asfálticas implicam em condições diferentes de estado e, portanto, nos resultados. Estabelecer uma relação de estado em campo e estado de amostradas compactadas em laboratório é um dos grandes desafios da área, em todo o mundo. A pesquisa mostrou a variabilidade de volume de vazios a depender dos métodos empregados e como este parâmetro influencia nas propriedades mecânicas.

A pesquisa mostrou que a dosagem Marshall é um método que deve ser substituído para determinação do teor asfáltico de projeto e que, para tráfego, pesado, o teor apontado pode não ser assegurador de bom desempenho. Este resultado mostra a importância do tema para as Concessionárias, pois os investimentos em revestimentos asfálticos são expressivos no desembolso anual e periódico para manter os indicadores do PER. Erros em dosagem podem implicar em tornar mais onerosas as soluções pois demandam reabilitações em menor prazo que o previsto, e não atendimento por completo dos indicadores de conforto e segurança aos usuários.

O objetivo geral foi atingido pelo atendimento das atividades desenvolvidas, como segue:

- a) Avaliação do efeito do tipo de compactação no teor de projeto, na volumetria e no comportamento mecânico de misturas asfálticas elaboradas com diferentes tipos de ligante para uma mesma estrutura pétreo: inferências apresentadas nos itens 5.1 e 5.2 desse Capítulo;
- b) Análise do efeito do tamanho do molde, do número de giros e do processo de broqueamento e/ ou serragem dos corpos de prova do CGS sobre o volume de vazios e sobre o seu comportamento mecânico das misturas: inferências apresentadas nos itens 5.1 e 5.3;



- c) Investigação da eficiência do método Bailey quanto à resistência à deformação permanente de misturas asfálticas em função do tipo de agregado: inferências apresentadas no item 5.4;
- d) Avaliação dos efeitos do teor de projeto resultante de cada sistemática de dosagem no que tange aos principais fenômenos desencadeadores de problemas em pavimentos asfálticos: inferências apresentadas no item 5.4.

Desse modo, o principal produto da pesquisa com efeitos práticos a todos os envolvidos no projeto de misturas asfálticas se traduz na recomendação quanto à utilização do método Superpave com 100 mm para volume de tráfego médio a alto em detrimento ao método Superpave com 150 mm tendo em vista que o primeiro apresenta densificação mais semelhante às amostras de campo o que resulta em comportamento mecânico também mais próximo da realidade de campos após a solicitação do tráfego.

Recomenda-se, ainda, esse tipo de compactação para misturas com TMN 12,5 mm em substituição ao método de compactação por impacto do Marshall uma vez que as características do CGS produzem densificação a partir de um somatório de efeitos mais parecidos com a que ocorre em pista. A utilização dos moldes de 150 mm de diâmetro no CGS pode ser viabilizada desde que se adote um número de giros menor do aquele proposto para projeto pelo *Asphalt Institute* (2001).

Quanto ao método francês, não é possível elaborar o projeto de dosagem volumétrico como nos outros métodos avaliados. Para volume de tráfego médio a alto, a sistemática exige a realização de ensaios dos níveis superiores de comportamento mecânico. Os aspectos desfavoráveis desse método são o tempo para a determinação da mistura final, o consumo de materiais, o custo de aquisição e a dificuldade de manutenção dos equipamentos. Esses fatores restringem o uso da sistemática no país, tornando-a de menor aplicação prática.

A aplicação indiscriminada do método Superpave com 150 mm com número de giros de projeto recomendado pelo *Asphalt Institute* (2001) pode resultar em teor de ligante extremamente reduzido tornando o revestimento mais suscetível à

degradação, ao envelhecimento precoce e à fadiga, resultando na diminuição da durabilidade da camada asfáltica de rolamento.

Outro aspecto importante decorrente das conclusões do estudo e que serve de alerta para a comunidade envolvida no projeto de pavimentos está relacionado à abordagem elástica linear comumente utilizada atualmente no país. Esse tipo de teoria não é suficiente para o bom projeto de pavimentos tendo em vista que é incapaz de considerar os efeitos em misturas asfálticas da utilização de ligantes com reologias diferentes. Por exemplo, uma mistura com CAP convencional de consistência mole pode apresentar valor relativamente alto de módulo de resiliência, porém apresentar-se altamente suscetível à deformação permanente. Esse fato é explicado pela baixa recuperação instantânea do CAP convencional o que pode levar a equívocos grave por parte dos projetistas. Nesse cenário, a realização de ensaios de módulo dinâmico e de simulação de trilha de roda tornam-se alternativas importantes para o bom projeto de misturas e que fornecerão informações fundamentais para o projeto da estrutura numa abordagem viscoelástica que considere o comportamento reológico tão particular das misturas asfálticas.

Quanto à estrutura granular dos concretos asfálticos, atenção especial deve ser dada ao tipo de agregado e suas características de forma. O bom travamento da estrutura pétreo não é suficiente para garantir o bom desempenho do revestimento quanto à deformação permanente, sendo dependente em grande parte, do tipo de agregado utilizado.

Por fim, independente do método de dosagem adotado, é fundamental que os ensaios e os cálculos para obtenção dos parâmetros volumétricos e escolha do teor de projeto sigam, rigorosamente, ao normatizado pela ASTM e pelo *Asphalt Institute* (2001). As similaridades entre amostras Marshall e Superpave 100 mm em termos de teor de projeto, volumetria e comportamento mecânico constatados nesse estudo são válidos apenas quando adotadas as especificações desses métodos.

Os objetivos do projeto foram plenamente atingidos, com ganhos importantes acadêmicos, assunto que será tema de tese de um dos pesquisadores envolvidos, e benefícios para a Concessionária, agregando conhecimento e dando suporte a

decisões futuras. As conclusões apresentadas somadas às recomendações propostas agregam ações que vislumbram a melhora na durabilidade dos revestimentos asfálticos considerando os principais deflagradores de defeitos nesse tipo de pavimento.

O aumento da durabilidade da camada de rolamento demanda menor frequência de manutenção e de reabilitação, constituindo valor social e financeiro para o usuário e para os agentes financiadores. Assim, o resultado final dessa pesquisa não beneficia somente a concessão em questão, mas apresenta-se como alternativa para a elaboração de projetos rodoviários com melhor custo – benefício e que produzam um patrimônio para o país capaz de contribuir para o seu desenvolvimento econômico e também social.

## 6 ENTIDADE OU EQUIPE EXECUTORA

A empresa que coordena os serviços é a Latina Manutenção Ltda associada com:

- Laboratório de Tecnologia de Pavimentação do Departamento de Engenharia de Transporte da Escola Politécnica da USP, e
- JMCHAVES Consultoria Ltda.

### 6.1 Identificação dos Participantes

- Coordenador Geral: José Mário Chaves – JMChaves
- Equipe LTP/EPUSP:
  - o Profa. Dra. Liedi Légi Bariani Bernucci – Professora Titular, Coordenadora do Projeto
  - o Kamilla L. Vasconcelos – Doutora, Pesquisadora
  - o Rodrigo Pires Leandro – Doutorando, Pesquisador
  - o Manuela de Mesquita Lopes – Doutoranda, Pesquisador
  - o Edson Moura – Doutor, Técnico Nível Superior
  - o Matheus Gaspar – Iniciação Científica
  - o Claudio Del Priori – Iniciação Científica
  - o Erasmo Alves – Técnico de Laboratório
  - o Diomária Rocha dos Santos – Secretária
- Equipe do Centro de Desenvolvimento Tecnológico:
  - o Amanda Helena Marcandali Silva – Doutoranda, Pesquisadora
  - o Igor Amorim Beja – Mestrando, Engenheiro Civil
  - o Hugo Florêncio – Tecnólogo

## REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 342 – 11**: Standard method of test for determining dynamic modulus of hot mix asphalt. USA, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 1188**: Standard test method for specific gravity and absorption of coarse aggregate. USA, 1996.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 2041**: Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures. USA, 2000.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 2726**: Standard test method for bulk specific gravity and density of non-absorptive compacted bituminous mixtures. USA, 2000.

ASPHALT INSTITUTE. **Mix design methods for asphalt concrete and other hot-mix types**. MS-2. 6<sup>th</sup>ed. 1997. 141 p.

ASPHALT INSTITUTE. **Superpave Mix design**. SP-2. 3<sup>th</sup>ed. 2001. 97 p.  
ASI, I. Performance Evaluation of Superpave and Marshall Asphalt Mix Designs to Suite Jordan Climatic and Traffic Conditions. **Construction and Building Materials**, No. 21, p. 1732 – 1740, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12891**: dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall. Rio de Janeiro, 1993. 12 p.

BARRA, B. S. **Avaliação da ação da água no módulo complexo e na fadiga de misturas asfálticas densas**. 2009. 327 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

BERNUCCI, L. L. B. B. et al. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: PTROBRAS: ABEDA, 2006.

COMINSKY, R., LEAHY, R. B., HARRIGEN, E. T. **Level one mix design: materials selection, compaction, and conditioning**. Washington, DC.: 1994. 121 p. (SHRP-A-408)

CHO, D. W.; BAHIA, H. U.; KAMEL, N. I. Critical Evaluation of Use of the Procedure of Superpave Volumetric Mixture Design for Modified Binders. **Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board**. Washington D.C., No 1929, p. 114 – 125, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME-117/94**: mistura betuminosa – determinação da densidade aparente. Rio de Janeiro, 1994. 4 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME-043/95**: misturas betuminosas a quente – ensaio Marshall. Rio de Janeiro, 1995. 11 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT ES-031/2006**: pavimentos flexíveis – concreto asfáltico. Rio de Janeiro, 2006. 14 p.

FAXINA, A. L. **Estudo da viabilidade técnica do uso do resíduo de óleo de xisto como óleo extensor em ligantes asfalto-borracha**. 2006. 308 p. Tese (Doutorado) – EESC, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

GRUBBS, F. E. **Procedures for detecting outlying observations in samples**. Springfield: 1974. 53 p. (NTIS – National Technical Information Service, Report 1713).

HARMELINK, D.; SHULER, S. Achieving 4% Air Voids in Real Pavements With Superpave. **Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board**. Washington D.C., No 2040, p. 115 – 122, 2008.

KABIR, M. S.; ICENOGLE, P.; KING, W.; ABADIE, C. Performance of Superpave Projects in Louisiana. **Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board**. Washington D.C., No 2207, p. 16 – 24, 2011.

LI, X.; GIBSON, N. Mechanistic Characterization of Aggregate Packing to Assess Gyrations Levels During HMA Mix Design. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**. Tampa, v. 80, p. 33 – 64, 2011.

LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. **Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés**. Paris, France : 2007.

MARQUES, G. L. O. **Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de misturas asfálticas; efeito da compactação por impacto e giratória**. 2004. 461 p. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

MOMM, L. **Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico**. 1998. 259 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

MOURA, E. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. 2010. 299 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente.** 2008. 204 p. Dissertação (Mestrado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. NCHRP: **A manual for design of hot mix asphalt with commentary.** Washington, D.C.: 2011. 285 p. (NCHRP Report 673).

PETERSON, R. L.; MAHBOUB, K. C.; R. ANDERSON, R. M.; MASAD, E.; TASHMAN, L. Superpave Laboratory Compaction Versus Field Compaction. **Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board.** Washington D.C., No 1832, p. 201 – 208, 2003.

ROBERTS, F. L.; et al. **Hot mix asphalt materials, mixture design and construction.** 2<sup>nd</sup> ed. Lanham, Maryland, USA. NAPA Research and Education Foundation, National Center for Asphalt Technology – NCAT, 1996, 585 p.

ROBERTS, F. L.; MOHAMMAD, L. N.; WANG, L. B. History of Hot Mix Asphalt Mixture Design in the United States. **Journal of Materials in Civil Engineering,** Vol. 14, No. 4, p. 279 - 293, 2002.

SEBAALY, P. E.; HAND, A. J. T.; McNAMARA, W. M.; WEITZEL, D.; EPPS, J. A. Field and Laboratory Performance of Superpave Mixtures in Nevada. **Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board.** Washington D.C., No 1891, p. 76 – 84, 2004.

SOARES, J. B.; MOTTA, L. M.; BRANCO, J. V.; MOTTA, L. M. G. Efeito da Consistência do CAP no Teor Ótimo e nas Propriedades das Misturas Asfálticas.. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, ANPET, 13., 1999, São Carlos.

SOARES, J. B.; FREITAS, F. A. C.; BRANCO, J. V.; MOTTA, L. M. G. Método de Previsão do Teor Ótimo de Ligante em Misturas Asfálticas do Tipo CBUQ. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32., 2000, Brasília.

VASCONCELOS, K. L. **Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes granulometrias.** 2004. 149 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2004.

VASCONCELOS, K. L.; SOARES, J. B. Efeito do Procedimento de Dosagem no Teor de Projeto e Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas. In: Congresso Brasileiro de Pesquisa e Ensino em Transportes, 17., 2005, Recife. Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2005.

VASCONCELOS, K. L.; SOARES, J. B.; LEITE, L. M. Influência da Densidade Máxima Teórica na Dosagem de Misturas Asfálticas. In: Congresso Nacional de

Pesquisa e Ensino em Transportes, 12., 2005, Rio de Janeiro. Anais do XII Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2003.

VAVRIK, W. R.; FRIES, R. J.; CARPENTER, S. H. Effect of Flat and Elongated Coarse Aggregate on Characteristics of Gyrotory Compacted Samples. **Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board**. Washington D.C., No 1681, p. 23 – 36, 1999.

VAVRIK, W. R.; PINE, W. J.; CARPENTER, S. H. Aggregate Blending for Asphalt Mix Design. **Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board**. Washington D.C., No 1789, p. 146 – 153, 2001.

WATSON, D. E.; BROWN, E. R.; MOORE, J. Comparison of Superpave and Marshall Mix Performance in Alabama. **Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board**. Washington D.C., No 1929, p. 133 – 140, 2005.

WATSON, D. E.; MOORE, J.; HEARTSILL, J.; JARED, D.; WU, P. Verification of Superpave Number of Design Gyration Compaction Levels for Georgia. **Transportation Research Records: Journal of the Transportation Research Board**. Washington D.C., No 2057, p. 75 – 82, 2008.



## APÊNDICE A – PLANILHA PARA COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO MÉTODO BAILEY

Passo 1 - Grau de Intertravamento do Agregado Graúdo					
<i>Massa específica escolhida dos Agregados Graúdos</i>					
Agregado	Nomenclatura	Massa Específica Solta	% Escolhida	Massa Esp. Solta Escolhida	
Brita 1	AG1	1,441	105	1513	Kgf/m <sup>3</sup>
Pedrisco	AG2	1,392	105	1462	Kgf/m <sup>3</sup>

Passo 2					
<i>Determinação da massa específica contribuinte de cada AG da mistura de acordo com a proporção desejada, através do volume do AG</i>					
Agregado	% de AG	Massa Esp. Solta Escolhida	Contribuição		
AG1	27,0	1513,1	408,5	Kgf/m <sup>3</sup>	
AG2	73,0	1461,6	1067,0	Kgf/m <sup>3</sup>	

Passo 3					
<i>Determinação dos vazios em cada AG, de acordo com a sua massa específica escolhida e sua contribuição em volume. Depois, devem ser somados os vazios de cada AG</i>					
Agregado	Massa Esp. Solta Escolhida	Massa Esp. Aparente	%AG na Mistura	Vazios no AG	
AG1	1513	2,750	27,0	12,14	%
AG2	1462	2,740	73,0	34,06	%
TOTAL				46,2	%

Passo 4					
<i>Determinar a massa específica de cada agregado fino, de acordo com o volume desejado de agregado fino da mistura. Essa é a massa específica que preenche os vazios no AG</i>					
Agregado	%AF	Massa Esp. Compactada	Vazios AG	Contribuição	
AF1	100	1791,0	46,2	827,5 Kgf/m <sup>3</sup>	

Passo 5	
<i>Determinar a massa específica para a mistura total dos agregados</i>	
Massa Específica da Mistura	2303,0 Kgf/m <sup>3</sup>

Passo 6	
<i>Determinação da porcentagem inicial de cada agregado da mistura em peso</i>	
Agregado	% em Peso

AG1	17,7 %
AG2	46,3 %
AF1	35,9 %

Passo 7			
<b>Determinação da % passante ou retida na # 2,36 mm (peneira de controle primário para TNM de 12,5 mm)</b>			
Agregado	% Passante #2,36mm	% Retida # 2,36 mm	
AG1	0,300	-	
AG2	1,900	-	
AF1	-	42,900	

Passo 8			
<b>Determinar a Porcentagem de Agregado Fino em Cada Fração de Agregado Graúdo, de acordo com sua porcentagem na mistura</b>			
Agregado	% AG na mistura	% de Agregado Fino na Porção de AG	% AF em cada AG
AG1	17,7	0,300	0,05 %
AG2	46,3	1,900	0,88 %

Passo 9	
Soma da % de partículas de agregado fino em toda proporção de agregado graúdo	0,93

Passo 10			
<b>Quantidade de agregado graúdo em cada porção de agregado fino, de acordo com sua % na mistura</b>			
% de material Fino	% de AG na porção de AF	% de AG na porção de Finos	
35,9	42,900	15,4	%

Passo 11	
Soma da porcentagem de partículas de agregado graúdo em toda a porção de agregado fino	15,4

Passo 12				
<b>Correção das porcentagens iniciais de material graúdo na mistura, de acordo com a contribuição de finos, através das porções de agregados graúdos e a contribuição de graúdos através das porções de agregados finos</b>				
Agregado	% Inicial	AF no AG	Ajuste da % na Mistura	
AG1	17,7	0,05	13,5	%
AG2	46,3	0,88	36,1	%

Passo 13				
<b>Correção da porcentagem inicial da mistura de cada agregado fino para considerar a quantidade de agregado graúdo que ela contém e o agregado fino proveniente da porção de agregado graúdo</b>				
Agregado	% inicial	AG no AF	Ajuste da % na Mistura	
AF1	35,9	15,4	50,4	%

<b>Passo 14</b>					
<b>Quantidade de material contribuinte passante na peneira 0,075mm para cada agregado, usando as porcentagens ajustadas dos materiais</b>					
Agregado	% Ajustada de cada material	passante na 0,075mm	%		
AG1	13,5	0,002	0,03		
AG2	36,1	0,00779	0,28		
AF1	50,4	0,09495	4,79		

<b>Passo 15</b>				
<b>Determinar a quantidade de filer mineral (FM) requerido, se houver, para trazer a porcentagem passante na peneira 0,075 mm para o nível desejado</b>				
% desejada na # 0,075mm	% de 0,075mm na mistura	FM		
6	5,1	0,9		

<b>Passo 16</b>				
<b>Porcentagem final de agregado fino na mistura</b>				
% Ajustada na mistura	% AF	FM	AF1 % Final da Mistura	
50,4	50,4	0,9	49,51 %	

<b>RESULTADOS FINAIS</b>		
Agregado	% na Mistura Final	
AG1 – Brita ¾"	13,5	%
AG2 - Pedrisco	36,1	%
AF1 - Pó	49,51	%
FM - Cal	0,9	%
<b>Total</b>	<b>100,0</b>	<b>%</b>

## APÊNDICE B – AVALIAÇÃO DAS CURVAS DE DENSIFICAÇÃO DE CORPOS DE PROVA MOLDADOS NO CGS

Na compactação de misturas asfálticas pelo Compactador Giratório *Superpave* é possível registrar a altura do corpo de prova em cada giro aplicado e, conseqüentemente, estimar a densificação da massa asfáltica. Assim, pode-se avaliar a “habilidade” ou facilidade de compactação do concreto asfáltico ao longo do processo de preparação dos corpos de prova, que pode relacionar-se com a compactação por rolagem feita comumente no campo.

Nesse cenário, através da curva de densificação definida pela relação entre a porcentagem da densidade máxima teórica (Gmm) e o número de giros, foram calculados o CDI (*Compaction Densification Index*) e o TDI (*Traffic Densification Index*), que representam a facilidade de compactação das misturas durante a construção da pista (facilidade de densificação na execução) e a propensão da mistura a sofrer deformação permanente durante a vida de serviço (possibilidade de redução de vazios durante a operação da via), respectivamente.

O CDI é definido como a área abaixo da curva de densificação obtida com o CGS a partir do giro de número 8 (massa distribuída sem vibração) até o ponto equivalente a 92% da densidade máxima teórica (Gmm) da mistura (equivalente aproximadamente ao final da compactação). Valores de CDI elevados indicam que a mistura requer uma grande quantidade de energia para densificá-la durante a compactação (construção). Portanto, valores mais baixos de CDI são desejáveis, pois demandam menor quantidade de passadas do rolo compactador.

O TDI, por sua vez, é a área sob a curva de densificação entre 92 e 98% do valor da Gmm. Misturas que apresentam elevado valor de TDI são desejáveis, pois se espera que estas requeiram uma grande quantidade de energia para densificar, ou deformar. Então, uma mistura asfáltica mais interessante seria aquela fácil para densificar durante a construção e difícil de deformar sob a ação do tráfego.

Desse modo, avaliou-se para as misturas SPV 12,5mm com 4, 5 e 6% de ligante: (i) o efeito do número de giros sobre os valores percentuais de Gmm e (ii) a influência do tamanho do corpo de prova na relação entre %Gmm. Analisou-se, ainda, o efeito

do número de giros e do tamanho dos corpos de prova sobre o índice CDI. Tendo em vista que foram avaliados os corpos de prova destinados à análise do efeito da variação no número de giros e que, na maioria das vezes, não se obteve 98% da Gmm, não foi possível a determinação dos TDIs para todos os casos.

### **Influência do Teor de Ligante sobre a Relação entre o Número de Giros e a Gmm**

Para a avaliação do efeito do teor de ligante sobre as curvas de densificação (número de giros *versus* %Gmm) foram analisados cinco corpos de prova por teor de ligante (SBS) para os diâmetros de 100 e 150 mm e com 50, 75 e 100 giros, totalizando 90 curvas de densificação.

De maneira geral, o comportamento e a forma das curvas de densificação foram semelhantes, como esperado, apresentando maior facilidade de compactação para os primeiros giros e diminuído a taxa de densificação para os subsequentes. De modo a evidenciar a semelhança de comportamento independente do número de giros e do tamanho do corpo de prova, a Figura B.1 apresenta as curvas de densificação dos cinco corpos de prova, para cada teor de CAP, moldados com 100 mm de diâmetro e 50 giros e a Figura B.2 mostra as curvas para as amostras moldadas com 150 mm de diâmetro e 100 giros.

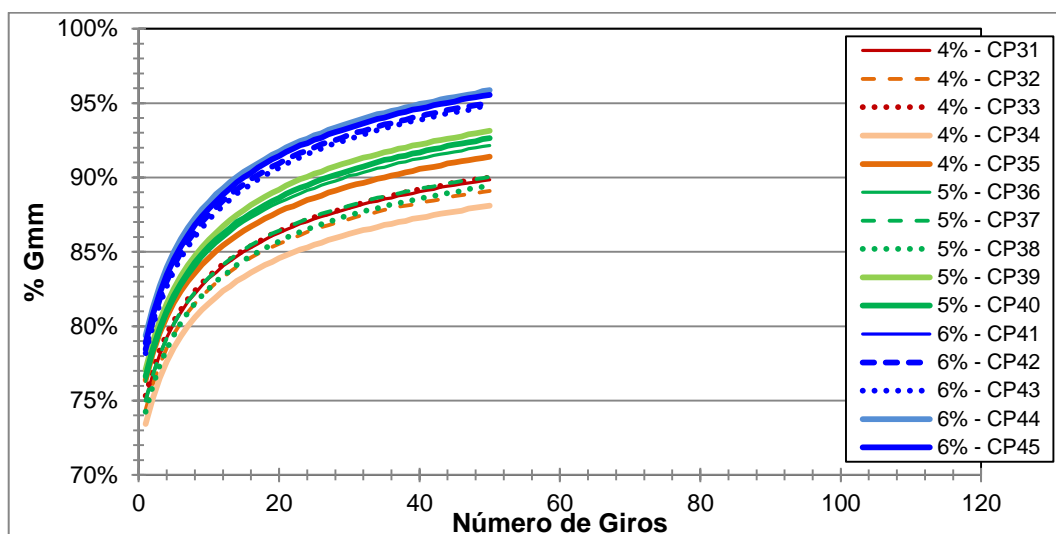


Figura B.1 – Curvas de densificação dos corpos de prova moldados com 50 giros e 100 mm de diâmetro para 4, 5 e 6% de ligante asfáltico (SBS)

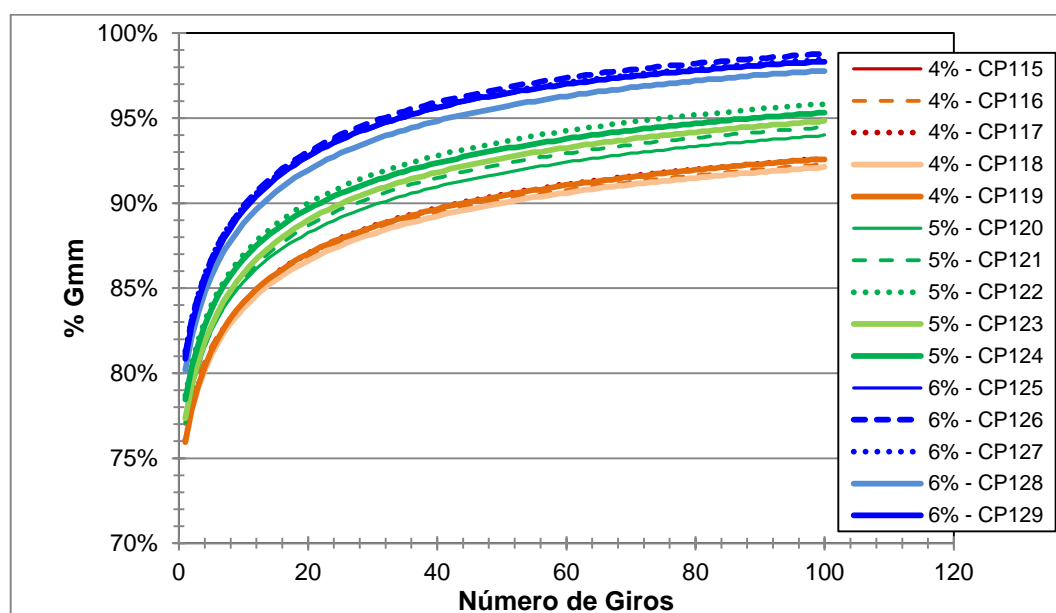


Figura B.2 – Curvas de densificação dos corpos de prova moldados com 100 giros e 150 mm de diâmetro para 4, 5 e 6% de ligante asfáltico (SBS)

Verifica-se pela análise das Figuras B.1 e B.2 que maiores teores de ligante produzem maior densificação inicial das misturas, o que acarreta maior % da Gmm em função do número de giros. Observa-se que após um certo número de giros, o aumento da densificação é similar para todas as misturas. Esse comportamento foi similar para os dois tamanhos de corpo de prova. Contudo, verifica-se que, para alguns teores de ligante, ocorre maior dispersão no nível de densificação em função do número de giros. Tal situação é explicada pela dispersão apresentada no volume

de vazios desses corpos de prova. Por exemplo, na Figura B.1, o CP 38 foi o que apresentou maior dispersão no valor de volume de vazios em relação à média e, conseqüentemente, a maior dispersão no que tange ao nível de densificação em função do número de giros.

Os valores de volume de vazios apresentados nas Tabelas B.1 e B.2 referem-se à densificação obtida para o último giro de cada condição de ensaio. Os respectivos valores de desvio foram tomados como representativos da variabilidade de cada curva de densificação em relação a sua média.

Tabela B.1 – Valores de volume de vazios e de %Gmm para os corpos de prova *Superpave* com diâmetro de 100 mm para 50, 75 e 100 giros e 4, 5 e 6% de CAP

Teor de CAP	50 Giros					75 Giros					100 Giros				
	CP	VV	Media	DP	Desvio (%)	CP	VV	Media	DP	Desvio (%)	CP	VV	Media	DP	Desvio (%)
4,0	31	10,2%	10,3%	1,2%	1,6%	16	8,5%	8,0%	0,4%	6,7%	1	6,6%	7,3%	0,8%	10,8%
4,0	32	10,9%			5,8%	17	7,6%			5,0%	2	6,9%			6,7%
4,0	33	10,0%			3,1%	18	7,7%			3,3%	3	7,5%			2,3%
4,0	34	11,9%			15,3%	19	7,7%			3,4%	4	8,6%			16,3%
4,0	35	8,6%			16,5%	20	8,4%			5,0%	5	7,3%			1,2%
5,0	36	7,8%	8,5%	1,6%	7,9%	21	4,8%	5,1%	0,6%	6,6%	6	4,1%	3,7%	0,6%	10,8%
5,0	37	10,0%			17,0%	22	5,7%			10,1%	7	2,8%			25,0%
5,0	38	10,6%			24,0%	23	4,4%			14,7%	8	3,6%			2,8%
5,0	39	6,9%			19,3%	24	5,1%			0,5%	9	4,2%			13,3%
5,0	40	7,3%			13,8%	25	5,7%			11,7%	10	3,8%			3,8%
6,0	41	4,3%	4,6%	0,4%	6,4%	26	2,9%	3,2%	0,7%	9,7%	11	2,7%	2,8%	0,5%	4,1%
6,0	42	5,0%			8,4%	27	3,3%			4,9%	12	2,2%			18,9%
6,0	43	5,2%			12,0%	28	2,9%			9,8%	13	3,5%			28,0%
6,0	44	4,1%			10,5%	29	2,5%			22,1%	14	2,7%			1,6%
6,0	45	4,4%			3,5%	30	4,3%			36,8%	15	2,7%			3,5%

DP: desvio padrão

Tabela B.2 – Valores de volume de vazios e de %Gmm para os corpos de prova *Superpave* com diâmetro de 150 mm para 50, 75 e 100 giros e 4, 5 e 6% de CAP

Teor de CAP	50 Giros					75 Giros					100 Giros				
	CP	VV	Media	DP	Desvio (%)	CP	VV	Media	DP	Desvio (%)	CP	VV	Media	DP	Desvio (%)
4,0	130	10,6%	9,8%	0,6%	8,0%	100	8,5%	8,3%	0,3%	2,8%	115	9,3%	7,9%	0,8%	17,3%
4,0	131	9,5%			3,2%	101	8,3%			0,2%	116	7,7%			2,7%
4,0	132	10,2%			4,3%	102	8,1%			2,8%	117	7,4%			7,4%
4,0	133	9,5%			2,9%	103	8,7%			5,1%	118	7,9%			0,9%
4,0	134	9,2%			6,2%	104	7,8%			5,3%	119	7,4%			6,3%
5,0	135	7,2%	5,8%	0,8%	23,6%	105	4,6%	5,4%	0,6%	15,0%	120	5,8%	5,0%	0,7%	17,8%
5,0	136	5,4%			6,9%	106	5,1%			6,7%	121	5,4%			8,7%
5,0	137	5,1%			12,9%	107	5,5%			1,6%	122	4,0%			18,6%
5,0	138	5,5%			4,9%	108	5,8%			6,8%	123	5,0%			0,8%
5,0	139	5,9%			1,0%	109	6,1%			13,4%	124	4,5%			8,7%
6,0	140	4,5%	4,1%	0,5%	9,5%	110	1,7%	1,8%	0,3%	3,0%	125	1,6%	1,7%	0,4%	1,4%
6,0	141	3,6%			12,7%	111	1,8%			0,8%	126	1,2%			26,1%
6,0	142	3,6%			13,5%	112	1,4%			20,0%	127	1,6%			6,6%
6,0	143	4,2%			2,6%	113	1,7%			5,4%	128	2,2%			33,3%
6,0	144	4,7%			14,1%	114	2,3%			27,7%	129	1,7%			

DP: desvio padrão

### Efeito do Número de Giros na Variação dos Valores de CDI em Função do Teor de CAP

Uma das formas empregadas hoje para avaliar o comportamento das misturas ao longo do processo de compactação em função do teor de ligante, é pelo cálculo do CDI, e ao longo do período de operação pelo TDI. Foram calculados para esta pesquisa, para todos os corpos de prova *Superpave* de 100 e 150 mm de diâmetro e com 50, 75 e 100 giros, os valores de CDI e TDI. Contudo, somente foi possível calcular o TDI para algumas amostras com 6% de CAP, uma vez que, para os outros teores não se obteve a densificação necessária para o cálculo desse parâmetro, por não atingir 98% da Gmm, como preconizado para o cálculo deste parâmetro.

Independente do diâmetro do corpo de prova e do número de giros, a tendência verificada da relação entre o CDI e o teor de ligante foi semelhante. As Figuras B.3 e B.4 mostram os valores médios de CDI em função do teor de ligante para os corpos de prova *Superpave* de 100 mm e 150 mm, respectivamente, apresentados na Tabela B.3. Como esperado, o aumento do teor de ligante propicia redução



significativa dos valores de CDI, retratando o aumento da facilidade de compactação da mistura no momento da construção em função da melhora da trabalhabilidade fornecida pela maior quantidade de ligante. Com teores pobres de ligante, uma vez que não se atinge 92% do Gmm, não é possível calcular-se o CDI para baixos números de giros.

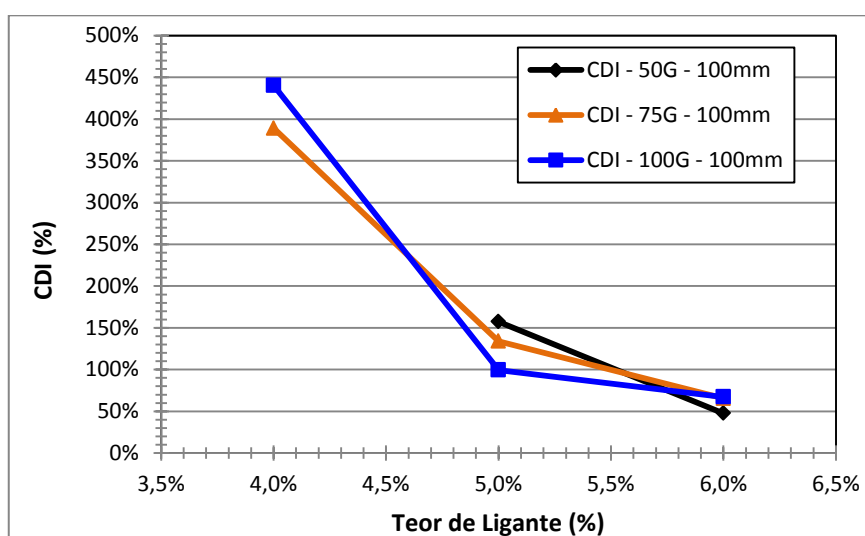


Figura B.3 – Variação dos valores médios de CDI em função do teor de ligante para corpos de prova de 100 mm diâmetro moldados com 50, 75 e 100 giros

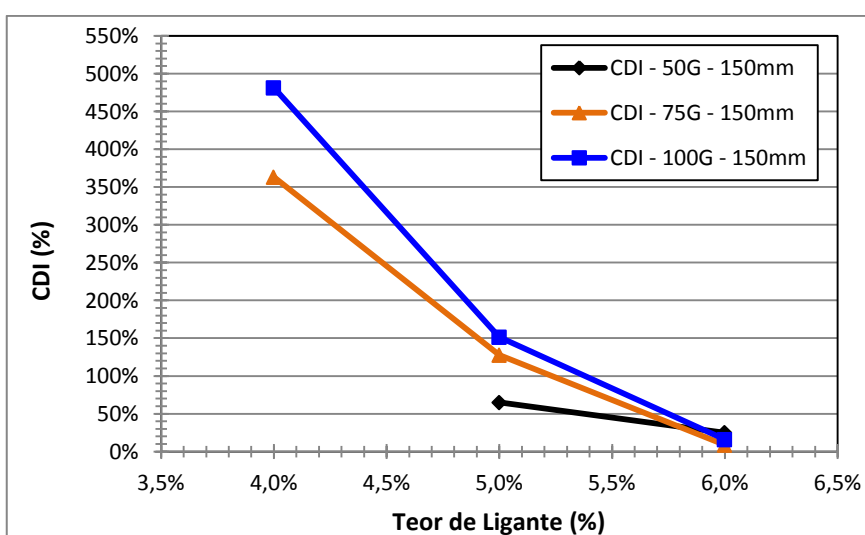


Figura B.4 – Variação dos valores médios de CDI em função do teor de ligante para corpos de prova de 150 mm diâmetro moldados com 50, 75 e 100 giros

Tabela B.3 – Valores médios dos índices CDI e TDI para os corpos de prova *Superpave* de 100 e 150 mm de diâmetro com 50, 75 e 100 giros em função dos teores de ligante

Diâmetro do CP	N. de Giros	Índice	Teor de CAP (%)		
			4	5	6
100 mm	50	CDI	-	157,3%	47,6%
		TDI	-	-	-
	75	CDI	389,1%	134,0%	65,5%
		TDI	-	-	-
	100	CDI	440,4%	99,5%	67,2%
		TDI	-	-	-
150 mm	50	CDI	-	65,0%	24,9%
		TDI	-	-	-
	75	CDI	363,0%	127,7%	8,5%
		TDI	-	-	360,1%
	100	CDI	481,2%	151,4%	15,8%
		TDI	-	-	524,9%

### Efeito do Tamanho do Corpo de Prova na Variação dos Valores de CDI em Função do Teor de Ligante

O diâmetro do corpo de prova parece exercer maior influência sobre os valores de CDI para menores números de giros. A Figura B.5 apresenta os valores médios de CDI em função do teor de ligante para os dois tamanhos de corpos de prova *Superpave* moldados com 50, 75 e 100 giros.

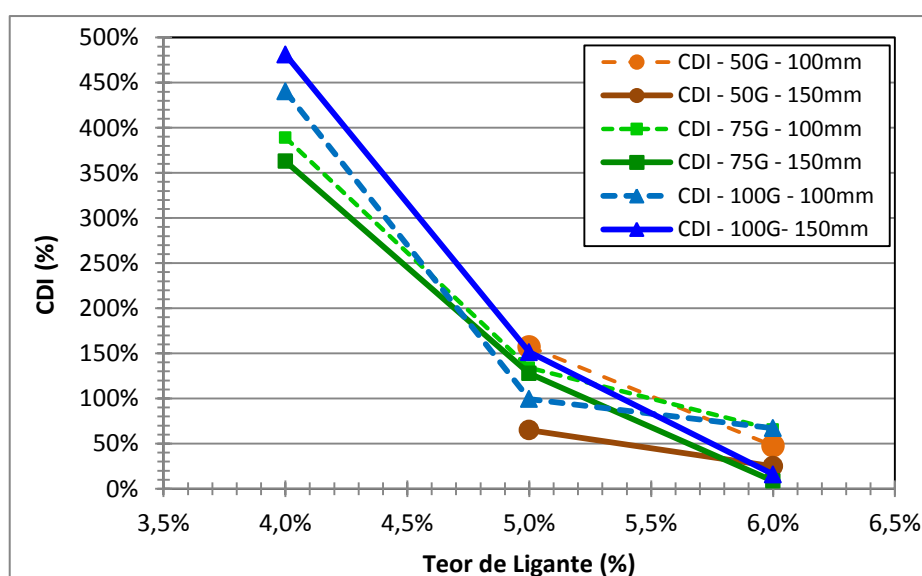


Figura B.5 – Variação dos valores médios de CDI em função do teor de ligante para corpos de prova *Superpave* de 100 e 150 mm de diâmetro moldados com 50, 75 e 100 giros

Pela Figura B.5, evidencia-se efeito significativo do teor de ligante nos valores médios de CDI. Para 50 e 75 giros tem-se maiores valores desse índice para os corpos de prova de menor tamanho. Tal comportamento caracteriza menor facilidade de compactação para esse tamanho de amostra. Entretanto, para 100 giros o comportamento é o oposto, ou seja, os corpos de prova de maior diâmetro foram os que apresentaram menor facilidade de compactação. Acredita-se que essa inversão do efeito do tamanho da amostra quando comparados os resultados para 50 e 75 giros, com os resultados com 100 giros deve-se a própria variabilidade dos parâmetros de densificação (CDI). Nota-se, ainda, que o aumento do teor de ligante reduz abruptamente os valores de CDI, sendo esse efeito mais evidente entre 4 e 5% de CAP o que pode ser facilmente explicado pela maior quantidade de ligante disponível.

## APÊNDICE C – AVALIAÇÃO DA ESTRUTURA INTERNA DOS CORPOS DE PROVA SUPERPAVE DE 100 MM DE DIÂMETRO ATRAVÉS DE PROCESSAMENTO DIGITAL DE IMAGENS

Na etapa sete do projeto, verificou-se que o processo de serragem de topo e base dos corpos de prova Superpave de 100 mm não exerceu influência significativa sobre os valores de volume de vazios. Além disso, constatou-se que o aumento no número de giros proporciona maior densificação da mistura representado pela redução considerável dos vazios.

Com base nessas informações e com o objetivo de se verificar possíveis alterações na estrutura interna dos CPs Superpave de 100 mm em função do número de giros, foi executado o processamento digital de imagens (PDI) de corpos de prova da mistura SPV 12,5 mm com 5% de CAP modificado por SBS provenientes da compactação com 50 e 150 giros no CGS. A Tabela C.1 apresenta a identificação dos corpos de prova destinados ao processamento digital de imagens com os respectivos volumes de vazios.

Tabela C.1 – Identificação dos corpos de prova destinados ao processamento digital de imagens

Número de Giros	Número do Corpo de Prova	Teor de CAP (SBS) %	Volume de Vazios %
50	16	5	7,4
	17	5	7,3
	18	5	7,6
150	28	5	6,4
	29	5	5,1
	30	5	5,1

### Método para Análise da Distribuição das Partículas de Agregados

Para cada condição (número de giros) foram analisados três corpos de prova cortados no sentido longitudinal resultando em quatro imagens por CP e num total de vinte e quatro imagens. O PDI ainda possui uma série de etapas manuais, de forma que o tempo médio de análise por imagem é de aproximadamente 3 horas.

Tendo em vista que o objetivo foi verificar possíveis diferenças na estrutura interna dos miolos em relação ao topo e a base, os corpos de prova foram cortados no sentido longitudinal em duas posições de corte igualmente espaçadas. A Figura C.1

mostra o esquema de corte adotado, as áreas de análise (topo, miolo e base dos CPs) e o aspecto de um corpo de prova após o processo de serragem.

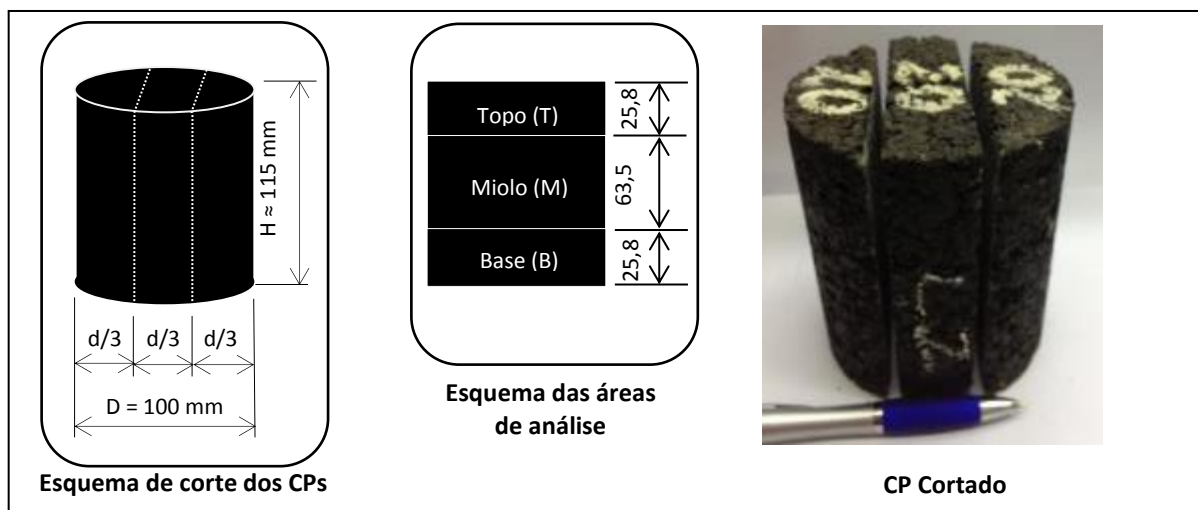


Figura C.1 – Esquema de corte dos corpos de prova Superpave de diâmetro igual a 100 mm

Após a serragem, as faces resultantes foram limpas com pincel para remoção de poeira e de qualquer material solto. Em seguida, essas faces foram digitalizadas através de *scanner* e tratadas de modo a se obter o melhor contraste e identificação dos agregados. Por fim, foram executados os processamentos das imagens pelo *software FIJI* e as respectivas análises.

Para cada área de análise foram calculadas as frequências relativas por unidade de área das partículas de agregados em diferentes tamanhos. Assim, foi possível verificar de forma qualitativa a distribuição das partículas através da análise dos histogramas de frequência para cada peneira. Foram analisadas apenas as frações maiores que 2 mm (2 mm; 4,75mm; 9,5 mm e 12,5 mm), devido a uma limitação do software em quantificar partículas muito pequenas. A Figura C.2 apresenta um resumo do procedimento para o processamento das imagens.

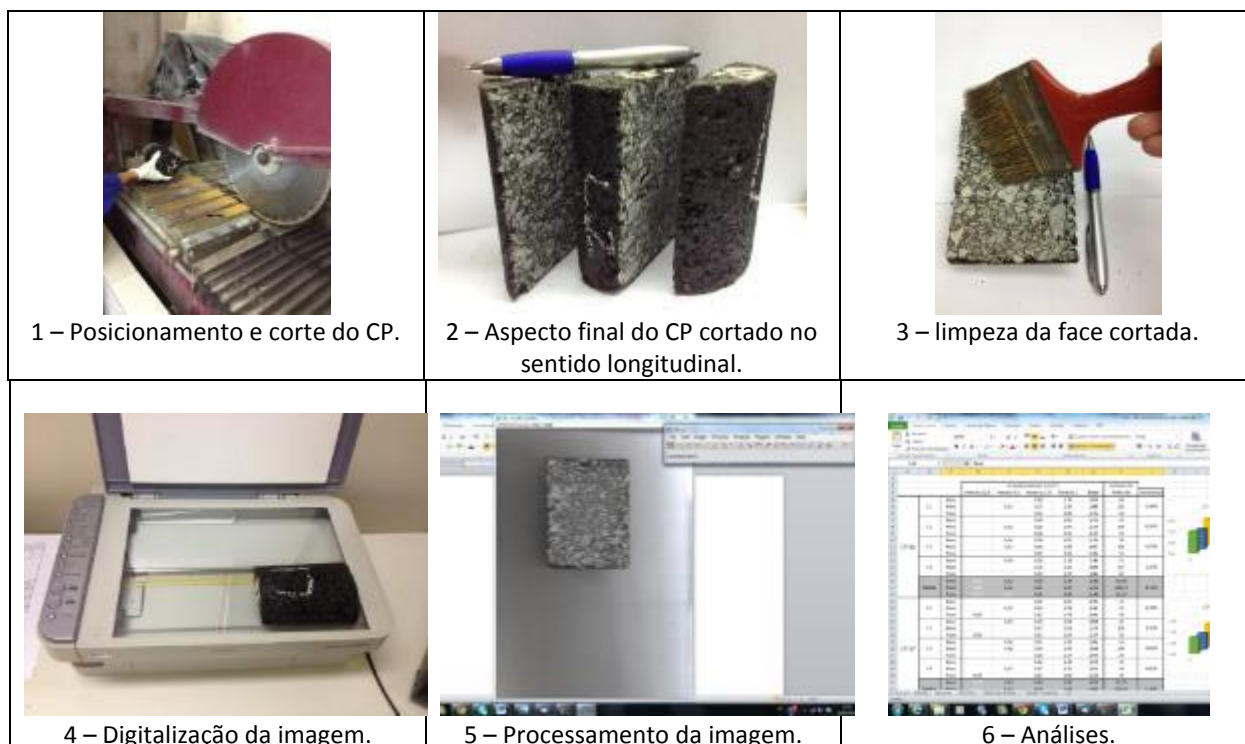


Figura C.2 – Resumo do procedimento para análise da estrutura interna dos CPs

### Análise Qualitativa da Distribuição das Partículas de Agregados

Para a análise qualitativa da distribuição dos agregados foram construídos histogramas de frequência relativa para cada peneira de cada uma das condições de moldagem (50 e 150 giros), conforme mencionado no item anterior. A Figura C.3 mostra o histograma de frequência média relativa por unidade de área dos corpos de prova de 100 mm de diâmetro com 50 e 150 giros para a peneira de abertura de malha de 2 mm.

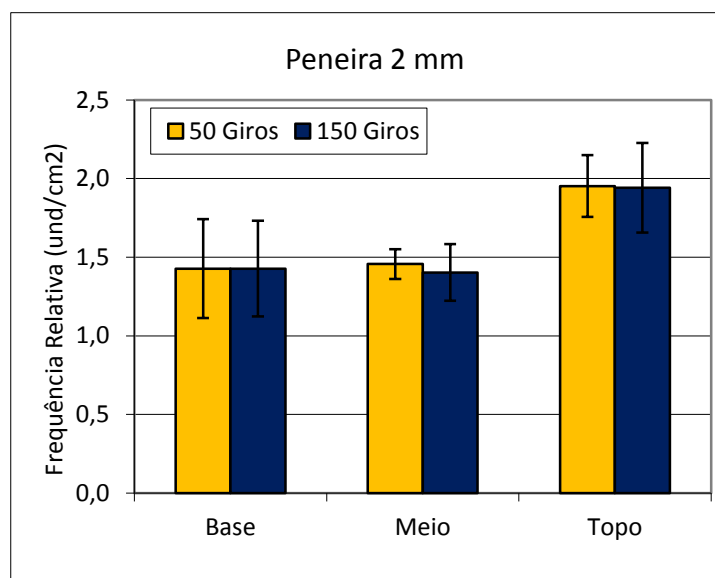


Figura C.3 – Histograma das frequências relativas da posição dos agregados (base, miolo e topo do CP) maiores que 2mm e menores que 4,75 mm em função do número de giros

Pela análise da Figura C.3 verifica-se que a fração de partículas com tamanho entre 2 e 4,75 mm está bem distribuída entre a base e o meio dos corpos de prova. Nota-se também que há concentração dessa fração no topo o que pode ser atribuído há possível segregação da fração de maior dimensão. Além disso, percebe-se que a frequência relativa é independente do número de giros.

A distribuição das partículas da fração 4,75 mm pode ser avaliada pela análise da Figura C.4 que apresenta o histograma de frequência relativa por unidade de área em função da posição das partículas nos corpos de prova. Essa fração apresenta distribuição uniforme principalmente entre o topo e a base dos CPs, porém com maior dispersão em relação à média. Também para essa fração a frequência relativa se mostrou pouco sensível ao número de giros.

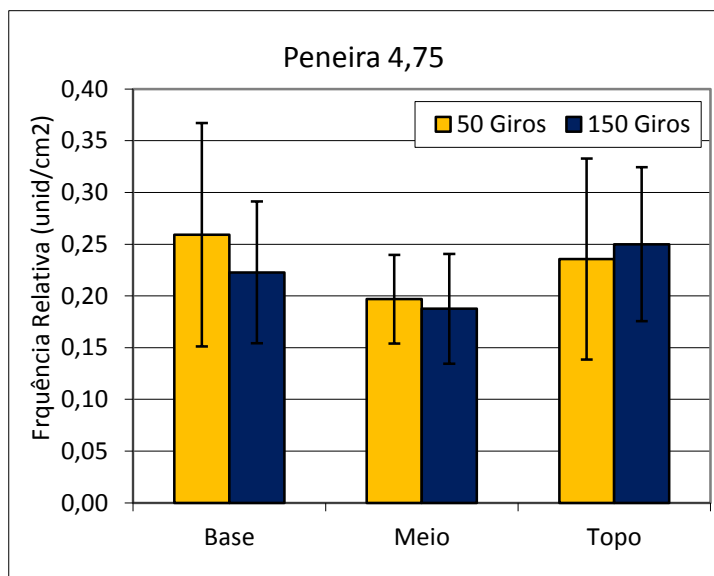


Figura C.4 – Histograma das frequências relativas da posição dos agregados (base, miolo e topo do CP) maiores que 4,75mm e menores que 9,5 mm em função do número de giros

A análise qualitativa para frações maiores que 9,5 mm são prejudicadas pela menor quantidade de partículas disponível na mistura. A Figura C.5 mostra o histograma da frequência relativa para a peneira de abertura de malha de 9,5 mm. Observa-se que as partículas da fração entre 9,5 mm e 12,5 mm concentraram-se no miolo dos corpos de prova tanto para 50 giros quanto para 150 giros. Para o maior número de giros a maior concentração de partículas ocorreu no meio e no topo dos corpos de prova. Com a aplicação de 50 giros as partículas concentraram-se na base e no meio dos CPs.



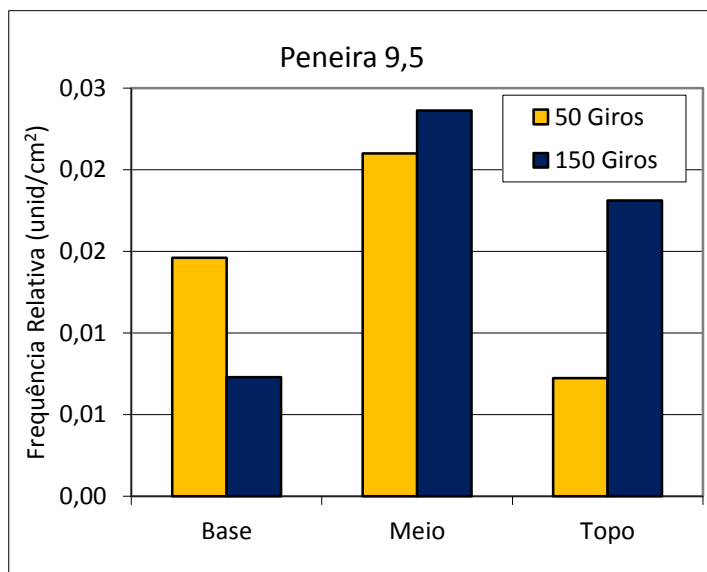


Figura C.5 – Histograma das frequências relativas da posição dos agregados (base, miolo e topo do CP) maiores que 9,5mm e menores que 12,5 mm em função do número de giros

## **APÊNDICE D – AVALIAÇÃO DO AUMENTO DA ENERGIA E DA TEMPERATURA DE COMPACTAÇÃO NO PROCEDIMENTO DE MOLDAGEM DAS PLACAS NA MESA COMPACTADORA DO LTP**

Através das análises apresentadas no relatório VIII verificou-se que o volume de vazios das placas moldadas na mesa compactadora do LTP foram aproximadamente 1,4 vez maior do que aqueles apresentados pelos corpos de prova oriundos da dosagem Marshall para as misturas SPV12,5mm com CAP modificado por SBS. Desse modo, nessa etapa foi avaliado o efeito do aumento da energia de compactação e do aumento da temperatura de compactação sobre a redução do volume de vazios das placas para a mistura SPV 12,5 mm com 4% de teor de ligante asfáltico (CAP modificado por SBS).

### **Detalhamento das Alterações no Procedimento de Compactação das Placas na Mesa Compactadora do LTP**

O procedimento característico para compactação de misturas asfálticas na forma de placas através da mesa compactadora LCPC consiste basicamente em, após a usinagem da mistura asfáltica, deixa-la em estufa à temperatura de compactação para, posteriormente, ser pesada em quantidade suficiente para a moldagem de uma placa. A mistura é levada à mesa onde é realizada a compactação através de rolagem pneumática. O número e a posição das passadas, bem como as pressões aplicadas são especificadas pela NF EM 12697-33. As condições de ensaios são definidas em função do tamanho da placa.

A Figura D.1 apresenta o desenho esquemático de uma placa e as posições de rolagem do pneu. A Tabela D.1 mostra a sequência executiva com as condições do ensaio para as placas de 500 mm de comprimento, 180 mm de largura e 50 mm de altura.

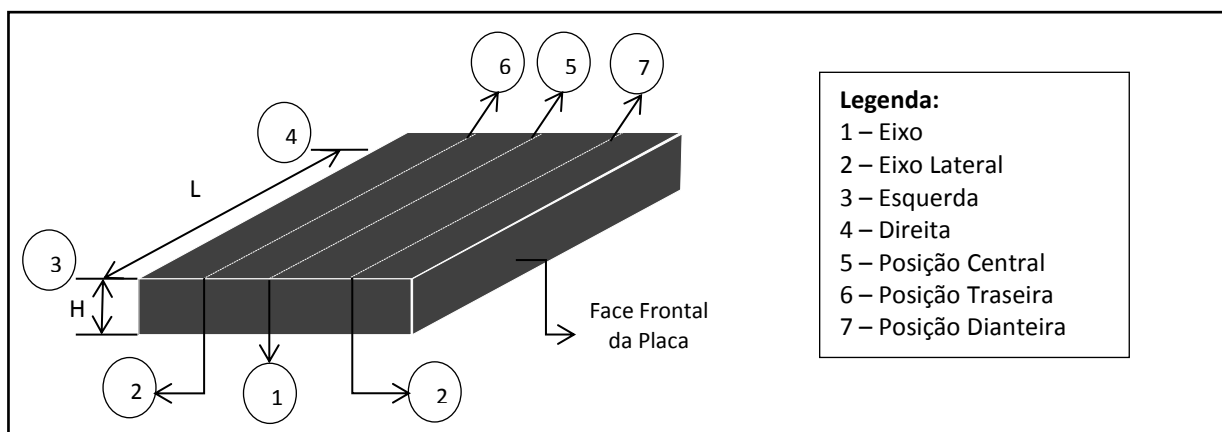


Figura D.1 – Desenho esquemático de uma placa compactada na mesa LCPC

Tabela D.1 – Procedimento para compactação por rolagem na mesa compactadora LCPC para placas com 500 mm x 180 mm x 50 mm

Pressão (MPa)	Sequência	Quantidade Total de Passadas por Posição do Pneu			Observação
		Dianteira	Central	Traseira	
0,6	1		2		Uso de chapa metálica
0,3	2	5	5	5	
0,6	3		4		Uso de chapa metálica
	4	4	2	4	
	5	8	4	8	
	6	8	4	8	
	7	4	2	4	
	8		8		Uso de chapa metálica

Os testes foram realizados para a mistura SPV 12,5 mm com teor de 4% de CAP modificado por SBS. O procedimento padrão de compactação (Tabela 2) foi alterado quanto à energia aplicada e quanto à temperatura totalizando três placas de testes:

- **Teste 1:** consistiu no aumento da temperatura de compactação de 140 para 160°C;
- **Teste 2:** para a placa do segundo teste a pressão do eixo e do pneu da sequência 7 foi aumentada para 0,75 MPa;
- **Teste 3:** a placa do teste 3 foi compactada com pressão do eixo e do pneu de 0,8 MPa, com exceção da pressão da sequência 2 que foi mantida igual a da sistemática padrão (0,3 MPa).

A alteração da pressão no Teste 2 proporcionou um aumento de energia por unidade de volume de cerca de 6,3% em relação à sistemática padrão. Já para o caso do Teste 3 o aumento de energia foi da ordem de 30%. A Figura D.2 mostra a sequência executiva dos Testes 1, 2 e 3, resguardadas as alterações especificadas anteriormente quanto às energias e à temperatura de compactação.

			
Aquecimento do ligante	Aquecimento dos agregados	Colocação do agregado na misturadora	Mistura prévia para homogeneização dos agregados
			
Controle da temperatura de usinagem na misturadora	Aquecimento e controle da temperatura de usinagem do CAP	Pesagem do ligante para a mistura	Usinagem da mistura
			
Pesagem da quantidade necessária de massa para a moldagem da placa	Condicionamento em estufa na temperatura de compactação por 2h	Controle da temperatura de compactação	Lançamento da massa
			
Preparo da mesa para início da compactação por rolagem	Controle da pressão do eixo e do pneu	Controle da posição da passagem da roda de compactação	Processo de compactação

Figura D.2 – Sequência resumida dos procedimentos para a compactação das placas Testes da mistura SPV12,5mm com 4% de CAP modificado por SBS

### Resultados e Análises Quanto ao Volume de Vazios das Placas Compactadas sob Diferentes Condições na Mesa Compactadora LCPC

A compactação por rolagem das misturas SPV 12,5 mm com CAP modificado por SBS na mesa LCPC resultou em placas com volume de vazios significativamente superiores, àqueles apresentados pelos corpos de prova da dosagem Marshall e das dosagens Superpave com moldes de 100 e 150 mm de diâmetro. As alterações nas condições de compactação das placas na mesa compactadora foram feitas com o propósito de reduzir os vazios para valores próximos àqueles apresentados pelos corpos de prova da dosagem Marshall, apesar de ser comum encontrar volume de vazios superiores ao Marshall para misturas compactadas por rolos em campo.

A Tabela D.2 apresenta os resultados quanto aos volumes de vazios para as placas dos Testes 1, 2 e 3 em comparação com os volumes de vazios das placas compactadas de maneira convencional e com dos corpos de prova das dosagens Marshall e Superpave (100 e 150 mm de diâmetro).

Tabela D.2 – Volume de vazios das placas com 4% de ligante, após alterações nas condições de compactação

	Corpos de Prova das Dosagens (Relatório XII)				Placas de Teste		
	Placas	CPs Marshall	CPs Superpave (D = 100 mm)	CPs Superpave (D = 150 mm)	1	2	3
Condição de Compactação	Padrão				Temperatura de Compactação de 160° C	Aumento em 6,3% na energia de compactação	Aumento de 30% na energia de compactação
Volume de Vazios (%)	12,1	8,8	8,7	7,3	11,1	11,8	11,8

Percebe-se pela análise da Tabela D.2 que aumentos substanciais na energia de compactação não resultam em reduções no volume de vazios das placas em comparação à placa compactada de maneira padrão. Os valores de volume de vazios para as placas dos Testes 2 e 3 foram iguais entre si e muito próximos àquele da placa padrão, fato que pode indicar uma condição limite de “densificação” para a temperatura adotada (140° C).

Quanto ao Teste 1 constata-se que o aumento da temperatura foi mais eficiente que o aumento na energia de compactação, apresentando volume de vazios de 11,1%. Contudo, ainda bem inferior ao volume de vazios obtido pelo Marshall.

Desse modo, o procedimento de compactação padrão adotado resulta em volume de vazios numa situação em que se alcança a proximidade do limite de “densificação” das misturas para as condições específicas de temperatura e energia e não justificam a alteração desses parâmetros para a redução dos vazios.

## APÊNDICE E – RESULTADOS DOS PARÂMETROS VOLUMÉTRICOS PARA A DOSAGEM COM CAP MODIFICADO POR SBS

Tabela E.1 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Marshall das misturas com CAP modificado

Identificação:					Data Compactação	Ligante Modificado	Determinação dos par. volumétricos Asphalt Institute (2001)						
DOSAGEM MARSHALL - SBS - SPV12,5MM					Finalidade dos CPs	Folha	Determinação Densidade Máxima Gmm						
Mistura	Resp. Pesag.	Projeto			ORIGEM CPS				Folha				
SPV12,5		LTS-OHL			Dosagem Marshall				1/3				
Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)			<i>Densidade do Ligante =</i> 1,011 g/cm <sup>3</sup>				Gsb da Mistura de Agreg. = 2,735				
		Ar	Imerso	SSS	Volume CP (cm <sup>3</sup> )	Gmb (g/cm3)	Gmm (g/cm3)	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)		
4,0	4,0	1	1199,10	695,00	1203,80	508,80	2,356	2,584	9,323	8,8	17,3	49,1	
4,0		2	1184,20	695,50	1197,90	502,40	2,357	2,584	9,325	8,8	17,3	49,1	
4,0		3	1184,50	691,40	1199,50	508,10	2,331	2,584	9,223	9,8	18,2	46,1	
4,5	4,5	4	1187,70	699,20	1204,70	505,50	2,349	2,563	10,457	8,3	18,0	53,6	
4,5		5	1189,90	695,90	1206,90	511,00	2,328	2,563	10,364	9,2	18,7	51,0	
4,5		6	1189,40	696,90	1204,10	507,20	2,345	2,563	10,437	8,5	18,1	53,0	
5,0	5,0	7	1195,90	700,20	1203,40	503,20	2,376	2,542	11,752	6,5	17,5	62,7	
5,0		8	1197,30	702,00	1203,90	501,90	2,385	2,542	11,797	6,2	17,1	64,0	
5,0		9	1196,70	698,70	1200,50	501,80	2,385	2,542	11,793	6,2	17,2	63,9	
5,5	5,5	10	1203,30	706,30	1205,10	498,80	2,412	2,522	13,122	4,4	16,7	73,8	
5,5		11	1202,80	701,90	1204,80	502,90	2,391	2,522	13,010	5,2	17,4	70,2	
5,5		12	1202,20	704,20	1203,50	499,30	2,408	2,522	13,097	4,5	16,8	73,0	
6,0	6,0	13	1208,60	706,70	1209,30	502,60	2,404	2,502	14,270	3,9	17,4	77,5	
6,0		14	1209,20	712,80	1209,90	497,10	2,432	2,502	14,435	2,8	16,4	83,0	
6,0		15	1209,10	709,20	1209,90	500,70	2,415	2,502	14,330	3,5	17,0	79,5	

Tabela E.2 – Continuação da Tabela E.1



Identificação: <b>CPs da DOS. MARSHALL - SBS - SPV12,5MM</b>				<b>Ligante</b> Modificado		<b>Determinação dos par. volumétricos</b> Asphalt Institute (2001)			
<b>Mistura</b> SPV12,5	<b>Resp. Pesag.</b>	<b>Projeto</b> LTS-OHL	<b>ORIGEM CPS</b> Dos. Marshall		<b>Folha</b> 2/3	<b>Determinação Densidade Máxima</b> Gmm			

Análise Estatística dos Parâmetros Volumétricos																	
Teor de CAP (%)	Média Vv (%)	Devio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Devio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Média VFA (%)	Devio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Devio Padrão	Teste de Grubbs	VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm <sup>3</sup> )
4	9,1	0,6	-0,565	9,1	2,348	0,015	0,565	2,348	48,1	1,698	0,564	48,11	17,58	0,520	-0,565	17,6	2,584
			-0,590				0,590				-0,590						
			1,155				-1,155				1,155						
4,5	8,7	0,4	-0,770	8,7	2,341	0,011	0,770	2,341	52,6	1,344	0,776	52,6	18,26	0,386	-0,770	18,3	2,563
			1,130				-1,130				1,130						
			-0,360				0,360				-0,360						
5	6,3	0,2	1,152	6,3	2,382	0,005	-1,152	2,382	63,6	0,764	-1,152	63,6	17,26	0,173	1,152	17,3	2,542
			-0,648				0,648				-0,648						
			-0,503				0,503				-0,503						
5,5	4,7	0,4	-0,777	4,7	2,404	0,011	0,777	2,404	72,4	1,907	0,784	72,4	16,95	0,375	-0,777	16,9	2,522
			1,128				-1,128				1,128						
			-0,351				0,351				-0,351						
6	3,4	0,6	0,898	3,4	2,417	0,014	-0,898	2,417	80,0	2,774	-0,888	80,0	16,93	0,484	0,898	16,9	2,502
			-1,077				1,077				-1,077						
			0,179				-0,179				0,179						

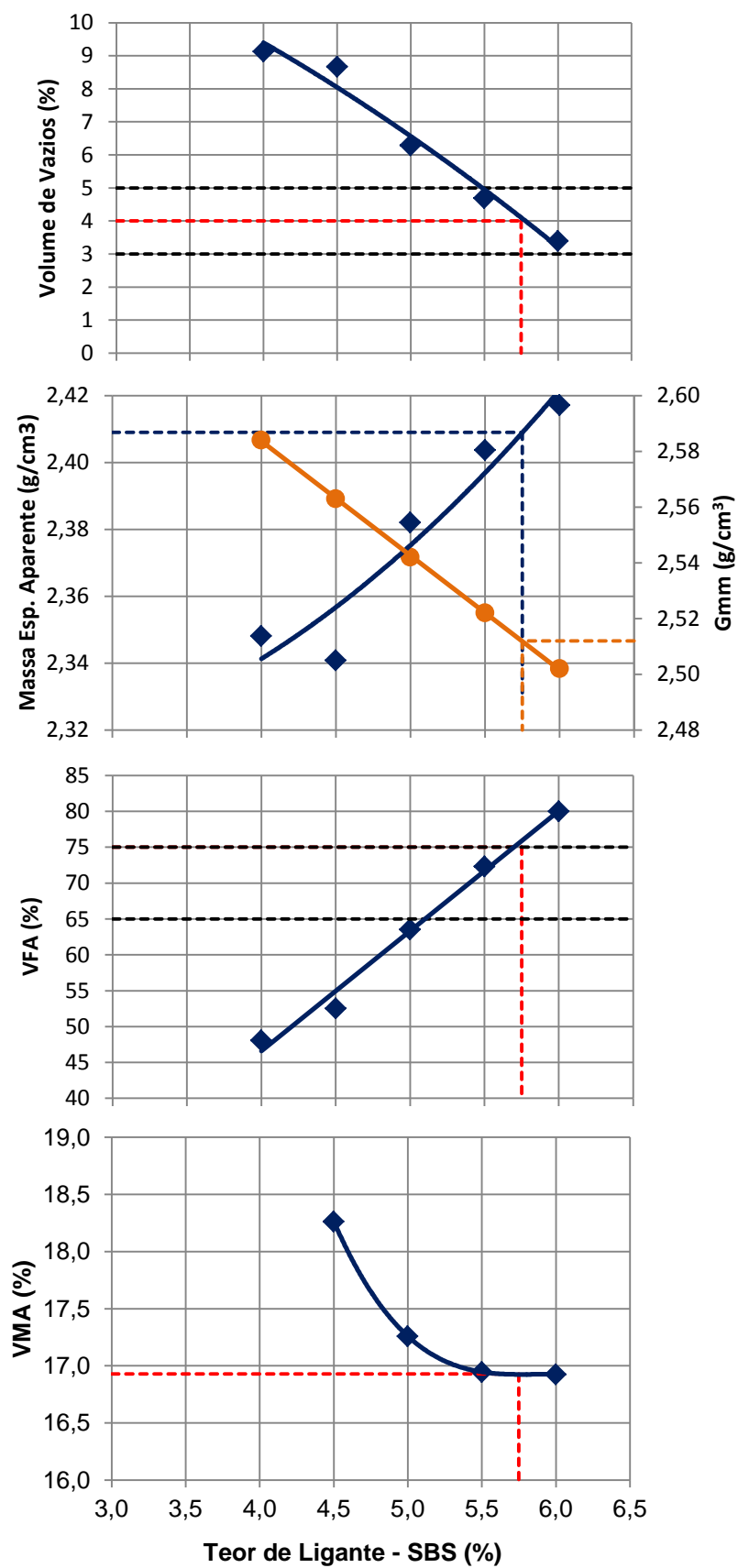


Figura E.1 – Determinação do teor de projeto Marshall para a mistura com CAP modificado

Tabela E.3 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Superpave (100 mm) das misturas com CAP modificado

Identificação:		Data Compactação		Ligante		Determinação dos par. volumétricos											
DOSAGEM SUPERPAVE - 100MM - 100G - SBS - SPV12,5MM				SBS		Asphalt Institute (2001)											
Mistura	Resp. Pesag.	Projeto	ORIGEM CPS	Finalidade dos CPs	Folha	Determinação Densidade Máxima											
SPV12,5		LTS-OHL	SPV100MM - 100G		1/2	Gmm											
Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)			Densidade do Ligante = 1,011 g/cm <sup>3</sup>					Gsb da Mistura de Agreg. = 2,735							
		Ar	Imerso	SSS	Volume CP (cm <sup>3</sup> )	Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Gmm (g/cm <sup>3</sup> )	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)	Média Va (%)	Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Média VFA (%)	VMA (%)	Média Gmm (g/cm <sup>3</sup> )	
4,0	4,0	21	2159,40	1262,50	2177,90	915,40	2,359	2,584	9,332	8,7	17,2	49,3	8,7	2,360	49,4	17,2	2,584
4,0		22	2155,50	1272,70	2185,80	913,10	2,360	2,584	9,339	8,7	17,1	49,5					
4,5	4,5	23	2168,00	1270,20	2183,00	912,80	2,375	2,563	10,571	7,3	17,1	57,0	7,7	2,365	55,7	17,8	2,563
4,5		24	2167,10	1276,90	2197,10	920,20	2,355	2,563	10,481	8,1	17,8	54,3					
5,0	5,0	25	2176,50	1270,60	2189,00	918,40	2,370	2,542	11,719	6,8	17,7	61,7	6,8	2,368	61,5	17,7	2,542
5,0		26	2179,60	1273,80	2194,40	920,60	2,367	2,542	11,708	6,9	17,8	61,3					
5,5	5,5	27	2180,80	1289,90	2194,70	904,80	2,410	2,522	13,111	4,4	16,7	73,5	4,8	2,401	71,9	16,7	2,522
5,5		28	2191,60	1286,20	2202,20	916,00	2,392	2,522	13,015	5,1	17,3	70,3					
6,0	6,0	29	2199,70	1292,50	2201,50	909,00	2,420	2,502	14,360	3,3	16,8	80,5	3,4	2,417	80,0	16,9	2,502
6,0		30	2206,00	1291,40	2204,90	913,50	2,415	2,502	14,330	3,5	17,0	79,5					

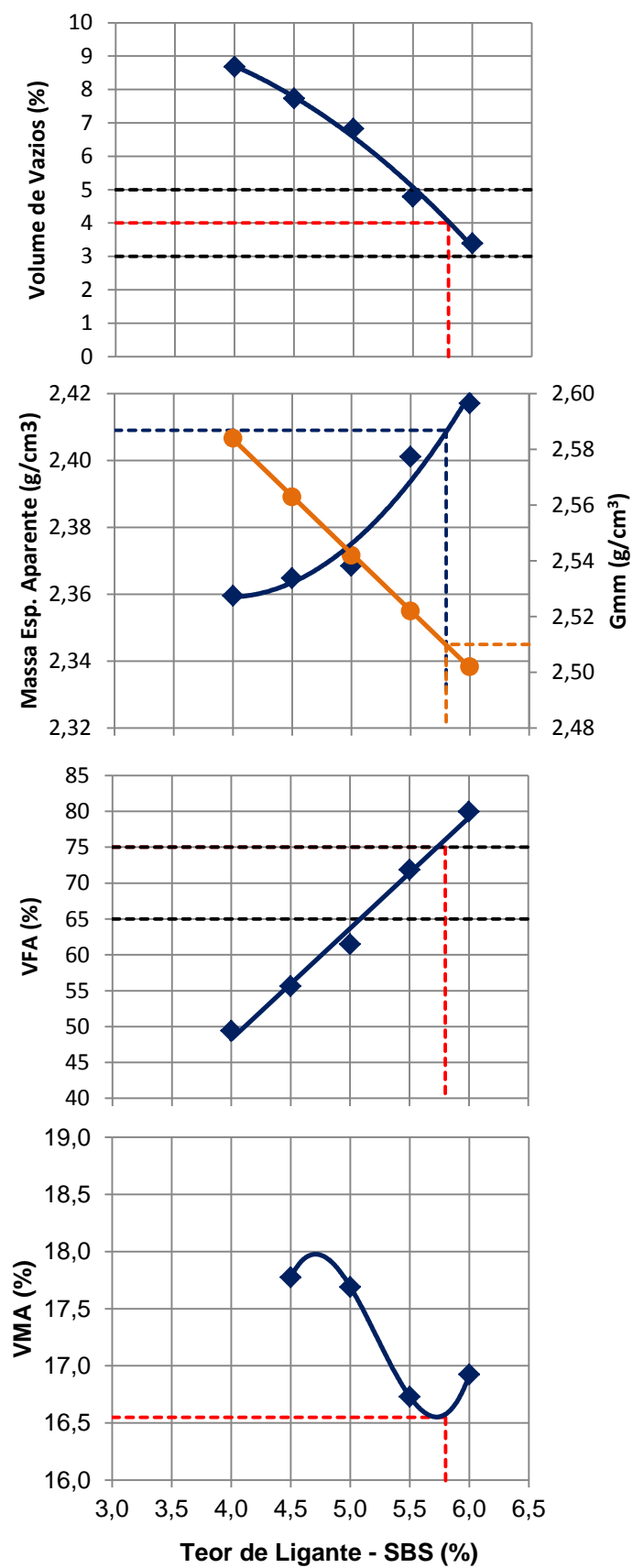


Figura E.2 – Determinação do teor de projeto Superpave (d = 100 mm) para a mistura com CAP modificado

Tabela E.4 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Superpave (150 mm) das misturas com CAP modificado

Identificação:					Data Compactação	Ligante	Determinação dos par. volumétricos					
DOSAGEM SUPERPAVE - 150MM - 100G - SBS - SPV12,5MM						Modificado	Asphalt Institute (2001)					
Mistura	Resp. Pesag.	Projeto			ORIGEM CPS	Finalidade dos CPs			Folha	Determinação Densidade Máxima		
SPV12,5		LTS-OHL			Dosagem Superpave 150				1/5	Gmm		
Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)			Densidade do Ligante = 1,011 g/cm <sup>3</sup>				Gsb da Mistura de Agreg. = 2,735			
		Ar	Imerso	SSS	Volume CP (cm <sup>3</sup> )	Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Gmm (g/cm <sup>3</sup> )	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)	
4,0	4,0	61	4847,20	2867,20	4914,40	2047,20	2,367	2,584	9,367	8,4	16,9	50,4
4,0		62	4854,30	2862,30	4910,80	2048,50	2,369	2,584	9,375	8,3	16,8	50,7
4,0		63	4747,30	2808,70	4791,50	1982,80	2,394	2,584	9,472	7,4	16,0	54,0
4,0		64	4862,60	2872,00	4910,60	2038,60	2,385	2,584	9,436	7,7	16,3	52,7
4,0		65	4843,60	2858,80	4899,60	2040,80	2,373	2,584	9,389	8,2	16,7	51,1
4,5	4,5	66	4881,20	2877,70	4913,70	2036,00	2,397	2,563	10,670	6,5	16,3	60,3
4,5		67	4879,20	2879,80	4911,00	2031,20	2,402	2,563	10,691	6,3	16,1	61,0
4,5		68	4896,00	2884,90	4926,80	2041,90	2,398	2,563	10,671	6,5	16,3	60,4
4,5		69	4887,30	2873,70	4926,90	2053,20	2,380	2,563	10,594	7,1	16,9	57,8
4,5		70	4873,00	2864,20	4898,00	2033,80	2,396	2,563	10,664	6,5	16,3	60,1
5,0	5,0	71	4939,90	2920,20	4946,10	2025,90	2,438	2,542	12,058	4,1	15,3	73,3
5,0		72	4902,60	2884,70	4914,00	2029,30	2,416	2,542	11,947	5,0	16,1	69,1
5,0		73	4911,60	2897,10	4920,50	2023,40	2,427	2,542	12,004	4,5	15,7	71,2
5,0		74	4897,40	2887,60	4909,80	2022,20	2,422	2,542	11,976	4,7	15,9	70,2
5,0		75	4911,90	2897,60	4922,20	2024,60	2,426	2,542	11,997	4,6	15,7	71,0

Tabela E.5 – Continuação da Tabela E.4

Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)			Volume CP (cm <sup>3</sup> )	Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Gmm (g/cm <sup>3</sup> )	VTA (%)	Va (%)	Folha			
		Ar	Imerso	SSS						VMA (%)	VFA (%)		
5,5	5,5	76	4915,40	2906,00	4924,40		2018,40	2,435	2,522	13,247	3,4	15,9	78,3
5,5		77	4947,80	2941,70	4953,10		2011,40	2,460	2,522	13,381	2,5	15,0	83,5
5,5		78	4938,80	2931,70	4945,30		2013,60	2,452	2,522	13,342	2,8	15,3	81,9
5,5		79	4928,80	2925,10	4936,40		2011,30	2,450	2,522	13,330	2,8	15,3	81,5
5,5		80	4926,60	2929,40	4930,70		2001,30	2,461	2,522	13,391	2,4	15,0	83,9
6,0	6,0	81	4950,60	2942,80	4952,90		2010,10	2,463	2,502	14,615	1,6	15,4	89,8
6,0		82	4950,20	2944,00	4952,30		2008,30	2,465	2,502	14,627	1,5	15,3	90,2
6,0		83	4964,00	2946,40	4967,10		2020,70	2,456	2,502	14,578	1,8	15,6	88,3
6,0		84	4958,90	2951,60	4961,50		2009,90	2,467	2,502	14,641	1,4	15,2	90,8
6,0		85	4947,20	2940,30	4950,40		2010,10	2,461	2,502	14,605	1,6	15,4	89,4

Tabela E.6 – Continuação da Tabela E.4

Identificação:				Ligante				Determinação dos par. volumétricos									
CPs da DOS. SUPERPAVE_150MM - SBS - SPV12,5MM				Modificado				Asphalt Institute (2001)									
Mistura	Resp. Pesag.	Projeto	ORIGEM CPS					Folha	Determinação Densidade Máxima								
SPV12,5		LTS-OHL	Dos. SPV150					3/5	Gmm								
Análise Estatística dos Parâmetros Volumétricos																	
Teor de CAP (%)	Média Va (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Devio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm <sup>3</sup> )
4	8,0	0,4	0,913	8,0	2,378	0,011	-0,913	2,378	51,8	1,508	-0,902	51,78	16,54	0,397	0,913	16,5	2,584
			0,740				-0,740				-0,737				0,740		
			-1,429				1,429				1,443				-1,429		
			-0,637				0,637				0,619				-0,637		
			0,413				-0,413				-0,423				0,413		
4,5	6,6	0,3	-0,324	6,4	2,394	0,008	0,324	2,398	59,9	1,253	0,318	60,4	16,39	0,292	-0,324	16,3	2,563
			-0,883				0,883				0,900				-0,883		
			-0,362				0,362				0,357				-0,362		
			OUTLIER				-1,721				-1,715				OUTLIER		
			-0,152				0,152				0,141				-0,152		
5	4,6	0,3	-1,503	4,6	2,426	0,008	1,503	2,426	71,0	1,550	1,519	71,0	15,74	0,288	-1,503	15,7	2,542
			1,209				-1,209				-1,189				1,209		
			-0,178				0,178				0,163				-0,178		
			0,495				-0,495				-0,502				0,495		
			-0,023				0,023				0,008				-0,023		
5,5	2,8	0,4	1,600	2,8	2,452	0,010	-1,600	2,452	81,8	2,247	-1,585	81,8	15,29	0,361	1,600	15,3	2,522
			-0,750				0,750				0,757				-0,750		
			-0,066				0,066				0,048				-0,066		
			0,141				-0,141				-0,162				0,141		
			-0,924				0,924				0,941				-0,924		

Tabela E.7 – Continuação da Tabela E.4

Teor de CAP (%)	Média Va (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Folha	4/5
																VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm <sup>3</sup> )
6	1,6	0,2	-0,079	1,6	2,462	0,004	0,079	2,462	89,7	0,952	0,072	89,7	15,37	0,139	-0,079	15,4	2,502
			-0,577				0,577				0,575				-0,577		
			1,480				-1,480				-1,472				1,480		
			-1,164				1,164				1,173				-1,164		
			0,340				-0,340				-0,347				0,340		



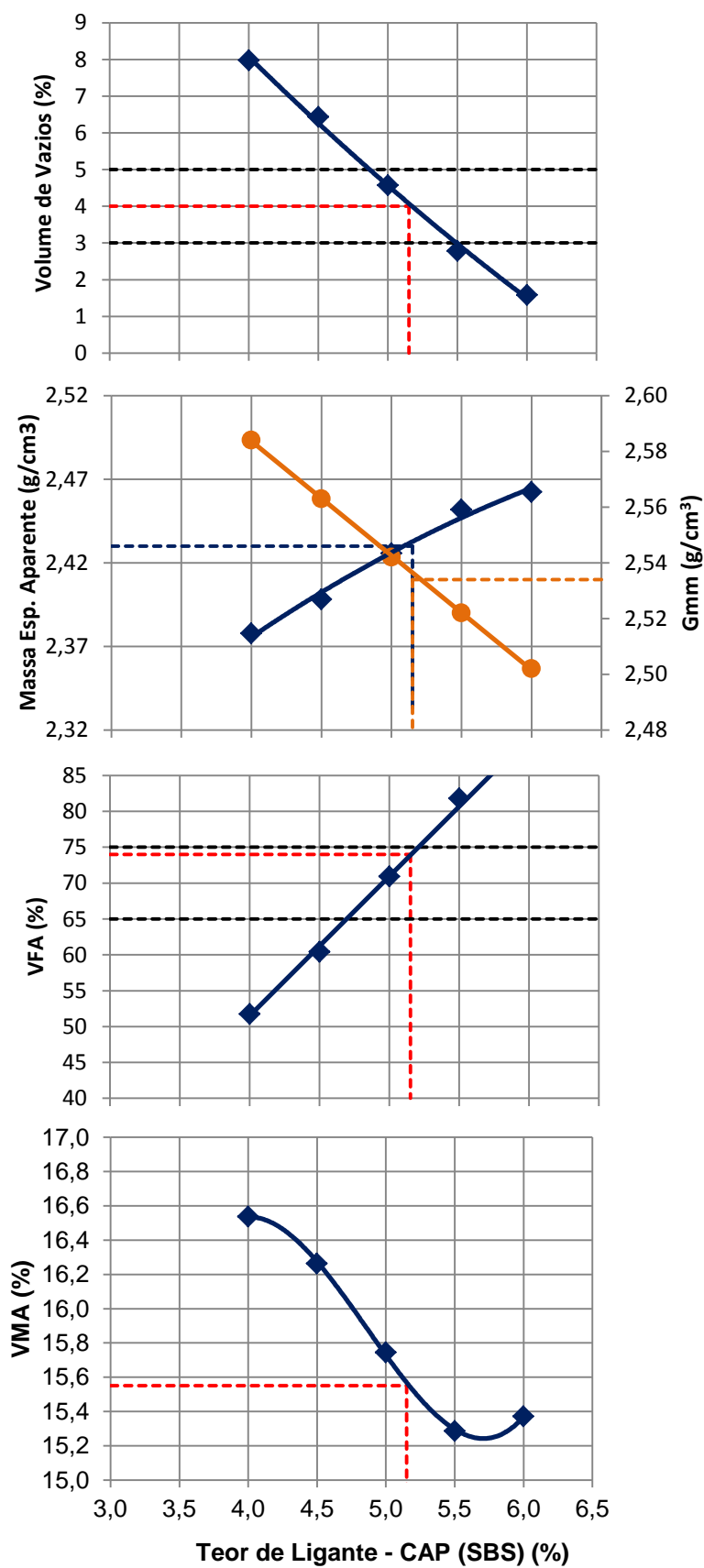


Figura E.3 – Determinação do teor de projeto Superpave (d = 150 mm) para a mistura com CAP modificado

Tabela E.8 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Marshall das misturas com CAP 50/70

Identificação:					Data Compactação	Ligante	Determinação dos par. volumétricos						
DOSAGEM MARSHALL - CAP 50/70 - SPV12,5MM						CAP 50/70	Asphalt Institute (2001)						
Mistura	Resp. Pesag.	Projeto	ORIGEM CPS	Finalidade dos CPs	Folha	Determinação Densidade Máxima							
SPV12,5		LTS-OHL	Dosagem Marshall		1/5	Gmm							
Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)			<i>Densidade do Ligante =</i> 1,014 g/cm <sup>3</sup>					<i>Gsb da Mistura de Agreg. =</i> 2,735			
		Ar	Imerso	SSS	Temperatura da Água (°C)	Volume CP (cm <sup>3</sup> )	Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Gmm (g/cm <sup>3</sup> )	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)	
4,0	4,0	1	1156,65	675,75	1170,05		494,30	2,340	2,572	9,230	9,0	17,9	49,5
4,0		2	1154,20	673,78	1167,15		493,37	2,339	2,572	9,228	9,1	17,9	49,4
4,0		3	1156,42	678,60	1166,59		487,99	2,370	2,572	9,347	7,9	16,8	53,2
4,0		4	1157,62	679,52	1170,36		490,84	2,358	2,572	9,303	8,3	17,2	51,7
4,0		5	1156,33	677,73	1169,88		492,15	2,349	2,572	9,268	8,7	17,5	50,6
4,5	4,5	6	1162,38	677,98	1169,03		491,05	2,367	2,551	10,504	7,2	17,4	58,4
4,5		7	1160,64	677,81	1166,83		489,02	2,373	2,551	10,532	7,0	17,1	59,3
4,5		8	1163,20	680,51	1169,67		489,16	2,378	2,551	10,552	6,8	17,0	60,0
4,5		9	1155,57	675,19	1163,70		488,51	2,365	2,551	10,497	7,3	17,4	58,2
4,5		10	1163,85	679,01	1169,31		490,30	2,374	2,551	10,533	7,0	17,1	59,4
5,0	5,0	11	1165,29	679,56	1167,67		488,11	2,387	2,531	11,771	5,7	17,1	66,7
5,0		12	1164,66	679,41	1166,80		487,39	2,389	2,531	11,782	5,6	17,0	67,1
5,0		13	1163,08	679,19	1166,41		487,22	2,387	2,531	11,770	5,7	17,1	66,7
5,0		14	1164,23	681,72	1165,86		484,14	2,404	2,531	11,856	5,0	16,5	69,7
5,0		15	1166,87	679,43	1169,11		489,68	2,383	2,531	11,749	5,9	17,2	66,0

Tabela E.9 – Continuação da Tabela E.8

Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)			Volume CP (cm <sup>3</sup> )	Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Gmm (g/cm <sup>3</sup> )	VTA (%)	Va (%)	Folha 2/5			
		Ar	Imerso	SSS						VMA (%)	VFA (%)		
5,5	5,5	16	1168,63	682,57	1170,11		487,54	2,397	2,511	13,000	4,5	17,2	73,5
5,5		17	1164,45	683,92	1165,80		481,88	2,416	2,511	13,106	3,8	16,5	77,1
5,5		18	1167,84	683,09	1168,97		485,88	2,403	2,511	13,036	4,3	17,0	74,7
5,5		19	1170,66	683,71	1172,07		488,36	2,397	2,511	13,001	4,5	17,2	73,6
5,5		20	1167,73	684,70	1170,00		485,30	2,406	2,511	13,050	4,2	16,9	75,2
6,0	6,0	21	1168,87	687,43	1169,70		482,27	2,423	2,491	14,340	2,7	16,7	83,8
6,0		22	1166,30	687,37	1167,22		479,85	2,430	2,491	14,381	2,4	16,5	85,2
6,0		23	1158,45	677,34	1159,92		482,58	2,400	2,491	14,203	3,6	17,5	79,2
6,0		24	1172,82	686,94	1173,88		486,94	2,408	2,491	14,250	3,3	17,2	80,7
6,0		25	1154,77	673,98	1155,75		481,77	2,397	2,491	14,182	3,8	17,6	78,5

Tabela E.10 – Continuação da Tabela E.8

Identificação: <b>DOSAGEM MARSHALL - CAP 50/70 - SPV12,5MM</b>								<b>Ligante</b> CAP 50/70			<b>Determinação dos par. volumétricos</b> Asphalt Institute (2001)							
<b>Mistura</b> SPV12,5		<b>Resp. Pesag.</b>		<b>Projeto</b> LTS-OHL		<b>ORIGEM CPS</b> Dos. Marshall				<b>Folha</b> 3/5		<b>Determinação Densidade Máxima</b> Gmm						
Análise Estatística dos Parâmetros Volumétricos																		
Teor de CAP (%)	Média Vv (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm <sup>3</sup> )	
4	8,6	0,5	0,889	8,6	2,351	0,013	-0,889	2,351	50,9	1,613	-0,880	50,90	17,47	0,452	0,889	17,5	2,572	
			0,932				-0,932				-0,921				0,932			
			-1,423				1,423				1,440				-1,423			
			-0,544				0,544				0,526				-0,544			
			0,146				-0,146				-0,165				0,146			
4,5	7,0	0,2	0,860	7,0	2,371	0,005	-0,860	2,371	59,1	0,743	-0,861	59,1	17,20	0,179	0,860	17,2	2,551	
			-0,361				0,361				0,354				-0,361			
			-1,248				1,248				1,257				-1,248			
			1,178				-1,178				-1,173				1,178			
			-0,429				0,429				0,423				-0,429			
5	5,6	0,3	0,358	5,6	2,390	0,008	-0,358	2,390	67,2	1,416	-0,363	66,6	16,98	0,292	0,358	17,0	2,531	
			0,092				-0,092				-0,104				0,092			
			0,379				-0,379				-0,383				0,379			
			-1,714				1,714				<b>OUTLIER</b>				-1,714			
			0,885				-0,885				-0,870				0,885			
5,5	4,3	0,3	0,883	4,3	2,404	0,008	-0,883	2,404	74,8	1,487	-0,875	74,8	16,94	0,277	0,883	16,9	2,511	
			-1,547				1,547				1,558				-1,547			
			0,064				-0,064				-0,076				0,064			
			0,866				-0,866				-0,859				0,866			
			-0,266				0,266				0,251				-0,266			

Tabela E.11 – Continuação da Tabela E.8

Teor de CAP (%)	Média Vv (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Folha	4/5
																VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm <sup>3</sup> )
6	3,2	0,6	-0,798	3,2	2,412	0,015	0,798	2,412	81,5	2,901	0,787	81,5	17,11	0,501	-0,798	17,1	2,491
			-1,268				1,268				1,284				-1,268		
			0,790				-0,790				-0,789				0,790		
			0,240				-0,240				-0,260				0,240		
			1,036				-1,036				-1,021				1,036		

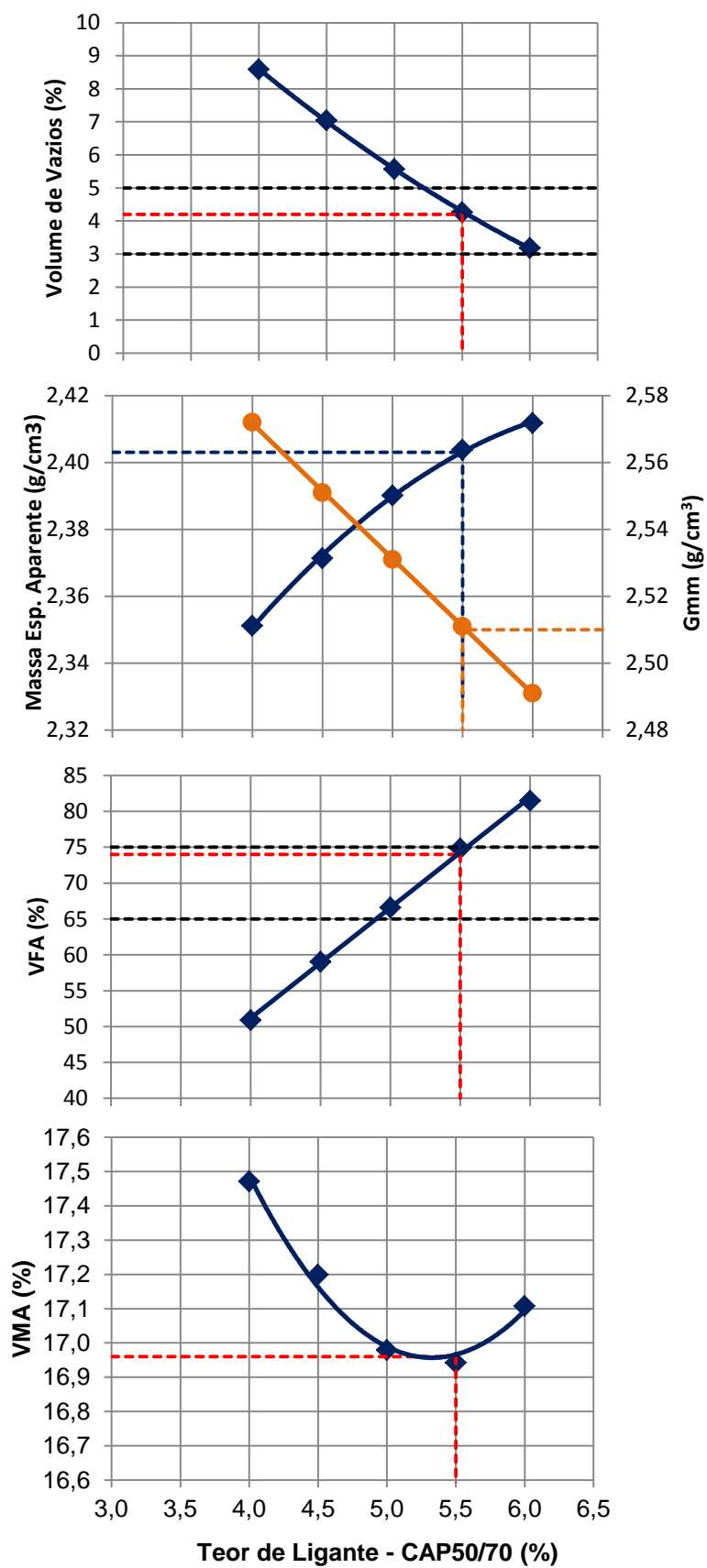


Figura E.4 – Determinação do teor de projeto Marshall para a mistura com CAP 50/70

Tabela E.12 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Superpave (100 mm) das misturas com CAP50/70

Identificação:					Data Compactação	Ligante	Determinação dos par. volumétricos					
DOSAGEM SUPERPAVE - 100MM - 100G - CAP 50/70 - SPV12,5MM					05/03/2012	CAP 50/70	Asphalt Institute (2001)					
Mistura	Resp. Pesag.	Projeto	ORIGEM CPS	Finalidade dos CPs	Folha	Determinação Densidade Máxima						
SPV12,5		LTS-OHL	Dos. SPV 100MM - 100G		1/5	Gmm						
Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)			<i>Densidade do Ligante =</i> 1,014 g/cm <sup>3</sup>				Gsb da Mistura de Agreg. = 2,735			
		Ar	Imerso	SSS	Volume CP (cm <sup>3</sup> )	Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Gmm (g/cm <sup>3</sup> )	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)	
4,0	4,0	1	2153,50	1256,30	2173,80	917,50	2,347	2,572	9,258	8,8	17,6	50,3
4,0		2	2158,70	1269,30	2186,90	917,60	2,352	2,572	9,279	8,5	17,4	51,0
4,0		3	2159,00	1257,80	2184,70	926,90	2,329	2,572	9,188	9,4	18,2	48,2
4,0		4	2158,20	1267,50	2188,90	921,40	2,342	2,572	9,239	8,9	17,8	49,8
4,0		5	2158,30	1259,50	2180,70	921,20	2,343	2,572	9,241	8,9	17,8	49,8
4,5	4,5	6	2167,70	1264,50	2181,40	916,90	2,364	2,551	10,491	7,3	17,5	58,0
4,5		7	2170,10	1262,70	2178,90	916,20	2,368	2,551	10,510	7,2	17,3	58,6
4,5		8	2169,50	1261,20	2198,30	937,10	2,315	2,551	10,273	9,3	19,2	51,7
4,5		9	2172,50	1264,70	2183,10	918,40	2,365	2,551	10,497	7,3	17,4	58,2
4,5		10	2170,60	1268,80	2188,10	919,30	2,361	2,551	10,477	7,5	17,6	57,6
5,0	5,0	11	2177,00	1263,90	2182,00	918,10	2,371	2,531	11,691	6,3	17,6	64,2
5,0		12	2179,50	1271,10	2187,10	916,00	2,379	2,531	11,731	6,0	17,4	65,4
5,0		13	2181,90	1274,10	2185,90	911,80	2,393	2,531	11,798	5,5	16,9	67,7
5,0		14	2180,60	1274,30	2189,50	915,20	2,382	2,531	11,748	5,9	17,2	66,0
5,0		15	2173,20	1264,70	2179,70	915,00	2,375	2,531	11,710	6,2	17,5	64,8

Tabela E.13 – Continuação da Tabela E.12

Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)			Volume CP (cm <sup>3</sup> )	Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Gmm (g/cm <sup>3</sup> )	VTA (%)	Va (%)	Folha 2/5			
		Ar	Imerso	SSS						VMA (%)	VFA (%)		
5,5	5,5	16	2183,70	1275,90	2185,50		909,60	2,400	2,511	13,020	4,4	17,1	74,2
5,5		17	2186,60	1281,80	2188,10		906,30	2,412	2,511	13,085	3,9	16,6	76,4
5,5		18	2187,80	1274,90	2190,50		915,60	2,389	2,511	12,959	4,8	17,4	72,2
5,5		19	2192,00	1288,50	2193,90		905,40	2,421	2,511	13,131	3,6	16,4	78,0
5,5		20	2194,00	1288,40	2196,00		907,60	2,417	2,511	13,111	3,7	16,5	77,3
6,0	6,0	21	2199,70	1285,70	2201,60		915,90	2,401	2,491	14,210	3,6	17,5	79,4
6,0		22	2198,00	1290,40	2200,60		910,20	2,415	2,491	14,288	3,1	17,0	82,0
6,0		23	2197,90	1291,90	2198,90		907,00	2,423	2,491	14,337	2,7	16,7	83,7
6,0		24	2198,40	1292,50	2199,80		907,30	2,423	2,491	14,336	2,7	16,7	83,6
6,0		25	2195,90	1290,10	2196,80		906,70	2,422	2,491	14,329	2,8	16,8	83,4



Tabela E.14 – Continuação da Tabela E.12

Identificação: Dosagem SPV - 100MM - 100G. - CAP 50/70 - SPV12,5MM				Ligante CAP 50/70			Determinação dos par. volumétricos Asphalt Institute (2001)										
Mistura SPV12,5		Resp. Pesag.	Projeto LTS-OHL	ORIGEM CPS 100MM - 100G		Folha 3/5	Determinação Densidade Máxima Gmm										
Análise Estatística dos Parâmetros Volumétricos																	
Teor de CAP (%)	Média Vv (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm <sup>3</sup> )
4	8,9	0,3	-0,499	8,9	2,343	0,009	0,499	2,343	49,8	1,022	0,494	49,83	17,77	0,303	-0,499	17,8	2,572
			-1,127				1,127				1,146				-1,127		
			1,574				-1,574				-1,561				1,574		
			0,062				-0,062				-0,076				0,062		
			-0,010				0,010				-0,004				-0,010		
4,5	7,7	0,9	-0,413	7,3	2,355	0,022	0,413	2,365	56,8	2,876	0,409	58,1	17,78	0,782	-0,413	17,4	2,551
			-0,611				0,611				0,627				-0,611		
			OUTLIER				-1,776				-1,773				OUTLIER		
			-0,474				0,474				0,476				-0,474		
			-0,278				0,278				0,262				-0,278		
5	6,0	0,3	1,088	6,0	2,380	0,008	-1,088	2,380	65,6	1,334	-1,072	65,5	17,33	0,289	1,088	17,3	2,531
			0,106				-0,106				-0,119				0,106		
			-1,528				1,528				1,540				-1,528		
			-0,288				0,288				0,274				-0,288		
			0,622				-0,622				-0,623				0,622		
5,5	4,1	0,5	0,579	4,1	2,408	0,013	-0,579	2,408	75,6	2,400	-0,598	75,6	16,80	0,449	0,579	16,8	2,511
			-0,340				0,340				0,326				-0,340		
			1,446				-1,446				-1,429				1,446		
			-0,984				0,984				1,000				-0,984		
			-0,701				0,701				0,702				-0,701		

Tabela E.15 – Continuação da Tabla E.12

Teor de CAP (%)	Média Vv (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Folha	4/5
																VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm <sup>3</sup> )
6	3,0	0,4	1,659	3,0	2,417	0,009	-1,659	2,417	82,4	1,819	-1,652	82,4	16,94	0,316	1,659	16,9	2,491
			0,226				-0,226				-0,244				0,226		
			-0,688				0,688				0,694				-0,688		
			-0,661				0,661				0,666				-0,661		
			-0,536				0,536				0,535				-0,536		

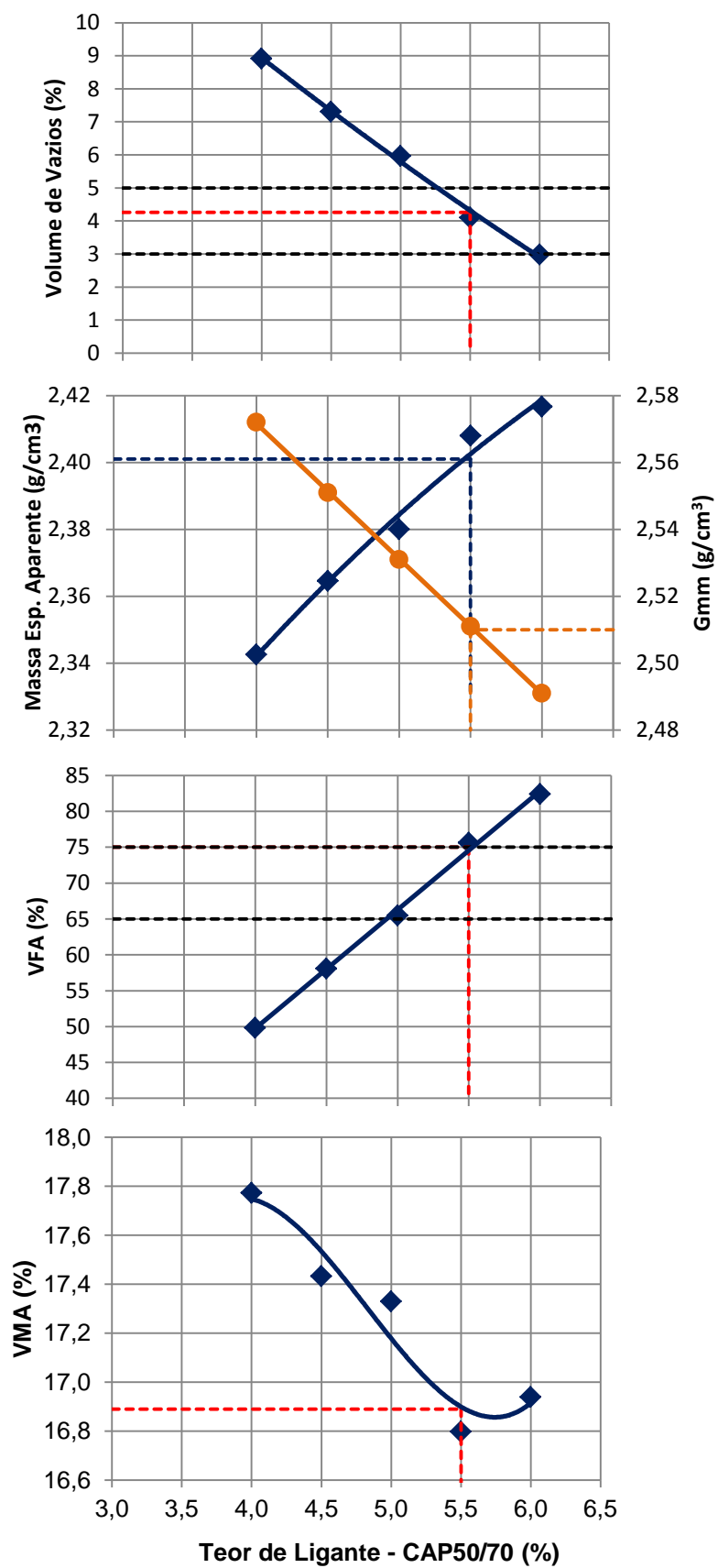


Figura E.5 - Determinação do teor de projeto Superpave (d= 100 mm) para a mistura com CAP 50/70

Tabela E.16 – Resultados dos parâmetros volumétricos e de densidades do projeto pelo método Superpave (150 mm) das misturas com CAP50/70

Identificação: <b>DOSAGEM SUPERPAVE - 150MM - 100G - CAP 50/70 - SPV12,5MM</b>					Data Compactação	Ligante CAP 50/70	Determinação dos par. volumétricos Asphalt Institute (2001)					
Mistura SPV12,5	Resp. Pesag.	Projeto LTS-OHL	ORIGEM CPS Dos. SPV 150MM - 100G		Finalidade dos CPs	Folha 1/5	Determinação Densidade Máxima Gmm					
Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)			<i>Densidade do Ligante =</i> 1,014 g/cm <sup>3</sup>					Gsb da Mistura de Agreg. 2,735		
		Ar	Imerso	SSS	Volume CP (cm <sup>3</sup> )	Gmb (g/cm3)	Gmm (g/cm3)	VTA (%)	Va (%)	VMA (%)	VFA (%)	
4,0	4,0	31	4844,50	2857,10	4888,90	2031,80	2,383	2,572	9,399	7,4	16,4	55,02
4,0		32	4852,10	2848,60	4891,60	2043,00	2,374	2,572	9,363	7,7	16,7	53,77
4,0		33	4852,90	2854,20	4888,70	2034,50	2,384	2,572	9,403	7,3	16,3	55,15
4,0		34	4861,30	2850,70	4895,20	2044,50	2,377	2,572	9,375	7,6	16,6	54,18
4,0		35	4849,90	2855,90	4883,40	2027,50	2,391	2,572	9,431	7,1	16,1	56,17
4,5	4,5	36	4882,30	2864,50	4896,30	2031,80	2,402	2,551	10,658	5,9	16,1	63,70
4,5		37	4885,70	2874,10	4897,10	2023,00	2,414	2,551	10,711	5,4	15,7	65,75
4,5		38	4876,20	2863,30	4893,20	2029,90	2,401	2,551	10,654	5,9	16,2	63,58
4,5		39	4882,30	2862,90	4898,40	2035,50	2,398	2,551	10,640	6,0	16,3	63,07
4,5		40	4877,30	2870,40	4897,50	2027,10	2,405	2,551	10,671	5,7	16,0	64,22
5,0	5,0	41	4896,10	2873,00	4904,40	2031,40	2,409	2,531	11,878	4,8	16,3	70,43
5,0		42	4901,90	2884,70	4909,40	2024,70	2,420	2,531	11,931	4,4	16,0	72,42
5,0		43	4900,10	2892,90	4904,80	2011,90	2,435	2,531	12,005	3,8	15,4	75,33
5,0		44	4896,90	2883,20	4899,70	2016,50	2,427	2,531	11,969	4,1	15,7	73,87
5,0		45	4897,1	2890,1	4905	2014,9	2,429	2,531	11,975	4,0	15,6	74,12

Tabela E. 17 – Continuação da Tabela E.16

Teor de CAP (%)	CP	Pesagem (g)			Volume CP (cm <sup>3</sup> )	Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Gmm (g/cm <sup>3</sup> )	VTA (%)	Va (%)	Folha	2/5		
		Ar	Imerso	SSS						VMA (%)	VFA (%)		
5,5	5,5	46	4904,50	2877,50	4909,90		2032,40	2,412	2,511	13,081	4,0	16,7	76,28
5,5		47	4915,70	2902,10	4919,30		2017,20	2,433	2,511	13,195	3,1	15,9	80,45
5,5		48	4929,20	2892,70	4935,90		2043,20	2,410	2,511	13,072	4,0	16,7	75,97
5,5		49	4911,10	2896,10	4914,40		2018,30	2,432	2,511	13,192	3,1	16,0	80,32
5,5		50	4901,90	2883,70	4908,00		2024,30	2,421	2,511	13,129	3,6	16,4	78,00
6,0	6,0	51	4947,20	2933,70	4950,10		2016,40	2,452	2,491	14,507	1,6	15,7	89,98
6,0		52	4929,10	2914,20	4932,80		2018,60	2,441	2,491	14,442	2,0	16,1	87,46
6,0		53	4948,30	2923,20	4951,90		2028,70	2,438	2,491	14,426	2,1	16,2	86,87
6,0		54	4940,20	2922,50	4942,70		2020,20	2,444	2,491	14,463	1,9	16,0	88,26
6,0		55	4936,5	2914,8	4939,2		2024,40	2,438	2,491	14,423	2,1	16,2	86,78

Tabela E.18 – Continuação da Tabela E.16

Identificação: <b>Dosagem SPV - 150MM - 100G. - CAP 50/70 - SPV12,5MM</b>				<b>Ligante</b> CAP 50/70			<b>Determinação dos par. volumétricos</b> Asphalt Institute (2001)										
<b>Mistura</b> SPV12,5		<b>Resp. Pesag.</b>		<b>Projeto</b> LTS-OHL		<b>ORIGEM CPS</b> 100MM - 100G				<b>Folha</b> 3/5		<b>Determinação Densidade Máxima</b> Gmm					
<b>Análise Estatística dos Parâmetros Volumétricos</b>																	
Teor de CAP (%)	Média Va (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Gmb Média (g/cm3)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm3)	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm3)
4,0	7,4	0,3	-0,185	7,4	54,9	0,9	0,173	54,9	2,381	0,007	0,185	2,381	16,4	0,233	-0,185	16,4	2,572
			1,181				-1,169				-1,181				1,181		
			-0,330				0,319				0,330				-0,330		
			0,726				-0,728				-0,726				0,726		
			-1,392				1,404				1,392				-1,392		
4,5	5,8	0,2	0,347	5,8	64,1	1,0	-0,352	64,1	2,404	0,006	-0,347	2,405	16,1	0,214	0,347	16,1	2,551
			-1,635				1,642				1,635				-1,635		
			0,470				-0,473				-0,470				0,470		
			0,979				-0,966				-0,979				0,979		
			-0,160				0,148				0,160				-0,160		
5,0	4,2	0,4	1,508	4,2	73,2	1,9	-1,493	73,2	2,424	0,010	-1,508	2,420	15,8	0,345	1,508	15,8	2,531
			0,417				-0,435				-0,417				0,417		
			-1,095				1,115				1,095				-1,095		
			-0,351				0,340				0,351				-0,351		
			-0,479				0,472				0,479				-0,479		

Tabela E.19 – Continuação da Tabela E.16

Teor de CAP (%)	Média Va (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Va (%)	Média VFA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média VFA (%)	Gmb Média (g/cm <sup>3</sup> )	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Média VMA (%)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Folha	4/5
																Nova Média VMA (%)	Nova Média Gmm (g/cm <sup>3</sup> )
5,5	3,6	0,4	0,902	3,6	78,2	2,1	-0,900	78,2	2,421	0,011	-0,902	2,431	16,3	0,373	0,902	16,3	2,511
			-1,047				1,052				1,047				-1,047		
			1,053				-1,045				-1,053				1,053		
			-0,987				0,990				0,987				-0,987		
			0,080				-0,098				-0,080				0,080		
6,0	1,9	0,2	-1,593	1,9	87,9	1,3	1,599	87,9	2,442	0,006	1,593	2,439	16,1	0,201	-1,593	16,1	2,491
			0,303				-0,309				-0,303				0,303		
			0,764				-0,759				-0,764				0,764		
			-0,307				0,295				0,307				-0,307		
			0,834				-0,827				-0,834				0,834		

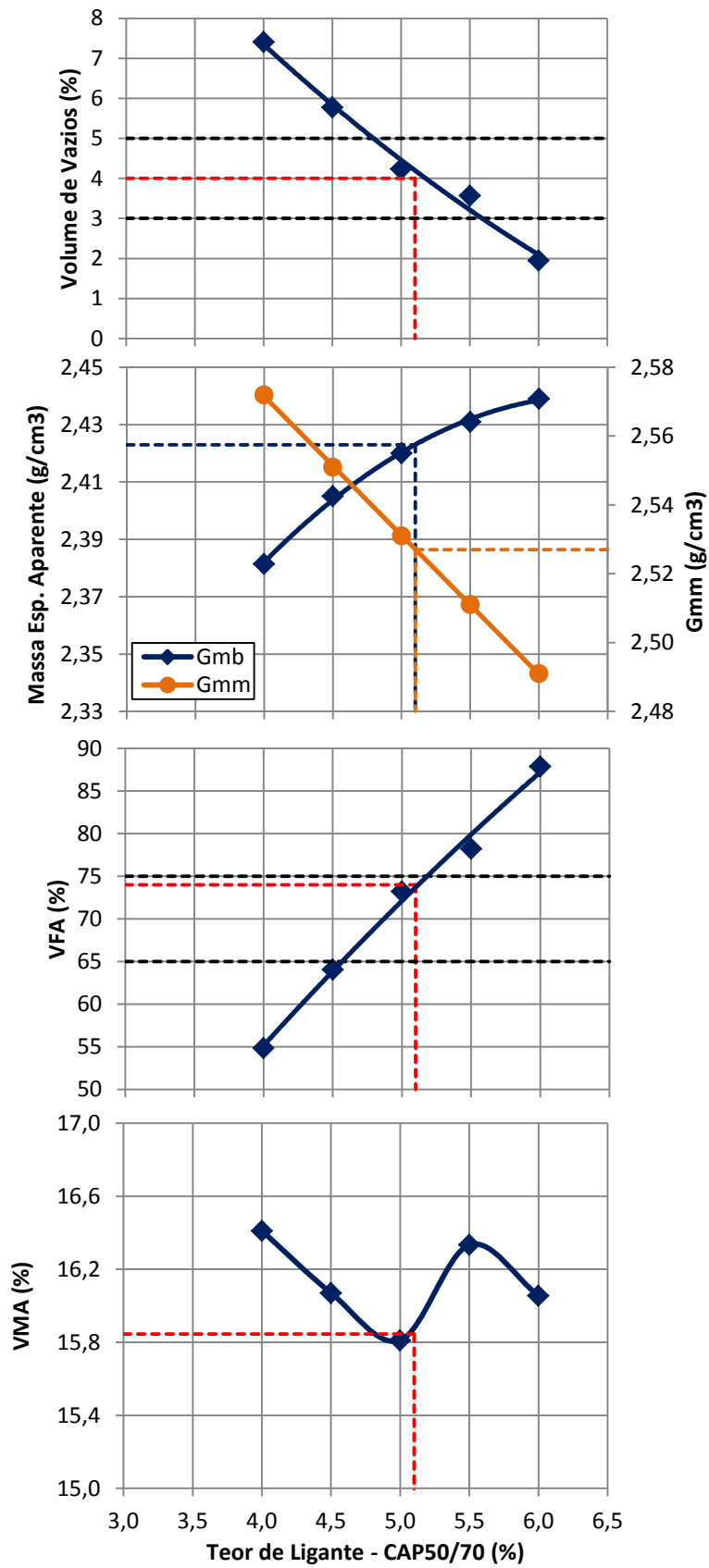


Figura E.6 - Determinação do teor de projeto Superpave (d= 150 mm) para a mistura com CAP 50/70



## APÊNDICE F – MÉTODO DE DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE GIROS EQUIVALENTE

A partir dos dados coletados do CGS durante a dosagem Superpave com a utilização dos moldes de 100 e 150 mm, determinou-se a energia equivalente no compactador giratório (número de giros – NGeq), onde o teor de ligante de projeto fosse o mesmo encontrado com o compactador Marshall. O método adotado para se determinar o NGeq para os dois diâmetros e para os dois tipos de ligantes utilizados é detalhado a seguir:

Etapa 1: a partir das curvas de densificação (Número de giros - %Gmm) dos corpos de prova Superpave de 100 e 150 mm determinou-se, para os teores de ligante de 4, 5 e 6%, a porcentagem de vazios em função do número de giros;

Etapa 2: Selecionou-se 40, 60 e 80 giros como os números de giros de referência. Então, para cada teor de ligante, nestes giros, obteve-se o respectivo valor de percentual de vazios que chamaremos aqui de volume de vazios equivalente (Vaeq). A Tabela F.1 mostra os volumes de vazios equivalente obtidos para os números de giros de referência em função do teor de ligante para cada tamanho de corpo de prova e para cada tipo de ligante utilizado.

Tabela F.1 – Volume de vazios equivalente para os números de giros de referência em função do teor de ligante

Tipo de Ligante	Diâmetro do Corpo de Prova (mm)	Número de Giro de Referência	Volume de Vazios Equivalente-Vaeq (%)		
			Teor de Ligante (%)		
			4,0	5,0	6,0
SBS	150	40	10,9	7,6	4,1
		60	9,4	6,1	2,8
		80	8,0	4,6	1,6
	100	40	11,8	10,1	6,9
		60	10,4	8,5	5,2
		80	8,7	6,8	3,5
Tipo de Ligante	Diâmetro do Corpo de Prova (mm)	Número de Giro de Referência	Volume de Vazios Equivalente-Vaeq (%)		
			Teor de Ligante (%)		
			4,0	5,0	6,0
CAP 50/70	150	40	10,6	7,5	5,3
		60	9,1	5,9	3,7
		80	7,4	4,1	1,9
	100	40	11,0*	9,5	6,7
		60	9,4*	7,8	4,9
		80	7,7*	6,0	3,0

\* Valores de volume de vazios referente a 4,5% de CAP 50/70.

Etapa 3: Com os dados da Tabela F.1 foram plotadas 3 linhas de tendência da relação entre o volume de vazios equivalente e o teor de ligante, sendo uma linha para cada número de giros de referência. A partir do teor de projeto Marshall para cada tipo de ligante, determinou-se o volume de vazios equivalente, neste teor, para cada giro de referência. As Figuras F.1, F.2, F.3 e F.4 apresentam a determinação do volume de vazios equivalente para os teores de projeto Marshall com ligante modificado por SBS e com CAP 50/70, respectivamente, em função do diâmetro do molde Superpave.

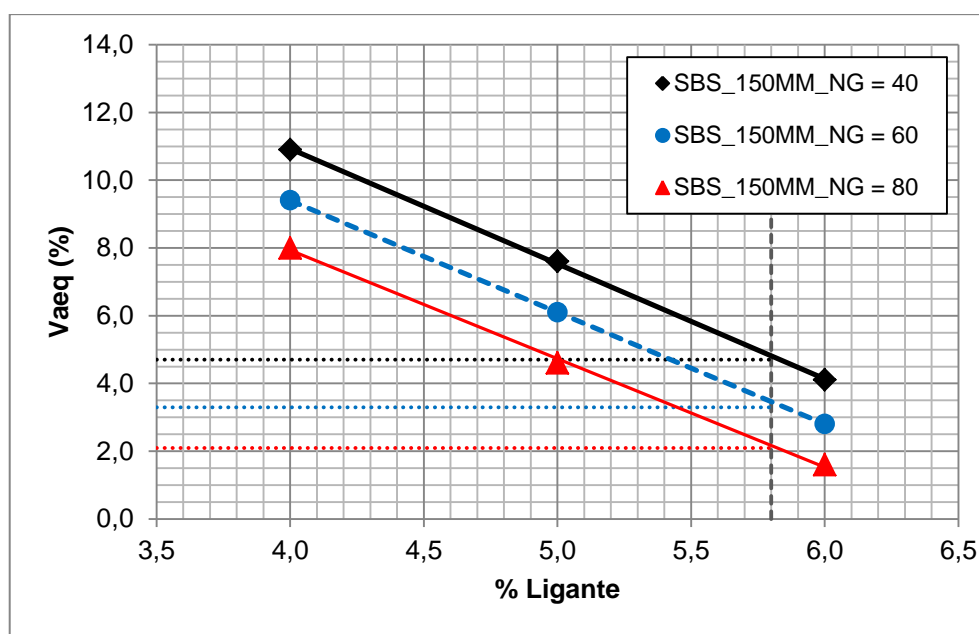


Figura F.1 – Volume de vazios equivalente em função do teor de ligante para 40, 60 e 80 giros de corpos de prova moldados com 150 mm de diâmetro e com CAP modificado por SBS

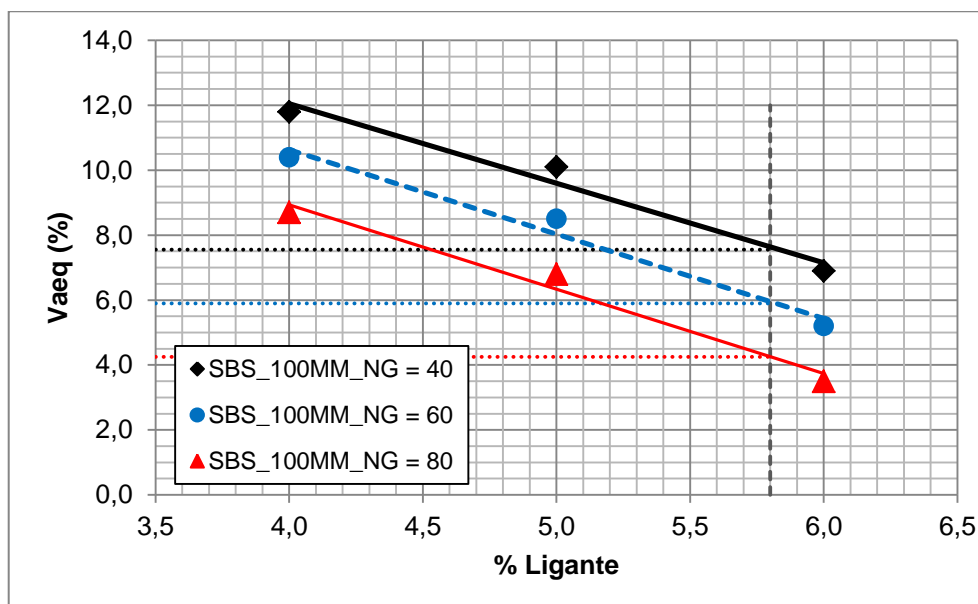


Figura F.2 – Volume de vazios equivalente em função do teor de ligante para 40, 60 e 80 giros de corpos de prova moldados com 100 mm de diâmetro e com CAP modificado por SBS

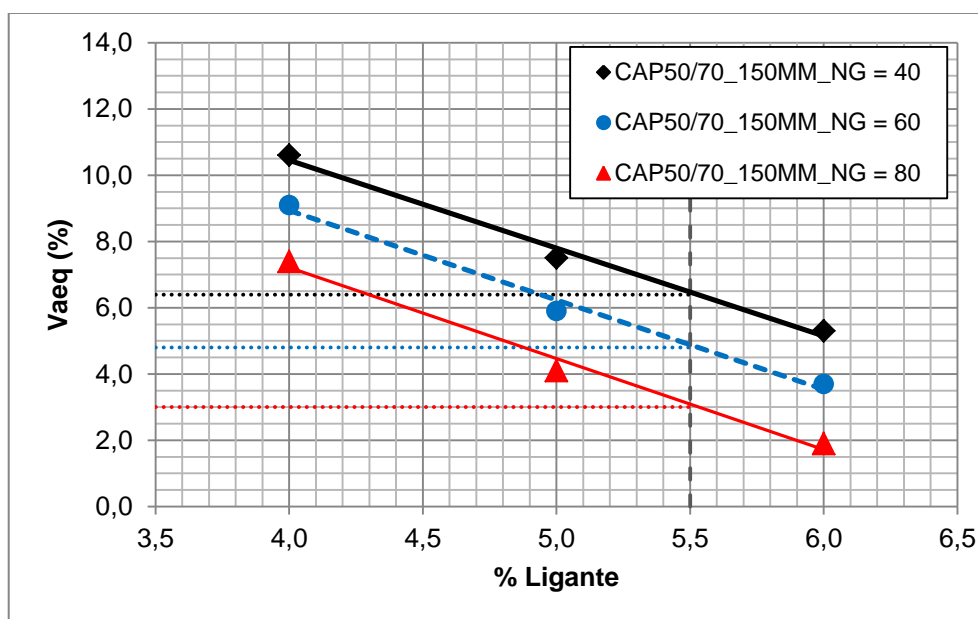


Figura F.3 – Volume de vazios equivalente em função do teor de ligante para 40, 60 e 80 giros de corpos de prova moldados com 150 mm de diâmetro e com CAP 50/70

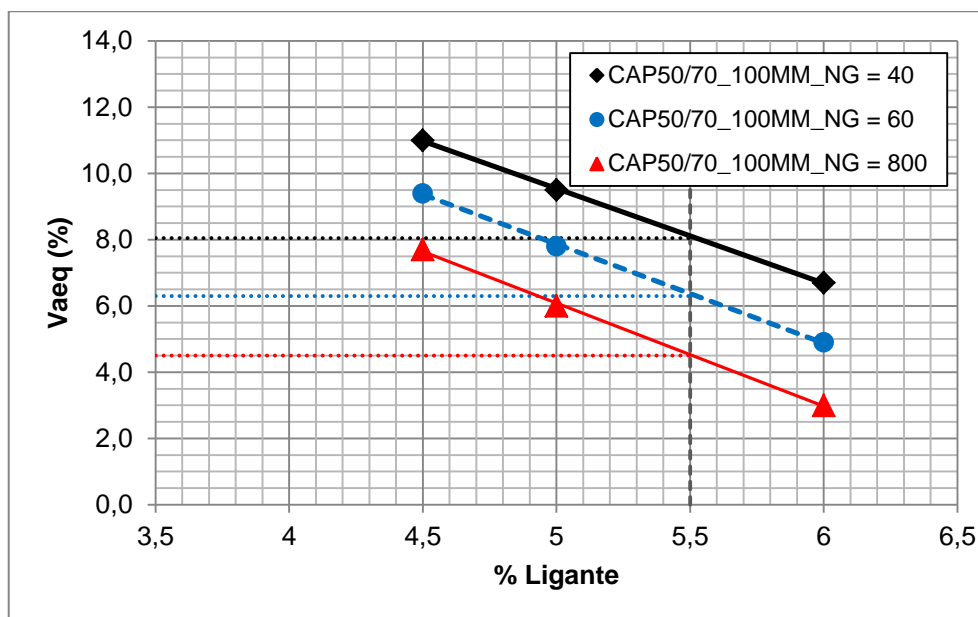


Figura F.4 – Volume de vazios equivalente em função do teor de ligante para 40, 60 e 80 giros de corpos de prova moldados com 100 mm de diâmetro e com CAP 50/70

Etapa 4: A partir das Figura F.1 a F.4, traçou-se as linhas de tendência do número de giros de referência em função do volume de vazios equivalente para o teor de projeto Marshall. Por fim, para o volume de vazios referente ao projeto Marshall determinou-se o número de giros equivalente, ou seja, com quantos giros, no teor de projeto Marshall, o CGS atingiria a mesma porcentagem de vazios. As Figuras F.5 e F.6 mostram os valores de volume de vazios equivalente em função do número de giros para misturas com CAP modificado e para o CAP 50/70, respectivamente.

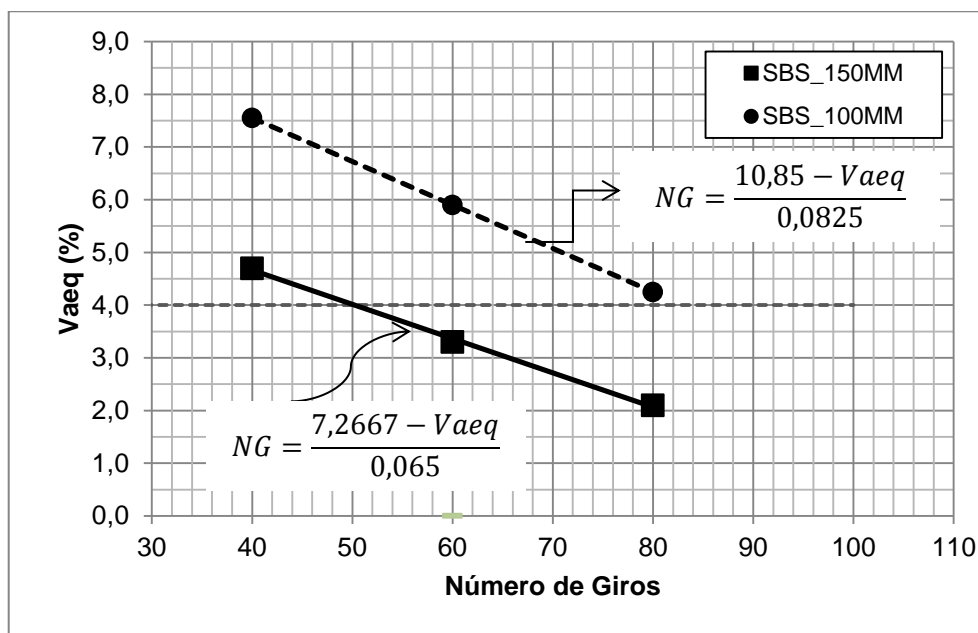


Figura F. 5 – Valores de volume de vazios equivalente em função do número de giros para corpos de prova de 100 e 150 mm de diâmetro com ligante modificado por SBS

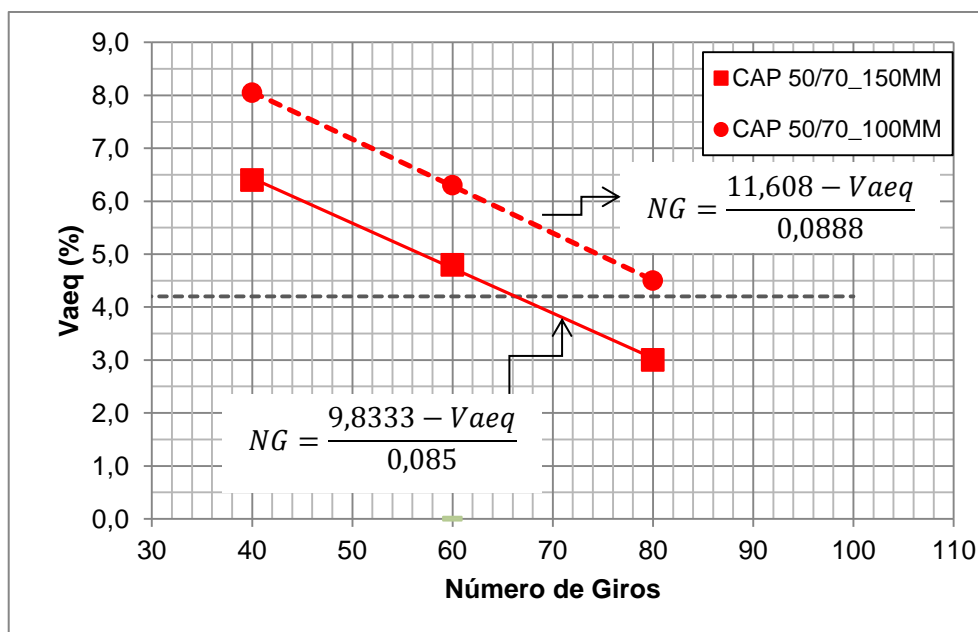


Figura F.6 – Valores de volume de vazios equivalente em função do número de giros para corpos de prova de 100 e 150 mm de diâmetro com CAP 50/70

**APÊNDICE G – VALORES DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA PARA AS MISTURAS COM CAP 50/70 E CODIFICADO POR SBS COMPACTADAS ATRAVÉS DO MÉTODO MARSHALL, SUPERPAVE 100 MM, SUPERPAVE 150 MM E MESA COMPACTADORA LCPC**

Tabela G.1 – Resultados de Mr para misturas com CAP convencional e com CAP modificado dosadas pelo método Marshall

Mét. Comp.	MARSHALL						MARSHALL						Mr <sub>50/70</sub> /Mr <sub>SBS</sub>
Ligante	CAP 50/70						SBS						
Teor de CAP (%)	N. CP	Mr (MPa)	Média Mr (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Mr (MPa)	N. CP	Mr (MPa)	Média Mr (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Mr (MPa)	
4,0	1	5969	6130	142,77	-1,130	6130	1	3663	3571	376,10	0,246	3571	1,7
4,0	2	6229			0,691		2	3892			0,854		
4,0	3	6180			0,347		3	3157			-1,100		
4,0	4	6284			1,076								
4,0	5	5990			-0,983								
4,5	6	7020	6506	425,29	1,210	6506	4	3559	3673	469,07	-0,244	3673	1,8
4,5	7	6830			0,763		5	3272			-0,856		
4,5	8	5945			-1,318		6	4189			1,099		
4,5	9	6348			-0,371								
4,5	10	6385			-0,284								
5,0	11	6234	6233	283,90	0,004	6233	7	3737	3849	97,02	-1,154	3849	1,6
5,0	12	6321			0,310		8	3907			0,598		
5,0	13	5860			-1,314		9	3903			0,557		
5,0	14	6635			1,416								
5,0	15	6115			-0,416								
5,5	16	5580	5929	253,58	-1,376	5929	10	4355	4466	101,69	-1,088	4466	1,3
5,5	17	6178			0,982		11	4555			0,878		
5,5	18	5749			-0,710		12	4487			0,210		
5,5	19	6039			0,434								
5,5	20	6099			0,670								
6,0	21	5476	5531,8	696,66	-0,080	5532	13	3966	3847	105,66	1,129	3847	1,4
6,0	22	6595			1,526		14	3809			-0,356		
6,0	23	5080			-0,649		15	3765			-0,773		
6,0	24	5728			0,282								
6,0	25	4780			-1,079								

Tabela G.2 – Resultados de Mr para misturas com CAP convencional e com CAP modificado dosadas pelo método Superpave (d = 100 mm)

Mét. Comp.	Superpave - 100 mm - 100 G						Superpave - 100 mm - 100 G			Mr <sub>50/70</sub> /Mr <sub>SBS</sub>
Ligante	CAP 50/70						SBS			
Teor de CAP (%)	N. CP	Mr (MPa)	Média Mr (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Mr (MPa)	N. CP	Mr (MPa)	Nova Média Mr (MPa)	
4,0	1	6576	6590	685	-0,020	6590	21	4002	3857	1,7
4,0	2	7467			1,281		22	3712		
4,0	3	5924			-0,972					
4,0	4	5923			-0,973					
4,0	5	7058			0,684					
4,5	6	6495	6663	469	-0,358	6663	23	4681	4092	1,6
4,5	7	7459			1,699		24	3502		
4,5	8	6461			-0,430					
4,5	9	6243			-0,895					
4,5	10	6655			-0,016					
5,0	11	6461	6454	360	0,021	6454	25	3835	3839	1,7
5,0	12	6393			-0,168		26	3842		
5,0	13	7055			1,669					
5,0	14	6137			-0,879					
5,0	15	6222			-0,643					
5,5	16	6713	6424	223	1,296	6424	27	3585	3654	1,8
5,5	17	6585			0,721		28	3723		
5,5	18	6157			-1,201					
5,5	19	6308			-0,523					
5,5	20	6359			-0,294					
6,0	21	5188	5621	653	-0,663	5621	29	3455	3559	1,6
6,0	22	5126			-0,758		30	3663		
6,0	23	6448			1,268					
6,0	24	5131			-0,750					
6,0	25	6210			0,903					



Tabela G.3 – Resultados de Mr para misturas com CAP convencional e com CAP modificado dosadas pelo método Superpave (d = 150 mm)

Mét. Comp.	Superpave - 150 mm - 100 G						Superpave - 150 mm - 100 G			Mr <sub>50/70</sub> /Mr <sub>SBS</sub>
Ligante	CAP 50/70						SBS			
Teor de CAP (%)	N. CP	Mr (MPa)	Média Mr (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Mr (MPa)	N. CP	Mr (MPa)	Nova Média Mr (MPa)	
4,0	31	7256	8029	732	-1,056	8029	21	5433	5356	
4,0	32	8641			0,835		22	5279		
4,0	33	7202			-1,129					
4,0	34	8538			0,695					
4,0	35	8509			0,655					
4,5	36	8581	8340	165	1,457	8340	23	5927	6026	
4,5	37	8402			0,375		24	6125		
4,5	38	8239			-0,611					
4,5	39	8331			-0,054					
4,5	40	8147			-1,167					
5,0	41	8727	8429,6	492	0,604	8430	25	5243	5094	
5,0	42	8579			0,304		26	4945		
5,0	43	8955			1,068					
5,0	44	8177			-0,513					
5,0	45	7710			-1,462					
5,5	46	6759	7732,2	644	-1,512	7732	27	5647	5603	
5,5	47	7456			-0,429		28	5559		
5,5	48	8208			0,739					
5,5	49	8352			0,963					
5,5	50	7886			0,239					
6,0	51	7450	7232,6	425	0,511	7233	29	5035	4916	
6,0	52	7777			1,280		30	4797		
6,0	53	6868			-0,857					
6,0	54	7324			0,215					
6,0	55	6744			-1,149					



Tabela G.5 – Resultados de Mr para misturas com CAP convencional a partir de corpos de prova extraídos das placas depois do ensaio de ATR

Mét. Comp.	Placas depois ATR						Placas depois ATR						Mr <sub>50/70</sub> /Mr <sub>SBS</sub>
Ligante	SBS						CAP 50/70						
Teor de CAP (%)	N. Placa/ N. CP	Mr (MPa)	Média Mr (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Mr (MPa)	N. Placa/ N. CP	Mr (MPa)	Média Mr (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Mr (MPa)	
4,0							2323/9	4352	4092	337,89	0,769	4092	0,0
4,0						2323/10	4138	0,136					
4,0						2323/11	4013	-0,234					
4,0						2323/12	4047	-0,133					
4,0						2324/13	4592	1,480					
4,0						2324/14	3409	-2,021					
4,0						2324/15	4044	-0,142					
4,0						2324/16	4141	0,145					
5,0							2327/17	4102	4019	322,92	0,259	4019	0,0
5,0						2327/18	3997	-0,067					
5,0						2327/19	3702	-0,980					
5,0						2327/20	3695	-1,002					
5,0						2328/21	4702	2,117					
5,0						2328/22	3838	-0,559					
5,0						2328/23	4143	0,386					
5,0						2328/24	3969	-0,153					
6,0							2321/1	4365	3498	517,09	1,676	3498	0,0
6,0						2321/2	3321	-0,343					
6,0						2321/3	3262	-0,457					
6,0						2321/4	3020	-0,925					
6,0						2322/5	3860	0,700					
6,0						2322/6	2813	-1,325					
6,0						2322/7	3940	0,855					
6,0						2322/8	3404	-0,182					

**APÊNDICE H – VALORES DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL PARA AS MISTURAS COM CAP 50/70 E MODIFICADO POR SBS COMPACTADAS ATRAVÉS DO MÉTODO MARSHALL, SUPERPAVE 100 MM, SUPERPAVE 150 MM E MESA COMPACTADORA LCPC**

Tabela H.1 – Resultados de Rt para misturas com CAP convencional e com CAP modificado dosadas pelo método Marshall

Mét. Comp.	MARSHALL						MARSHALL						Rt <sub>50/70</sub> /Rt <sub>SBS</sub>
	CAP 50/70						SBS						
Ligante	N. CP	Rt (MPa)	Média Rt (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Rt (MPa)	N. CP	Rt (MPa)	Média Rt (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Rt (MPa)	
4,0	1	1,62	1,54	0,07	1,175	1,54	1	1,57	1,52	0,05	0,824	1,52	1,0
4,0	2	1,48			-1,007		2	1,47			-1,113		
4,0	3	1,51			-0,412		3	1,54			0,289		
4,0	4	1,49			-0,717								
4,0	5	1,60			0,961								
4,5	6	1,57	1,54	0,04	0,792	1,56	4	1,57	1,53	0,24	0,183	1,53	1,0
4,5	7	1,55			0,233		5	1,27			-1,079		
4,5	8	1,46			-1,735		6	1,74			0,896		
4,5	9	1,56			0,523								
4,5	10	1,55			0,188								
5,0	11	1,43	1,57	0,09	-1,490	1,57	7	1,68	1,75	0,10	-0,800	1,75	0,9
5,0	12	1,64			0,864		8	1,72			-0,321		
5,0	13	1,58			0,198		9	1,86			1,121		
5,0	14	1,65			0,886								
5,0	15	1,53			-0,457								
5,5	16	1,39	1,40	0,06	-0,255	1,40	10	1,79	1,81	0,03	-0,635	1,81	0,8
5,5	17	1,50			1,526		11	1,84			1,153		
5,5	18	1,38			-0,318		12	1,79			-0,518		
5,5	19	1,42			0,249								
5,5	20	1,33			-1,201								
6,0	21	1,41	1,44	0,20	-0,166	1,36	13	1,64	1,66	0,03	-0,738	1,66	0,8
6,0	22	1,78			OUTLIER		14	1,65			-0,400		
6,0	23	1,35			-0,437		15	1,69			1,138		
6,0	24	1,39			-0,253								
6,0	25	1,27			-0,867								

Tabela H.2 – Resultados de Rt para misturas com CAP convencional e com CAP modificado dosadas pelo método Superpave (d = 100 mm)

Mét. Comp.	Superpave - 100 mm - 100 G						Superpave - 100 mm - 100 G			Rt <sub>50/70</sub> /Rt <sub>SBS</sub>
Ligante	CAP 50/70						SBS			
Teor de CAP (%)	N. CP	Rt (MPa)	Média Rt (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Rt (MPa)	N. CP	Rt (MPa)	Nova Média Rt (MPa)	
4,0	1	1,38	1,48	0,06	-1,665	1,48	21	1,56	1,63	
4,0	2	1,52			0,575		22	1,70		
4,0	3	1,54			0,909					
4,0	4	1,50			0,257					
4,0	5	1,48			-0,076					
4,5	6	1,38	1,44	0,10	-0,518	1,44	23	1,92	1,75	
4,5	7	1,52			0,883		24	1,58		
4,5	8	1,31			-1,259					
4,5	9	1,55			1,143					
4,5	10	1,41			-0,248					
5,0	11	1,38	1,38	0,02	0,064	1,38	25	1,71	1,71	
5,0	12	1,41			1,568		26	1,72		
5,0	13	1,38			0,018					
5,0	14	1,35			-1,121					
5,0	15	1,37			-0,529					
5,5	16	1,32	1,36	0,03	-1,304	1,36	27			
5,5	17	1,41			1,340		28			
5,5	18	1,34			-0,541					
5,5	19	1,38			0,458					
5,5	20	1,36			0,047					
6,0	21	1,35	1,32	0,06	0,501	1,32	29	1,75	1,69	
6,0	22	1,28			-0,702		30	1,62		
6,0	23	1,37			0,835					
6,0	24	1,24			-1,403					
6,0	25	1,37			0,768					

Tabela H.3 – Resultados de Rt para misturas com CAP convencional e com CAP modificado dosadas pelo método Superpave (d = 150 mm)

Mét. Comp.	Superpave - 150 mm - 100 G						Superpave - 150 mm - 100 G			Rt <sub>50/70</sub> /Rt <sub>SBS</sub>
Ligante	CAP 50/70						SBS			
Teor de CAP (%)	N. CP	Rt (MPa)	Média Rt (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Rt (MPa)	N. CP	Rt (MPa)	Nova Média Rt (MPa)	
4,0	31	1,62	1,79	0,12	-1,489	1,79	21	1,97	2,10	
4,0	32	1,82			0,217		22	2,24		
4,0	33	1,81			0,174					
4,0	34	1,77			-0,193					
4,0	35	1,95			1,291					
4,5	36	1,66	1,71	0,04	-1,253	1,71	23	2,36	2,31	
4,5	37	1,70			-0,227		24	2,26		
4,5	38	1,71			0,124					
4,5	39	1,77			1,528					
4,5	40	1,70			-0,173					
5,0	41	1,69	1,71	0,04	-0,392	1,71	25	2,24	2,29	
5,0	42	1,69			-0,495		26	2,34		
5,0	43	1,66			-1,191					
5,0	44	1,75			1,155					
5,0	45	1,74			0,923					
5,5	46	1,52	1,62	0,11	-0,991	1,62	27	1,99	2,19	
5,5	47	1,60			-0,270		28	2,39		
5,5	48	1,57			-0,513					
5,5	49	1,64			0,142					
5,5	50	1,80			1,631					
6,0	51	1,49	1,52	0,06	-0,534	1,52	29	1,92	1,91	
6,0	52	1,52			0,048		30	1,90		
6,0	53	1,44			-1,391					
6,0	54	1,57			0,853					
6,0	55	1,58			1,024					





Tabela H.5 – Resultados de Rt para misturas com CAP convencional a partir de corpos de prova extraídos das placas depois do ensaio de ATR

Mét. Comp.	Placas depois ATR						Placas depois ATR						Rt <sub>50/70</sub> /Rt <sub>SBS</sub>
Ligante	SBS						CAP 50/70						
Teor de CAP (%)	N. Placa/ N. CP	Rt (MPa)	Média Rt (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Rt (MPa)	N. Placa/ N. CP	Rt (MPa)	Média Rt (MPa)	Desvio Padrão	Teste de Grubbs	Nova Média Rt (MPa)	
4,0							2323/9	4352	4092	337,89	0,769	4092	0,0
4,0							2323/10	4138			0,136		
4,0							2323/11	4013			-0,234		
4,0							2323/12	4047			-0,133		
4,0							2324/13	4592			1,480		
4,0							2324/14	3409			-2,021		
4,0							2324/15	4044			-0,142		
4,0							2324/16	4141			0,145		
5,0							2327/17	4102	4019	322,92	0,259	4019	0,0
5,0							2327/18	3997			-0,067		
5,0							2327/19	3702			-0,980		
5,0							2327/20	3695			-1,002		
5,0							2328/21	4702			2,117		
5,0							2328/22	3838			-0,559		
5,0							2328/23	4143			0,386		
5,0							2328/24	3969			-0,153		
6,0							2321/1	4365	3498	517,09	1,676	3498	0,0
6,0							2321/2	3321			-0,343		
6,0							2321/3	3262			-0,457		
6,0							2321/4	3020			-0,925		
6,0							2322/5	3860			0,700		
6,0							2322/6	2813			-1,325		
6,0							2322/7	3940			0,855		
6,0							2322/8	3404			-0,182		

