

Rafaelle Andressa Rizzotto Zanella

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA FORMA DO AGREGADO NOS
PARÂMETROS DE DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA E NA
DEFORMAÇÃO PERMANENTE**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Departamento de Engenharia
Civil da Universidade Federal de Santa
Catarina para obtenção do grau de
Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Dr. Glicério Trichês

Coorientador: Me. Joe Villena Del Carpio

FLORIANÓPOLIS
2013/2

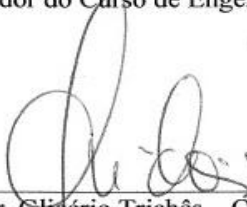
Rafaelle Andressa Rizzotto Zanella

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA FORMA DO AGREGADO NOS
PARÂMETROS DE DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA E NA
DEFORMAÇÃO PERMANENTE**

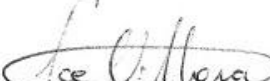
Este trabalho foi julgado adequado para a conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil, sendo aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Prof. Dr. Luis Alberto Gómez
Coordenador do Curso de Engenharia Civil


Banca Examinadora:




Prof. Dr. Glicério Trichês – Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina



Me. Joe Villena Del Carpio – Co-orientador
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Dra. Liseane Padilha Thives – Examinadora
Universidade Federal de Santa Catarina



Engenheiro Klaus Eduardo Wojcikiewicz - Examinador
APPE – Assessoria Para Projetos Especiais

*Dedico este trabalho às minhas duas avós
Cristina e Iolanda, aos meus pais Zanella e
Denise e à minha irmã Ale.*

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer, primeiramente, a Deus pela oportunidade de realizar este trabalho.

Ao meu orientador e professor Glicério Trichês pelos três anos de trabalho juntos, pela oportunidade de ter contato com a pavimentação e por me fazer gostar a cada dia mais dessa área da Engenharia Civil. Também pela ajuda neste trabalho, correções e apoio de sempre.

Ao meu coorientador Joe Villena Del Carpio pela ajuda em todos os ensaios, tirar minhas dúvidas sempre e acima de tudo pela grande amizade que construímos durante esses anos de convivência.

A Rede Temática de Tecnologia do Asfalto que possibilitou a montagem da infraestrutura laboratorial disponível no Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Ao Grupo de Pesquisas Rodovias Verdes e LABPAV da Universidade Federal de Santa Catarina pela ajuda na preparação de material e nos ensaios.

Ao Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Santa Catarina pelas noites e finais de semana de atenção para que eu pudesse preparar material para os ensaios.

A Cedro Engenharia Comércio e Mineração Ltda. por abrir suas portas e ceder o agregado utilizado nesta pesquisa. Também ao Engenheiro Joelcio Luiz Stocco pelas explicações, esclarecimentos, troca de ideias e acompanhamento na visita à pedreira.

A todos os colegas da graduação pela amizade e trocas de conhecimento que só nos engrandeceram durante estes cinco anos.

A todos os meus amigos que estiveram comigo sempre, me dando muitas alegrias e apoio. Sou muito grata por ter amigos como os meus. Obrigada por sempre entenderem meus “-Não posso, tenho que estudar!”, eles valeram à pena.

Também quero agradecer especialmente meus pais, Zanella e Denise, e minha irmã Ale, por estarem sempre comigo em todos os momentos me auxiliando e dando apoio incondicional.

"A vida é exatamente aquilo que somos e fazemos.
Quando damos ao mundo o melhor que temos,
É isso o que retorna para nós."

(Autor Desconhecido)

RESUMO

A utilização de areia britada vem se mostrando uma alternativa técnica e ambientalmente eficaz para construção civil em substituição a areia natural a qual está se tornando cada vez mais escassa e há dificuldades ambientais na liberação de novos locais para extração da mesma. Devido a estas dificuldades, surgiram equipamentos de britagem capazes de fazer a cominuição de agregados com formato final mais cúbico, tornando-o mais parecido com a areia natural. Algumas empresas do setor rodoviário também têm instalado este tipo de britador no *layout* de suas pedreiras para corrigir a lamelaridade dos agregados e atender mais facilmente às especificações exigidas para a produção de misturas asfálticas. Este trabalho apresenta os resultados de um estudo de laboratório onde se procurou avaliar a influência do tipo de britagem no desempenho de uma mistura asfáltica convencional quanto à deformação permanente. Para isto, foram utilizados agregados produzidos por dois processos distintos de britagem: um deles com a utilização do britador VSI (britador de impacto de eixo vertical), o qual produz agregados com formato cúbico e, o segundo tipo, sem este britador. Primeiramente, foi realizada uma análise dos agregados utilizados quanto ao seu formato e forma de obtenção. Foram dosadas misturas asfálticas com os dois agregados utilizando a metodologia SUPERPAVE e os ensaios de deformação permanente foram realizados com o simulador de tráfego LCPC. Os resultados obtidos no compactador giratório mostram que a mistura composta por agregados VSI apresenta maior trabalhabilidade, com um menor consumo de ligante. Este menor consumo de ligante, aliado ao maior empacotamento dos agregados, leva a uma menor deformação permanente da mistura asfáltica.

Palavras-chave: forma do agregado, britador VSI, britador cônico, trabalhabilidade de misturas asfálticas, deformação permanente.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Processo de decapagem.....	16
Figura 2 - Operação de desmonte por explosivos	17
Figura 3 - Esquema de funcionamento de um britador de mandíbulas	19
Figura 4 - Vista superior de um britador de mandíbulas.....	19
Figura 5 - Esquema em corte de um britador cônico	21
Figura 6 - Esquema de funcionamento de um britador VSI.....	23
Figura 7 - Britador VSI aberto para manutenção	23
Figura 8 - Agregado VSI	25
Figura 9 - Agregado CONE.....	25
Figura 10 - Limites da granulometria SUPERPAVE.....	34
Figura 11 - Compactador giratório SUPERPAVE.....	38
Figura 12 - Princípio de compactação giratória	39
Figura 13 - Tela do programa computacional	40
Figura 14 - Estado de tensões gerado durante o ensaio.....	42
Figura 15 - Trilha de roda em pavimento flexível	44
Figura 16 - Diferentes perfis transversais associados à deformação permanente com origem em distintas camadas	45
Figura 17 – Bitrenção de 9 eixos	48
Figura 18 - Fases da evolução da deformação permanente em misturas betuminosas	50
Figura 19 - Pista do CEDEX na Espanha	52
Figura 20 - Equipamento de ensaio de deformação permanente LCPC.....	52
Figura 21 - Mesa compactadora LCPC.....	53
Figura 22 - Esquema de funcionamento da pedreira estudada.....	56
Figura 23 - Gráfico de faixas granulométricas C do DNIT e SUPERPAVE	58
Figura 24 - Método de medição de agregados	59
Figura 25 - Esquema do ensaio.....	62
Figura 26 - Ensaio de angularidade de agregado fino.....	63
Figura 27 - Aparelho de ensaio de penetração.....	65
Figura 28 - Viscosímetro rotacional Brookfield	67
Figura 29 - Destorroamento da mistura asfáltica e aparelhos utilizados no ensaio.	68
Figura 30 - Pesagem do ligante e preparação da mistura.....	69
Figura 31 - Colocação da mistura no molde e oorpo de prova moldado.....	70
Figura 32 - Prensa Marshall.....	71
Figura 33 - Corpo de prova durante ensaio.....	71
Figura 34 - Colocação da mistura no molde e compactação da placa.....	72
Figura 35 – Placa VSI compactada e placas CONE depois de prontas.....	72

Figura 36 - Medição da deformação e detalhe da medição da deformação	73
Figura 37 - Locais de medição (lado direito do equipamento)	73
Figura 38 - Locais de medição (lado esquerdo do equipamento)	73
Figura 39 - Granulometria VSI.....	75
Figura 40 - Granulometria CONE	76
Figura 41 - Curva Viscosidade <i>versus</i> Temperatura sem dope.....	80
Figura 42 - Curva viscosidade <i>versus</i> temperatura com 1% de dope.....	81
Figura 43 - Mistura VSI enquadrada nas faixas C do DNIT e SUPERPAVE	82
Figura 44 - Mistura Cone enquadrada nas faixas C do DNIT e SUPERPAVE	83
Figura 45 - Comparação entre as granulometrias VSI e CONE	84
Figura 46 - Teor de ligante 5,5% VSI.....	86
Figura 47 - Corpo de prova VSI com 5,5% de ligante asfáltico	86
Figura 48 - Teor de ligante 5,0% VSI.....	87
Figura 49 - Corpo de prova VSI com 5,0% de ligante asfáltico	87
Figura 50 - Teor de ligante 4,5% VSI.....	88
Figura 51 - Corpo de prova VSI com 4,5% de ligante asfáltico	88
Figura 52 - Teor de ligante 4,0% VSI.....	89
Figura 53 - Corpo de prova VSI com 4,0% de ligante asfáltico	89
Figura 54 - Teor de ligante 3,5% VSI.....	90
Figura 55 - Corpo de prova VSI com 3,5% de ligante asfáltico.....	90
Figura 56 - Teor de ligante de projeto 3,6% VSI.....	91
Figura 57 - Corpo de prova VSI com 3,6% de ligante asfáltico	91
Figura 58 - Comparativo entre todos os teores de ligante testados VSI.....	92
Figura 59 - Teor de ligante 5,5% CONE	93
Figura 60 - Corpo de prova CONE com 5,5% de ligante asfáltico	93
Figura 61 - Teor de ligante 5,0% CONE	94
Figura 62 - Corpo de prova CONE com 5,0% de ligante asfáltico	94
Figura 63 - Teor de ligante 4,5% CONE	95
Figura 64 - Corpo de prova CONE com 4,5% de ligante asfáltico	95
Figura 65 - Teor de projeto de ligante 4,8% CONE	96
Figura 66 - Corpo de prova CONE com 4,8% de ligante asfáltico	96
Figura 67 - Comparativo entre todos os teores de ligante testados CONE	97
Figura 68 - Comparação entre VSI e CONE para 4,5% de ligante	98
Figura 69 - Comparação entre VSI e CONE para os teores de projeto de ligante ...	98
Figura 70 - Deformação permanente - VSI.....	100
Figura 71 - Deformação permanente - CONE	100

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Níveis de projeto SUPERPAVE	31
Quadro 2 - Recomendações SUPERPAVE para VAM (AASHTO MP2, 2001)	35
Quadro 3 - Recomendações SUPERPAVE para RBV (AASHTO MP2, 2001)	35
Quadro 4 - Esforço de compactação para o compactador giratório (AASHTO PP28, 2001).....	37
Quadro 5 - Faixas granulométricas para concreto asfáltico	58
Quadro 6 - Classificação de agregados segundo a NBR 6954/1989	60
Quadro 7 - Classificação de agregados segundo a NBR 5564/2011	60
Quadro 8 - Critério SUPERPAVE de definição da angularidade do agregado fino - valores mínimos.....	63
Quadro 9 - Granulometria VSI	74
Quadro 10 - Granulometria CONE.....	75
Quadro 11 - Índice de forma do agregado tipo VSI segundo a NBR 6954/89	76
Quadro 12 - Índice de forma do agregado tipo Cone segundo a NBR 6954/89	76
Quadro 13 - Índice de forma do agregado tipo VSI segundo a NBR 7809/2006 – Versão corrigida: 2008	76
Quadro 14 - Índice de forma do agregado tipo Cone segundo a NBR 7809/1006 - Versão corrigida: 2008	77
Quadro 15 - Angularidade de agregados finos.....	78
Quadro 16 - Resultados do ensaio de penetração.....	78
Quadro 17 - Resultados de densidade relativa e massa específica	79
Quadro 18 - Resultados de ponto de amolecimento.....	79
Quadro 19 - Resultados da viscosidade Brookfield sem dope	80
Quadro 20 - Resultados da viscosidade Brookfield com 1% de dope.....	81
Quadro 21 - Granulometria VSI	82
Quadro 22 - Granulometria Cone	83
Quadro 23 - Massa específica máxima medida - agregado VSI	84
Quadro 24 - Massa específica máxima medida - agregado CONE	85
Quadro 25 - Porcentagens de projeto de ligante	85
Quadro 26 – Resistência à tração por compressão diametral.....	99
Quadro 27 - Módulo de resiliência	99

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	11
1.1 INTRODUÇÃO.....	11
1.2 OBJETIVOS.....	13
1.2.1 Objetivo Geral.....	13
1.2.2 Objetivos Específicos.....	13
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 PROCESSO DE PRODUÇÃO DE AGREGADOS MINEIRAIS.....	15
2.1.1 Considerações iniciais.....	15
2.1.2 Plantas de britagem.....	17
2.1.3 Britagem Primária.....	18
2.1.4 Britagem Secundária e Terciária.....	20
2.2 FORMA DOS AGREGADOS.....	24
2.3 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS – MÉTODO MARSHALL.....	26
2.4 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS – MÉTODO SUPERPAVE.....	29
2.4.1 Considerações iniciais.....	29
2.4.2 Seleção dos materiais.....	32
2.4.3 Misturas asfálticas.....	34
2.5 DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA TEÓRICA MÁXIMA DE MISTURAS ASFÁLTICAS ATRAVÉS DO MÉTODO RICE.....	40
2.6 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS.....	41
2.6.1 Resistência à tração por compressão diametral.....	41
2.6.2 Módulo de resiliência.....	42
2.7 DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	44
2.7.1 Considerações iniciais.....	44
2.7.2 Causas da deformação permanente em pavimentos flexíveis.....	46
2.7.3 Formação das trilhas de roda.....	48
2.7.4 Ensaio de deformação permanente.....	50
CAPÍTULO 3 – METODOLOGIA E MATERIAIS	55
3.1 AGREGADOS.....	55
3.1.1 Caracterização dos agregados.....	56
3.2 LIGANTE ASFÁLTICO.....	64
3.2.1 Ensaio de penetração.....	65
3.2.2 Massa específica e densidade relativa.....	65
3.2.3 Ponto de amolecimento.....	66
3.2.4 Viscosidade Brookfield.....	66
3.3 MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE.....	67

3.3.1	Considerações iniciais.....	67
3.3.2	Composição granulométrica das misturas asfálticas.....	67
3.3.3	Determinação da massa específica teórica através do Método RICE	68
3.3.4	Dosagem das misturas asfálticas.....	68
3.3.5	Ensaio de caracterização mecânica das misturas.....	70
3.4	DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	72
CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS		74
4.1	AGREGADOS.....	74
4.1.1	Granulometria.....	74
4.1.2	Índice de Forma.....	76
4.1.3	Determinação da angularidade de agregados finos.....	77
4.2	LIGANTE ASFÁLTICO.....	78
4.2.1	Ensaio de penetração.....	78
4.2.2	Massa específica e densidade relativa.....	79
4.2.3	Ponto de amolecimento.....	79
4.2.4	Viscosidade Brookfield.....	80
4.3	DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	81
4.3.1	Composição granulométrica das misturas asfálticas.....	81
4.3.2	Determinação da massa específica teórica máxima através do Método RICE.....	84
4.3.3	Dosagem das misturas asfálticas.....	85
4.3.4	Ensaio de caracterização mecânica das misturas.....	99
4.4	DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	99
CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS		102
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		104

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1 INTRODUÇÃO

A indústria da construção consome uma enorme quantidade de areia todos os anos. Este recurso é facilmente encontrado na natureza e é considerado um recurso mineral ainda abundante. Entretanto, essa relativa abundância deve ser encarada com o devido cuidado.

A crescente urbanização está levando à esterilização ou restrição de exploração de importantes depósitos. A ocupação desordenada de várzeas e morros nos grandes centros urbanos expulsa os portos-de-areia e as pedreiras, seja pela ação política dos habitantes, seja pelo encarecimento da propriedade. Além disso, as restrições ambientais dos órgãos responsáveis pela fiscalização do meio ambiente e pelo IBAMA – Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis – à extração de areia realizada nas várzeas e leitos de rios estão resultando na migração dos mineradores para locais cada vez mais distantes do mercado consumidor, o que onera o preço final do produto chegando a representar, segundo a ANEPAC – Associação Nacional das Entidades de Produtores de Agregados para a Construção Civil – cerca de 75% do preço final da areia e 30% da brita (ALMEIDA, 2005).

Além desses problemas, nas pedreiras existe a necessidade de dar destino aos finos produzidos em suas plantas, os quais não eram 100% utilizados até pouco tempo. Logo, estudos sobre a utilização deste material começaram a ser desenvolvidos e, mesmo em regiões onde há areia natural, a utilização de areia de britagem vem crescendo.

Com isso, surgiram equipamentos capazes de superar a principal restrição de utilização da areia artificial no concreto e em argamassa, o formato das partículas como, por exemplo, o britador de impacto de eixo vertical – VSI, que produz grãos com menor lamelaridade.

O transporte rodoviário cresceu rapidamente após a 2ª Guerra e é a forma dominante de transporte em todo o mundo. A importância das principais redes de transporte pode ser medida pela proporção total de

passageiros e a carga movimentada nas estradas. Dados da ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres – mostram que no Brasil, o modal rodoviário responde por cerca de 96% do transporte de passageiros e de 62% do transporte de carga permitindo afirmar que é o principal meio de transporte em operação. Com base nesses números, tem-se uma ideia da importância capital da infraestrutura rodoviária na economia e na mobilidade da população.

As estradas no Brasil, em sua grande maioria, tem seus revestimentos executados utilizando-se misturas asfálticas a quente as quais, utilizam agregados de britagem para serem produzidas. Segundo Valverde (2005), no Brasil, a pavimentação e órgãos públicos são responsáveis por cerca de 40% do consumo de agregados contra apenas 15% nas concreiteiras.

Com novas tecnologias sendo aplicadas nas britagens, é importante que se faça um estudo mais detalhado da influência dessas mudanças na dosagem das misturas asfálticas produzidas e do seu desempenho após a aplicação em campo.

A deformação permanente é um dos critérios que deve ser levado em consideração quando da dosagem de uma mistura asfáltica. Esse tipo de deformação vem aparecendo cada vez mais nas rodovias brasileiras devido ao aumento de bitrens e rodotrens e do conseqüente aumento da carga de tração nos eixos tratores. Essas deformações são as chamadas trilhas de rodas que afetam o conforto e a segurança dos usuários além de demonstrarem que há problemas de construção do pavimento.

As trilhas de rodas podem ocorrer de duas formas: com ou sem variação de volume. Quando do primeiro caso, ocorre diminuição do volume pela densificação da mistura asfáltica. Já no caso sem variação de volume, ocorre fluência da mistura asfáltica causando sollevamento lateral na pista.

O agregado e sua granulometria respondem pela maior parte da resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. Logo, precisam ter boas condições de suportar essa solicitação. Sabe-se que grãos mais cúbicos têm melhor intertravamento na mistura e que grãos alongados ou lamelares fazem com que a área de contato grão-grão seja menor.

Levando-se isso em consideração, este trabalho visa à utilização de duas diferentes formas de agregados. Um deles produzido pelo processo convencional de britagem (apenas com britador de mandíbulas e cone) e o segundo utilizando-se também o britador VSI. O objetivo disto é caracterizar diferentes misturas asfálticas para estudar como a forma do agregado pode influenciar nos parâmetros de dosagem da mistura asfáltica e no seu desempenho quanto à deformação permanente.

Neste trabalho, para simplificação, o agregado produzido pelo britador cônico é chamado simplesmente de CONE e o produzido pelo britador VSI é chamado de agregado VSI.

A pesquisa foi desenvolvida de acordo com a sequência descrita a seguir.

No primeiro capítulo estão descritos a introdução e os objetivos do trabalho.

No segundo capítulo é apresentada uma revisão bibliográfica sobre as diferentes formas dos agregados utilizados e sua obtenção, ensaios e métodos de dosagem de misturas asfálticas além de uma abordagem sobre deformação permanente relacionando a referência bibliográfica contida no final deste trabalho.

No capítulo três são descritos e analisados os métodos de ensaio utilizados para caracterização dos materiais utilizados e na dosagem das misturas asfálticas. Além dos métodos para avaliação da deformação permanente em placas de mistura asfáltica.

No capítulo quatro são apresentados os resultados obtidos nos ensaios e verificações dos objetivos deste trabalho.

No quinto capítulo são feitas as conclusões da pesquisa realizada e propostas para trabalhos seguintes.

Ao final do trabalho são listadas as bibliografias consultadas para a elaboração desta pesquisa.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do presente trabalho é apresentar um estudo sobre a dosagem e o comportamento de misturas asfálticas quentes quanto à deformação permanente utilizando-se agregados produzidos por distintos processos de britagem.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para o estudo da influência da forma do agregado nas misturas asfálticas e da deformação permanente nas mesmas, os objetivos específicos são, primeiramente, determinar as propriedades e diferenças entre agregados CONE e VSI.

Posteriormente, pretende-se avaliar diferenças nas propriedades volumétricas da mistura asfáltica, em sua trabalhabilidade com o emprego do compactador giratório e no teor de ligante de projeto de cada uma delas.

Por fim, determinar a influência da forma do agregado na deformação permanente, através de um ensaio de simulação de tráfego em placas de mistura asfáltica e no módulo resiliente, avaliado por meio do ensaio de carga repetida aplicada diametralmente em corpos de prova cilíndricos.

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são abordados os principais tópicos relacionados à forma do agregado e sua produção, possibilitando uma melhor compreensão das técnicas de britagem e sua influência na forma final do agregado. Serão exploradas as duas formas de obtenção dos agregados utilizados neste trabalho: obtidos através da utilização de britador cônico e VSI. Também serão abordados os procedimentos de dosagem, ensaios de caracterização física e mecânica dos materiais e das misturas que a serem produzidas, além dos procedimentos do ensaio de deformação permanente.

2.1 PROCESSO DE PRODUÇÃO DE AGREGADOS MINEIRAIS

2.1.1 Considerações iniciais

Inicialmente, a seleção e quebra de rochas eram feitas manualmente, uma arte ainda utilizada em muitos locais no mundo. A partir do século XVIII, com a Revolução Industrial, surgiram diversos tipos de máquinas que revolucionaram o mundo e, entre elas, máquinas capazes de quebrar e classificar rochas.

Seguindo a produção de alimentos, o beneficiamento mineral através da quebra de rocha para produção de materiais a serem utilizados na construção de estradas e de agregados para concreto talvez seja “a mais velha indústria do homem” (RIMMER *et. al.*, 1986).

Atualmente, as pedreiras são uma prática comum no mundo todo e a cada dia surgem novos equipamentos e práticas que melhoram seu funcionamento, fazendo com que produzam mais com menor custo.

A exploração de uma pedreira tem como principal objetivo o desmonte de rocha sã, utilizando-se de diversos equipamentos, visando à obtenção de agregados com propriedades adequadas às obras de engenharia (BERNUCCI *et. al.*, 2008).

O processo de exploração em uma pedreira inicia-se pela decapagem que é o processo de retirada do material que não pode ser utilizado e que se sobrepõe à rocha, como por exemplo, solo e plantas. Segundo o INDOT - *Indiana Department of Transportation* -, esta fase tem uma grande influência na qualidade e variabilidade dos agregados produzidos, já que uma remoção inadequada pode resultar em contaminação por materiais finos do solo ou vegetação havendo efeito deletério nos aspectos finais do produto. A bica corrida é produzida fazendo com que seja diminuída esta contaminação.

Figura 1 - Processo de decapagem



Fonte: Site INDOT - *Indiana Department of Transportation*

Após a decapagem, realiza-se o desmonte que é definido como o conjunto de processos utilizados para proceder ao arranque do minério do maciço. Engloba o conjunto de operações necessárias à extração da substância útil da frente de trabalho (TECPAR, 2007).

Geralmente é realizado o desmonte por explosivos, popularmente chamado de desmonte a fogo, o qual se destaca pelo seu ótimo custo-benefício quando comparado ao desmonte a frio que utiliza argamassa expansiva, por exemplo (Site DESMONTEC Demolições e Terraplenagem).

Geralmente são utilizados perfuratrizes ou marteletes, que são os equipamentos responsáveis por abrir cavidades no maciço onde é colocado o explosivo para o desmonte.

Todas essas atividades são desenvolvidas através da formação de bancadas, o que permite tornar mais racional o processo de exploração do maciço. Um desmonte adequado influencia na capacidade produtiva da instalação de britagem.

Figura 2 - Operação de desmonte por explosivos



Fonte: Site DESMONTEC Demolições e Terraplenagem

Feito o desmonte, é necessária a remoção do material detonado que compreende basicamente duas etapas distintas: o carregamento e o transporte (TECPAR, 2007).

O carregamento é feito utilizando-se escavadeiras, carregadeiras ou caçambas que colocam o material a ser transportado em caminhões convencionais ou caminhões “fora de estrada”, os quais levam o material para a primeira etapa de cominuição realizada na planta de britagem.

Neste trabalho, a ênfase é dada ao agregado final produzido nas plantas de britagem. Informações sobre as demais etapas do processo de exploração e produção de pedreiras podem ser buscadas nas referências bibliográficas encontradas no final deste trabalho.

2.1.2 Plantas de britagem

Existem diferentes formas de se dispor equipamentos em uma pedreira, criando a chamada planta de britagem.

De acordo com o site SHIBANG MACHINERY, uma planta de pedreira com bom layout deve balancear custos e operacional. O projeto necessita de um fluxograma adequado e bons equipamentos. É importante manter baixos os custos combinando as melhores práticas em fabricação e instalação com fácil manutenção e operação.

Plantas de britagem são constituídas de diferentes equipamentos funcionando simultaneamente. Realizam um trabalho contínuo, onde cada qual é dependente do anterior para seu funcionamento e melhor aproveitamento sem desperdícios.

Quando uma partícula é submetida a esforços mecânicos superiores à sua resistência à ruptura, ocorre a propagação de trincas já existentes e a formação de novas trincas em seu interior, o que causa a fragmentação dessas partículas.

Para Tavares (2004) citado por Neves (2005), as diferenças principais entre os vários equipamentos estão associadas aos métodos de aplicação de cargas e aos aspectos mecânicos da aplicação desses esforços a diferentes tamanhos de partículas. Quando a partícula é de tamanho grosso, a energia necessária para fraturar cada partícula individual é alta, embora a energia por unidade de massa seja tipicamente baixa. Conforme o tamanho da partícula diminui, a energia necessária para fraturar uma partícula também diminui, mas a energia por unidade de massa aumenta rapidamente. Portanto, os equipamentos geralmente utilizados na cominuição grossa, precisam ser robustos e de grande porte, enquanto os utilizados na cominuição fina devem ser capazes de distribuir energia em um volume relativamente grande.

Existem diversos tipos de britadores os quais são classificados de acordo com a forma como processam a redução mecânica do material. Esta redução pode ser de quatro diferentes formas: impacto, desgaste por atrito, cisalhamento e compressão.

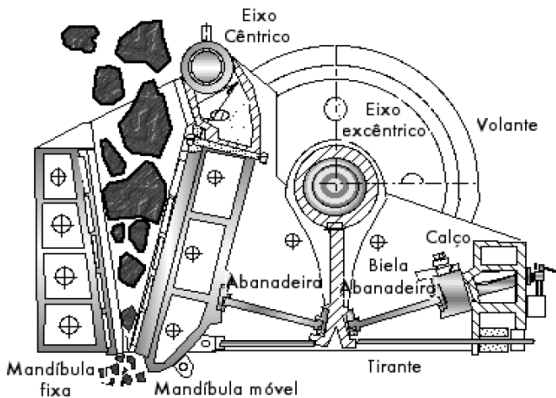
As plantas de britagem em geral são constituídas por um britador primário, um secundário e um terciário, que é opcional, de acordo com o *layout* de cada pedreira. Entre cada estágio de britagem, *decks* de peneiras são utilizados para separar os materiais de acordo com o tipo e interesse que representam.

2.1.3 Britagem Primária

No britador primário é onde começam os trabalhos de cominuição da rocha extraída. Grande parte das pedreiras utiliza o britador de mandíbulas como primário em suas plantas.

Esse equipamento consiste de uma mandíbula fixa e uma móvel, a qual fornece o movimento de aproximação e afastamento entre elas. A alimentação acontece pela parte superior do britador, a rocha desce progressivamente entre as mandíbulas enquanto é comprimida, o que causa a quebra do material.

Figura 3 - Esquema de funcionamento de um britador de mandíbulas



Fonte: Site CETEM – Centro de Tecnologia Mineral

Segundo Jacob *et. al.* (2010), os fragmentos oriundos do desmonte são descarregados pelos caminhões numa mesa alimentadora vibratória, provida de grelha ao fundo. Nesta grelha é retirado o material argiloso residual do processo de decapagem, juntamente com alguma fração mais fina de pedra, que é transportada através de uma correia para a área de estocagem onde se obtém o produto denominado de pré-classificado (bica corrida). O restante passa pelo britador de mandíbulas que tem como função a redução destes fragmentos para que possam alimentar os estágios subsequentes da planta de britagem.

Figura 4 - Vista superior de um britador de mandíbulas



Fonte: A autora

A vantagem deste tipo de equipamento é que possui uma grande capacidade de trabalho, mecânica simples, facilitando a operação (não ocorre entupimento se as rochas forem de tamanho compatível com o mesmo), custo de manutenção baixo, devido a sua mecânica simplificada e baixo consumo de energia (TECPAR, 2007).

2.1.4 Britagem Secundária e Terciária

A britagem secundária geralmente é feita com britador do tipo cônico, porém algumas vezes pode ocorrer utilização de britadores do tipo giratório. Atualmente, também se está utilizando muito, se não juntamente com o cônico, apenas o britador chamado VSI, porém com o problema do grande desgaste das placas de tungstênio que o compõe quando as rochas são de maior tamanho (diretamente do britador primário).

Se a pedreira não dispõe de britagem terciária, qualquer um dos três tipos de britador pode trabalhar como britador secundário constituindo, assim, a etapa final do processo de britagem. Senão, pode haver uma composição utilizando-se dois tipos distintos de britadores, fazendo com que haja então a britagem secundária e terciária.

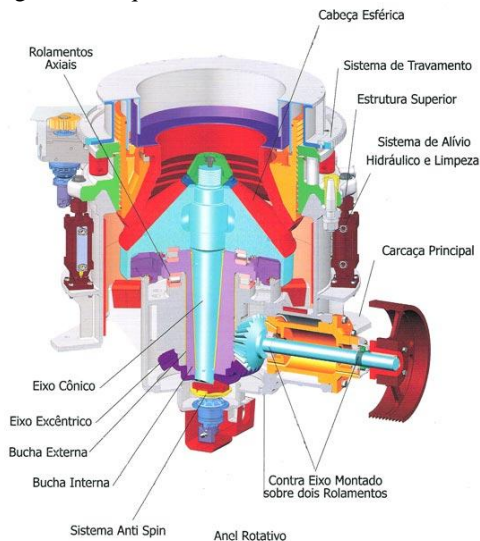
Devido aos fins deste trabalho, trata-se mais detalhadamente dos britadores cônico e VSI trabalhando como britadores secundário e terciário, respectivamente, e dos agregados produzidos em cada um deles, dos quais foram extraídos os materiais para esta pesquisa.

2.1.4.1 Britador Cônico

Os britadores cônicos reduzem as partículas de rocha através de desgaste por atrito, onde a trituração ocorre pelo esmagamento do material entre duas superfícies duras. Geralmente este tipo de equipamento é utilizado como britador secundário.

De acordo com Neves (2005) a fragmentação de partículas no britador cônico é realizada pelo movimento de aproximação e distanciamento de um cone ou manto central em relação a uma carcaça invertida, chamada cômca. O movimento excêntrico do cone (girando em torno de um eixo que não é o do próprio cone) faz com que toda a área da carcaça seja utilizada para fragmentar as partículas, proporcionando uma maior capacidade de operação, se comparados a britadores de mandíbulas.

Figura 5 - Esquema em corte de um britador cônico



Fonte: Site SCOTTIMAQ Britadores e Moinhos

Há anos o mercado vem se especializando e desenvolvendo britadores cada vez melhores. Um problema que ainda é encontrado em alguns casos é o grande desgaste da carcaça, resultante de seu atrito com o material a ser britado. Isso vem sendo reduzido com a produção de carcaças cada vez mais resistentes e com desgaste uniforme em toda a câmara de britagem, possibilitando sua troca menos frequente. Estas modificações fazem com que os custos por tonelada de material britado venham diminuindo cada vez mais, além da maior produtividade alcançada.

A taxa de alimentação dos britadores cônicos pode ser controlada, dependendo das características que se deseja. Ele pode funcionar com sua câmara cheia (afogado) ou não afogado.

Quando utilizados para a produção de brita para a construção civil, é comum a operação dos britadores cônicos com câmara cheia. Isso permite uma maior eficiência de cominuição, maior produção de finos e menor tendência à formação de partículas lamelares (SVENSSON E STEER, 1990, apud NEVES, 2005).

2.1.4.2 Britador de Impacto de Eixo Vertical – VSI

Os britadores de impacto utilizam a colisão entre dois objetos para redução do tamanho das partículas. No caso do britador VSI, o impacto se dá através da gravidade e a britagem pela energia cinética.

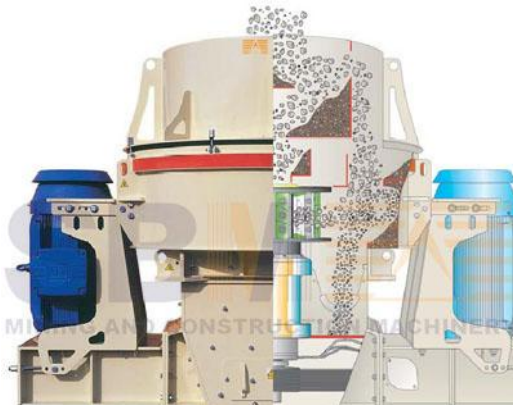
Seu funcionamento consiste no arremesso do material contra placas estáticas de impacto por meio da força centrífuga de sua mesa receptora (rotor), dotada de impulsores, ocasionando a fragmentação do minério por seus planos de fissura em razão de sua altíssima energia cinética, gerando assim um produto de partículas cúbicas (BRITADOR VSI, 2012).

O britador trabalha como uma centrífuga. O material entra no centro do rotor e é arremessado contra a parede lateral. A redução é obtida por transferência de energia cinética que ocorre dentro do rotor onde o material a ser britado é acelerado.

O material em alta velocidade atinge a parede lateral da carcaça e sofre redução sendo ao mesmo tempo atingido por material subsequente havendo, portanto uma reação em cadeia na câmara de britagem entre a parede e o rotor. Nesta ação há um turbilhonamento de material na câmara de britagem, com várias modalidades de redução tais como moagem, impacto e cisalhamento, que ocorre pela redução da energia cinética do material, que então cai por gravidade para descarga inferior (BRITADOR VSI, 2012).

Com isso, pode-se afirmar que esse tipo de britador adota três estilos de britagem: material sobre material, material sobre aço e queda lateral.

Figura 6 - Esquema de funcionamento de um britador VSI



Fonte: Site SHIBANG MACHINERY

Outro fator diferencial deste equipamento é sua grande versatilidade de regulação que, segundo fabricantes, oferece opções de ajustes do processo, admitindo-se alterações de potência, rotações, perfil dos impulsos e substituição da mesa dos impulsos (rotores). Além disso, pode-se ajustar o tamanho de abertura de saída do agregado de acordo com a demanda.

A manutenção é extremamente simples e rápida, com acesso aos componentes internos através da abertura da tampa superior, facilitados por um sistema hidráulico. Um britador VSI aberto para manutenção pode ser visto na Figura 7.

Figura 7 - Britador VSI aberto para manutenção



Fonte: A autora

Quando empregado como britador terciário, o VSI produz agregados com excelente cubicidade além de grande quantidade de finos, o que geralmente não é conseguido com o britador cônico ou de mandíbula, por exemplo. Neste ponto, pode-se considerar o tipo de rocha, o qual pode também influenciar no formato final do agregado.

Nenhum outro equipamento de britagem e moagem é capaz de gerar, proporcionalmente, frações finas, com a mesma eficiência do VSI. Esta é a principal vantagem em comparação aos britadores convencionais.

2.2 FORMA DOS AGREGADOS

As misturas asfálticas a quente são diretamente influenciadas pelas propriedades dos agregados nela utilizados. Destas propriedades, as que mais influenciam são a granulometria, a forma, a textura e a resistência dos agregados.

Algumas destas características provêm da rocha de origem como, por exemplo, a resistência, abrasão e dureza, ou seja, são propriedades dos agregados que não podem ser modificadas. Porém, segundo Marques em 2001, citado por Bernucci *et. al.* em 2008, o processo de produção nas pedreiras pode afetar significativamente a qualidade dos agregados, pela eliminação das camadas mais fracas da rocha e pelo efeito da britagem na forma da partícula e na graduação do agregado.

A forma do agregado se relaciona com a estrutura interna das misturas asfálticas, além de influenciar na compactação e no desempenho mecânico das mesmas.

Segundo Gouveia (2006), o uso de agregados de forma angular ou cúbica proporciona aumento de estabilidade da mistura asfáltica devido ao maior intertravamento e atrito interno entre suas partículas. Os agregados com cantos arredondados não possuem intertravamento adequado, tendendo a deslizar uns sobre os outros, resultando em uma estrutura granular mais fraca e, portanto, em misturas menos estáveis.

Comparando-se agregados arredondados com angulares e/ou cúbicos, chega-se a conclusão de que os mais angulosos são melhores para misturas asfálticas devido ao maior intertravamento que provocam na mistura. Segundo Bernucci *et. al.* (2008), ao se comparar dois agregados angulosos se deve tomar o cuidado para que não seja utilizado um agregado que contenha uma de suas dimensões muito menor que as outras duas, o agregado chamado de lamelar ou alongado. O formato mais recomendado de agregados para misturas asfálticas é o cúbico. Um agregado lamelar corre o risco de quebrar durante a compactação ou serviço, afetando a granulometria e o desempenho mecânico da mistura.

O formato dos agregados britados muito tem a ver com a forma como são produzidos nas pedreiras. Como já comentado anteriormente, neste trabalho os agregados utilizados são de dois tipos. Um deles proveniente apenas de britagem primária pelo britador de mandíbulas e secundária pelo britador cônico. Já o outro agregado, além das britagens pelos britadores de mandíbulas e cônico, é submetido à britagem terciária realizada pelo britador VSI. Cada um dos dois agregados possui uma forma diferenciada que pode ser notada a olho nu. As Figuras 8 e 9 mostram essa diferença no formato dos grãos utilizados neste trabalho.

Figura 8 - Agregado VSI



Fonte: A autora

Figura 9 - Agregado CONE



Fonte: A autora

Partículas individuais de agregados, de tamanhos específicos, são medidas para que se determinem as razões entre largura e espessura,

comprimento e largura, ou comprimento e espessura. Agregados chatos ou alongados, para algumas aplicações em engenharia, podem oferecer dificuldades em sua utilização e aplicação. Para a determinação do índice de forma dos agregados existem algumas normas brasileiras que são abordadas no Capítulo 3, além de normas estrangeiras que também podem ser utilizadas quando se fizer necessário, como por exemplo, as normas ASTM.

2.3 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS – MÉTODO MARSHALL

Segundo Gardete (2006), desde o século XIX as misturas betuminosas são utilizadas como materiais de pavimentação. No início do século XX apareceram métodos empíricos para a sua formulação como, por exemplo, o Método de Hubbard-Field e o de Hveem. No início da II Guerra Mundial o Engenheiro Bruce Marshall desenvolveu o método mais divulgado para a formulação de misturas betuminosas o qual leva seu nome.

No Brasil, como em muitos outros países, este é ainda o método mais utilizado para a formulação de misturas betuminosas e tem seu procedimento descrito pela norma DNER-ME 43/95.

O procedimento para determinação dos parâmetros necessários a uma dosagem será descrito segundo Bernucci *et. al.* (2008):

- 1 – Determinação das massas específicas reais do cimento asfáltico de petróleo (CAP) e dos agregados que serão utilizados na mistura;
- 2 – Seleção da faixa granulométrica a ser utilizada de acordo com a mistura asfáltica;
- 3 – Escolha da composição dos agregados, de forma a enquadrar a mistura dentro dos limites da faixa granulométrica escolhida;
- 4 – Escolha das temperaturas de mistura e compactação, a partir da curva *viscosidade x temperatura* do ligante escolhido;
- 5 – Adoção de diferentes teores de asfalto para os grupos de corpos de prova a serem moldados;
- 6 – Após o resfriamento e a desmoldagem dos corpos de prova obtêm-se as dimensões dos mesmos (diâmetro e altura). A seguir, determina-se para cada CP sua massa seca (*M_s*) e submersa em água (*M_{sub}*). Com estes

valores é possível obter a massa específica aparente dos CPs (G_{mb}) que, em comparação com a massa específica máxima teórica (DMT), vai permitir obter as relações volumétricas típicas da dosagem;

7 – A partir do teor de asfalto do grupo de corpos de prova em questão, ajusta-se o percentual em massa de cada agregado presente na mistura, levando-se em conta o acréscimo de massa ocorrido na mistura após a adição de asfalto;

8 – Com base nas porcentagens de agregado e asfalto e nas massas específicas reais dos constituintes (G_i), calcula-se a densidade máxima teórica (DMT) correspondente a cada teor de asfalto considerado, utilizando-se a Equação 1.

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{G_a} + \frac{\%Ag}{G_{Ag}} + \frac{\%Am}{G_{Am}} + \frac{\%f}{G_f}} \quad (1)$$

onde:

DMT – densidade máxima teórica;

$\%a$ - Porcentagem de asfalto, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

$\%Ag$, $\%Am$ e $\%f$ - Porcentagens de agregado graúdo, agregado miúdo e fíler, respectivamente, expressas em relação à massa total da mistura asfáltica;

G_a , G_{Ag} , G_{Am} e G_f - Massas específicas reais do asfalto, do agregado graúdo, do agregado miúdo e do fíler, respectivamente.

9 – Cálculo dos parâmetros de dosagem para cada corpo de prova, conforme as Equações 1 a 3.

Volume dos corpos de prova:

$$V = M_s - M_{sub} \quad (2)$$

Massa específica aparente da mistura:

$$Gmb = \frac{M_s}{V} \quad (3)$$

onde:

V – Volume do corpo de prova;

M_s – Massa seca do corpo de prova;

M_{sub} – Massa submersa do corpo de prova;

Gmb – Massa específica aparente da mistura.

Uma vez calculada a massa específica aparente para cada corpo de prova, segue-se o cálculo dos parâmetros volumétricos das Equações 4 a 7 com os valores de Gmb médios equivalentes a cada teor de asfalto.

Volume de vazios:

$$V_v = \frac{DMT - Gmb}{DMT} \quad (4)$$

Vazios com betume:

$$VCB = \frac{Gmb \times \%a}{Ga} \quad (5)$$

Vazios com agregado mineral:

$$VAM = V_v - VCB \quad (6)$$

Relação betume/vazios:

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} \quad (7)$$

onde:

V_v – Volume de vazios;

DMT – densidade máxima teórica;

Gmb – Massa específica aparente da mistura;

VCB – Vazios com betume;

%a - Porcentagem de asfalto, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

Ga – Massa específica real do asfalto;

VAM – Vazios do agregado mineral;

RBV – Relação betume/vazios.

10 – Após as medidas volumétricas, os corpos de prova são submersos em banho-maria a 60°C por 30 a 40 minutos. Após este período, determinam-se por meio da prensa Marshall, os seguintes parâmetros mecânicos:

- Estabilidade (N): carga máxima a qual o corpo de prova resiste antes da ruptura, definida como um deslocamento ou quebra de agregado de modo a causar diminuição na carga necessária para manter o prato da prensa se deslocando a uma taxa constante de 0,8mm/segundo;
- Fluência (mm): deslocamento na vertical apresentado pelo corpo de prova correspondente à aplicação da carga máxima.

O método de dosagem Marshall pode apresentar diversas alternativas para a escolha do teor de projeto de ligante asfáltico. Segundo *Asphalt Institute* (1982), a escolha do teor de asfalto primordialmente para camadas de rolamento em concreto asfáltico é baseada somente no volume de vazios (V_v) correspondente a 4%, ou o V_v correspondente à média das especificações. É comum também a escolha se dar a partir da estabilidade Marshall, da massa específica aparente e do volume de vazios. Nesse caso, o teor de projeto é uma média de três teores, correspondentes aos teores associados à máxima estabilidade, à massa específica aparente máxima da amostra compactada e a um volume de vazios (V_v) de 4%.

2.4 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS – MÉTODO SUPERPAVE

2.4.1 Considerações iniciais

Conforme Moura (2010), a energia de moldagem, inicialmente proposta no ensaio Marshall, de 50 golpes por face, foi modificada para 75 golpes por face frente à necessidade de obter misturas asfálticas mais resistentes à ação das cargas impostas pelas aeronaves durante a II Guerra

Mundial. Embora tenha sido tomada esta precaução, pistas de aeroportos ainda apresentavam deformação permanente em trilha de roda devido a essas elevadas cargas. Além da energia de compactação, os ensaios físicos dos ligantes asfálticos e as especificações dos materiais, até então empregados para fins de sua caracterização na área de pavimentação, apresentavam muitas limitações e falta de relação com o comportamento em campo.

Frente a essas limitações, em 1987, o *Strategic Highway Research Program* (SHRP), com investimento de 150 milhões de dólares do governo americano, desenvolveu uma pesquisa durante cinco anos, que resultou em novos procedimentos de ensaios para ligantes asfálticos, agregados e misturas asfálticas e nova técnica de compactação. Esta pesquisa recebeu o nome de *Superior Performing Asphalt Pavements* (SUPERPAVE).

O comportamento dos ligantes asfálticos é o principal produto do SHRP. O objetivo da pesquisa do programa SUPERPAVE foi o de identificar e validar as propriedades de engenharia que pudessem estar diretamente vinculadas ao comportamento do ligante asfáltico (resposta à ação do tráfego e ao carregamento em condições ambientais variáveis). Os ensaios realizados simulam o envelhecimento do ligante asfálticos, procurando verificar eventual enrijecimento causado pela idade do ligante asfáltico. Esses ensaios simulam um longo período – equivalente entre 5 e 10 anos de vida de serviço, curto período – enrijecimento do ligante causado pela usinagem, e também contemplam ensaios em ligantes virgens (KENNEDY, 1994 apud MOURA, 2010).

Nos anos 50, John L. McRae, do Corpo de Engenheiros do Exército Americano, desenvolveu um compactador por amassamento giratório, uma vez que as pesquisas daquela época indicavam que a compactação por impacto Marshall não simulava apropriadamente as densidades das misturas nas trilhas das rodas sob tráfego pesado. De acordo com Harman *et. al.* (2002) citado por Nascimento (2011), ele acreditava que as propriedades mecânicas das amostras produzidas pelo impacto do soquete Marshall não simulavam as propriedades das amostras extraídas dos pavimentos.

Na compactação é onde se encontra a principal diferença entre o método Marshall e o SUPERPAVE. No Marshall, a compactação é realizada por impacto enquanto no SUPERPAVE acontece por

amassamento da mistura asfáltica. Além disso, o projeto de mistura SUPERPAVE é feito volumetricamente. Para a compreensão da sequência executiva deste projeto volumétrico de misturas asfálticas, foram utilizadas as indicações de MOTTA *et. al.* (1996).

O método de dosagem SUPERPAVE baseia-se no volume de tráfego ou outra forma de classificação funcional da rodovia para determinar a energia de compactação (número de giros), sendo assim se torna mais completo que outros métodos de dosagem utilizados atualmente. Dessa forma, foram desenvolvidos 3 níveis de projetos de misturas, que podem ser vistos no Quadro 1.

Quadro 1 - Níveis de projeto SUPERPAVE

Tráfego, ESALs	Nível do projeto	Testes requeridos ¹
ESALs $\leq 1,00E+06$	1	projeto volumétrico
$1,00E+06 < \text{ESALs} \leq 1,00E+07$	2	projeto volumétrico + testes de predição de desempenho
ESALs $> 1,00E+07$	3	projeto volumétrico + testes de predição de desempenho estendidos

¹Em todos os casos é testada a susceptibilidade à umidade usando o teste AASHTO T283

Fonte: MOTTA *et. al.* (1996)

O nível 1 engloba moldagem de corpos de prova usando o Compactador Giratório SUPERPAVE (PCG) e a seleção do teor de ligante é baseado na % de vazios (Vv), nos vazios do agregado mineral (VAM), na % de vazios preenchidos com asfalto (RBV) e razão filer/asfalto.

No nível 2, usa-se o projeto volumétrico como ponto de partida e uma bateria de testes com os equipamentos: Analisador de Cisalhamento SUPERPAVE (*Superpave Shear Tester - SST*) e Analisador de Tração Indireta (*Indirect Tensile Tester - IDT*). Estes são testes de predição de desempenho. Realiza-se ensaio de fadiga em apenas uma temperatura e ensaio de deformação permanente.

O nível 3 engloba os passos dos níveis 1 e 2 e testes adicionais com o SST e IDT em uma faixa mais ampla de temperatura e ensaios com corpos de prova confinados (Testes de Predição Estendidos). A previsão de desempenho do nível 3 é mais confiável, pois se baseia num grupo de ensaios maior. É realizado o ensaio de fadiga em três temperaturas distintas e deformação permanente.

2.4.2 Seleção dos materiais

Nesta fase são definidos o ligante asfáltico e os agregados a serem utilizados no projeto, com base nos fatores ambientais e de tráfego definidos para o projeto do pavimento em estudo. Seleciona-se o PG do ligante asfáltico requerido no projeto pelas condições climáticas e os agregados são selecionados com base no volume de tráfego e espessura de camada, levando em conta as novas especificações, conforme descrita sucintamente a seguir.

2.4.2.1 Seleção do ligante

A especificação SUPERPAVE de ligantes asfálticos se baseia em ensaios de desempenho, selecionando o ligante a ser utilizado a partir do clima do local onde se pretende aplicá-lo. Por exemplo, um ligante classificado como PG 64-22 significa que suas propriedades físicas de alta temperatura são aceitáveis até 64°C e suas propriedades físicas de baixa temperatura são aceitáveis até -22°C.

Além disso, são feitas considerações adicionais em termos de volume de tráfego e tempo de aplicação de carga para se especificar um ligante.

2.4.2.2 Seleção dos agregados

Durante a implantação do programa SHRP, vários especialistas e pesquisadores foram consultados em relação às propriedades mais importantes dos agregados que influenciam as misturas asfálticas. De modo geral, houve um consenso sobre as propriedades dos agregados influenciarem diretamente e fortemente na deformação permanente de uma mistura e menos no trincamento por fadiga e nas trincas a baixa temperatura. O SHRP não desenvolveu nenhum procedimento novo para a avaliação dos agregados, apenas refinou os procedimentos usuais para se adequarem ao novo sistema SUPERPAVE. Desta forma, os pesquisadores definiram duas categorias de propriedades: as propriedades de consenso e as propriedades de origem. Adicionalmente, foi desenvolvida uma nova forma de especificar a granulometria dos agregados que foi chamada de estrutura do agregado (esqueleto mineral).

O termo “propriedades de consenso” foi dado àquelas que os pesquisadores americanos consultados concordaram que deveriam ser determinadas sempre. Poderiam ser compreendidas como propriedades

“consensuais”. Estas propriedades são na verdade, características de forma e impureza. São elas:

- Angularidade do agregado graúdo;
- Angularidade do agregado miúdo;
- Partículas planas e alongadas; e,
- Teor de argila.

As propriedades de origem, como o nome já diz, são aquelas que dependem da origem do material rochoso. Mostram características na natureza petrográfica, dependendo, portanto, da fonte de extração. Estas propriedades são:

- Dureza;
- Sanidade; e,
- Materiais deletérios.

2.4.2.3 Granulometria

Para especificar a granulometria, o SUPERPAVE usa uma modificação da abordagem adotada tradicionalmente. Utiliza uma única técnica gráfica para especificar uma distribuição de tamanho de agregados em uma mistura. A ordenada do gráfico continua sendo a porcentagem passante. A abscissa é uma escala numérica com os tamanhos das peneiras (em mm) elevados à potência de 0,45. Sendo assim, a peneira nº 4 (4,75 mm), por exemplo, seria marcada a 2,02 unidades da origem.

Neste gráfico também se plota a curva da granulometria de densidade máxima, constituída por uma linha reta que parte da origem e vai até o ponto de 100% correspondente ao agregado de tamanho máximo. A granulometria de densidade máxima representa a granulometria em que os agregados se encaixam da forma mais compacta possível. Segundo o projeto SUPERPAVE, esta granulometria deve ser evitada, pois a distância entre os grãos seria tão pequena que não haveria espaço suficiente para formar um filme resistente de asfalto.

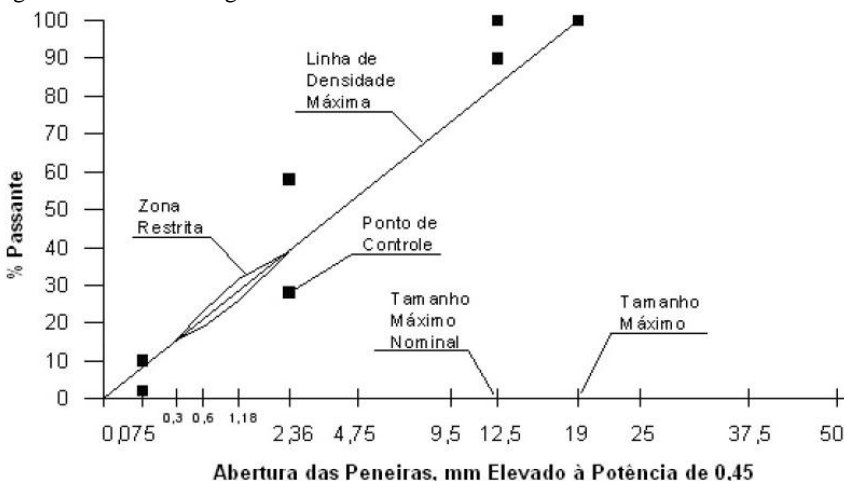
Além disso, ainda foram especificados os pontos de controle e a zona restrita. Os pontos de controle funcionam como pontos mestre onde a curva granulométrica deve passar. Eles estão no tamanho nominal máximo, um tamanho intermediário (2,36 mm) e um nos finos (0,075 mm).

A zona restrita seria uma região onde a granulometria não deveria passar. Inicialmente, as granulometrias que passassem por esta parte do gráfico eram chamadas de granulometrias corcundas e consideradas frágeis, dificultando a compactação e oferecendo pouca resistência à deformação permanente durante a vida útil.

Segundo Bernucci *et. al.* (2008), as zonas de restrição que foram inicialmente consideradas nos primeiros documentos e especificações do SHRP tinham por objetivo evitar misturas de difícil compactação e com potencialidade de ocorrência de deformação permanente devido à proporção elevada de areia fina natural em relação à areia total. Muitos estudos mostraram que quando se utiliza areia britada ou mesmo areias com angulosidade elevada, esta zona de restrição não se aplica. Assim, nas especificações mais recentes as zonas de restrição foram desconsideradas.

A Figura 10 apresenta um exemplo de gráfico utilizado na metodologia SUPERPAVE, incluindo os pontos de controle e a zona de restrição para tamanho máximo de agregado 19,1 milímetros.

Figura 10 - Limites da granulometria SUPERPAVE



Fonte: MOTTA *et. al.* (1996)

2.4.3 Misturas asfálticas

2.4.3.1 Requisitos volumétricos de mistura

Já tendo sido selecionados os materiais (ligantes asfálticos e agregados minerais), definem-se os requisitos volumétricos da mistura e o teor de pó. Além disso, também deve ser avaliada a sensibilidade à água da mistura asfáltica.

Os requisitos volumétricos da mistura constituem-se de: % de volume de vazios na mistura (V_v), % de vazios no agregado mineral

(VAM) e % de vazios preenchidos com asfalto (RBV). Estes devem obedecer aos seguintes requisitos:

- Volume de vazios na mistura (Vv): 4%;
- Vazios no agregado mineral (VAM): para um projeto com 4% de Vv, o VAM é especificado em função do tamanho nominal máximo do agregado, conforme Quadro 2;
- Vazios preenchidos com asfalto (RBV): para um projeto com 4% de Vv, o RBV é especificado em função do volume de tráfego (ESAL) conforme Quadro 3.

Quadro 2 - Recomendações SUPERPAVE para VAM (AASHTO MP2, 2001)

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

Fonte: MOTTA *et. al.* (1996)

Quadro 3 - Recomendações SUPERPAVE para RBV (AASHTO MP2, 2001)

Tráfego, ESALs	RBV de Projeto (%)
$< 3 \times 1,00E+05$	70 - 80
$3 \times 1,00E+05 < \text{ESAL} < 3 \times 1,00E+06$	65 - 78
$> 3 \times 1,00E+06$	65 - 75

Fonte: MOTTA *et. al.* (1996)

Outro importante requisito de mistura é o teor de fíler. Este é calculado como a razão entre a porcentagem em peso do agregado mais fino do que a peneira de 0,075 mm pelo teor efetivo de asfalto expresso como porcentagem do peso total da mistura. O teor efetivo de asfalto é o ligante total menos o absorvido. O teor de fíler é usado na fase de projeto e um teor aceitável deste varia entre 0,6 e 1,2 para qualquer tipo de misturas.

A sensibilidade à água é um ensaio utilizado para estimar o descolamento de ligante do agregado na mistura asfáltica. A norma utilizada para isto é a AASHTO T 283 - Resistência ao Dano pela Umidade Induzida em Misturas Betuminosas Compactadas.

2.4.3.2 Misturas experimentais e seleção do teor de projeto de ligante asfáltico

A seleção do projeto estrutural do agregado é um processo de tentativa e erro. Este passo consiste em misturar os agregados disponíveis (brita 1, brita 0, pó de pedra, areia, fíler) em diferentes porcentagens para chegar a uma granulometria que atenda aos requisitos do SUPERPAVE. Três misturas tentativas são normalmente empregadas com esse propósito. Uma das três misturas tentativa é considerada ideal se possuir propriedades volumétricas aceitáveis (baseadas no tráfego e nas condições ambientais) nos teores de ligante previstos em projeto. Uma vez selecionado, a mistura tentativa torna-se o projeto estrutural do agregado (esqueleto mineral).

Para a seleção do teor de projeto de ligante asfáltico varia-se a quantidade de ligante para o projeto estrutural escolhido do agregado até obter-se propriedades volumétricas e de compactação comparáveis com os critérios de mistura, os quais estão baseados no volume de tráfego e condições ambientais. Este passo é uma verificação dos resultados obtidos no passo anterior e permite ao projetista observar a sensibilidade das propriedades volumétricas e de compactação do projeto estrutural do agregado para determinado teor de ligante.

Com o teor de ligante escolhido, são moldados corpos de prova e feitas misturas para determinação da densidade teórica máxima (Gmm), ensaio detalhado em 2.5.

De acordo com a curva *viscosidade x temperatura* traçada para o ligante a ser utilizado, define-se a faixa de temperatura adequada para a mistura. As amostras são submetidas a uma temperatura de 135°C durante 4 horas para simular envelhecimento. A seguir, é levada à temperatura de compactação por um tempo geralmente não maior que 30 minutos e são, então, compactadas. As amostras feitas para a determinação da Gmm são deixadas esfriarem soltas.

O número de giros utilizados para a compactação através do Compactador Giratório SUPERPAVE é determinado com base no tráfego para 20 anos de projeto sendo determinado um número de giros para compactação inicial (N_{inicial}), de projeto (N_{projeto}) e máxima ($N_{\text{máx}}$), conforme pode ser visto no Quadro 4.

Quadro 4 - Esforço de compactação para o compactador giratório (AASHTO PP28, 2001)

ESALs de Projeto	Nível de Compactação			Rodovias Típicas para Aplicação
	N _{inicial}	N _{projeto}	N _{max}	
$< 3 \times 10^5$	6	50	75	Incluem rodovias com volume de tráfego muito leve tais como rodovias locais, rodovias regionais, avenidas urbanas onde o tráfego pesado é proibido ou permitido a um nível mínimo. O tráfego nestas rodovias seria considerado local a princípio, não regional, estadual ou interestadual. Rodovias de objetivos especiais servindo a áreas ou locais de recreação também são aplicáveis a este nível.
3×10^5 a 3×10^6	7	75	115	Incluem muitas rodovias coletoras ou estradas de acesso. Avenidas urbanas com tráfego médio e a maioria das rodovias regionais podem ser aplicáveis neste nível.
3×10^6 a 3×10^7	8	100	160	Incluem muitas rodovias de pista dupla, múltiplas-pistas e rodovias de acesso parcialmente ou completamente controlado. Dentre estas aplicações estão as avenidas urbanas de tráfego médio a pesado, muitas rodovias estaduais, federais e algumas interestaduais rurais
$> 3 \times 10^7$	9	125	205	Incluem a grande maioria do sistema interestadual americano, tanto rural quanto urbano. Aplicações especiais tais como estações de pesagem ou pistas de subida de caminhões em rodovias de pista dupla também podem ser aplicáveis a este nível.

Fonte: Marques, 2004

Segundo Marques (2004), a premissa principal do Método SUPERPAVE Nível 1 é que a quantidade de ligante utilizada em cada mistura proporcione exatamente uma porcentagem de compactação do Gmm de 96% no $N_{projeto}$, ou seja, com 4% de vazios. Além disso, calculam-se os vazios no agregado mineral (VAM) e a % de vazios no $N_{máx}$ a qual não deve ser menor que 2%.

Durante o processo de compactação, a massa específica dos corpos de prova é monitorada em função da altura. Esta massa específica, referida como percentual da Gmm, pode ser plotada versus o número de giros (ou versus o logaritmo do número de giros) permitindo, assim, avaliar a compactabilidade e trabalhabilidade das misturas asfálticas.

Sabendo-se os valores de Gmm e de Gmb, medidos a partir das misturas asfálticas e dos corpos de prova compactados, pode-se saber também os valores de % de volume de vazios (Vv) e % de vazio no agregado mineral (VAM).

2.4.3.3 Compactador giratório

A busca por uma compactação de corpos de prova mais parecida com o que acontecia em campo com as misturas asfálticas, fez com que os pesquisadores da SHRP desenvolvessem um novo compactador com capacidade de moldar os corpos de prova por amassamento, ao invés de moldar por impacto como era até aquele momento.

Segundo Moura, 2010, o conceito deste compactador foi atribuído a Philippi, Raines e Love do Departamento de Estradas do Texas e, por volta dos anos 50, melhorado pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos – USACE. O programa SHRP, uniu os compactadores giratórios existentes nos Estados Unidos com os princípios de funcionamento do compactador francês LPC construindo, então, o chamado compactador giratório SUPERPAVE.

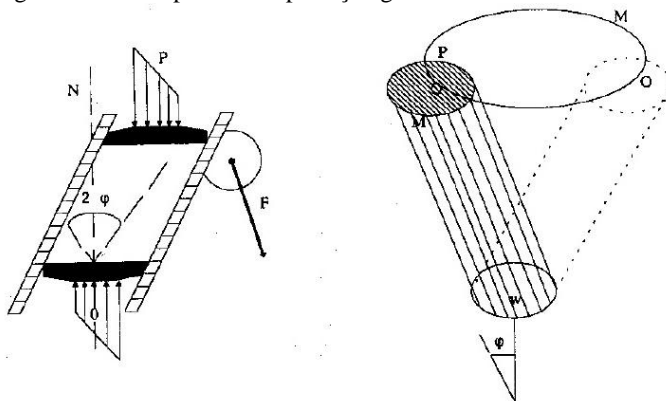
Figura 11 - Compactador giratório SUPERPAVE



Fonte: A autora

Este equipamento tem três parâmetros fixos: ângulo de compactação ($1,25^\circ$), pressão de compactação (0,6 MPa) e velocidade de giro (30 RPM). Na Figura 12, é mostrado o princípio de compactação giratória.

Figura 12 - Princípio de compactação giratória



Fonte: COMINSKY *et. al.* (1994) apud MARQUES (2004)

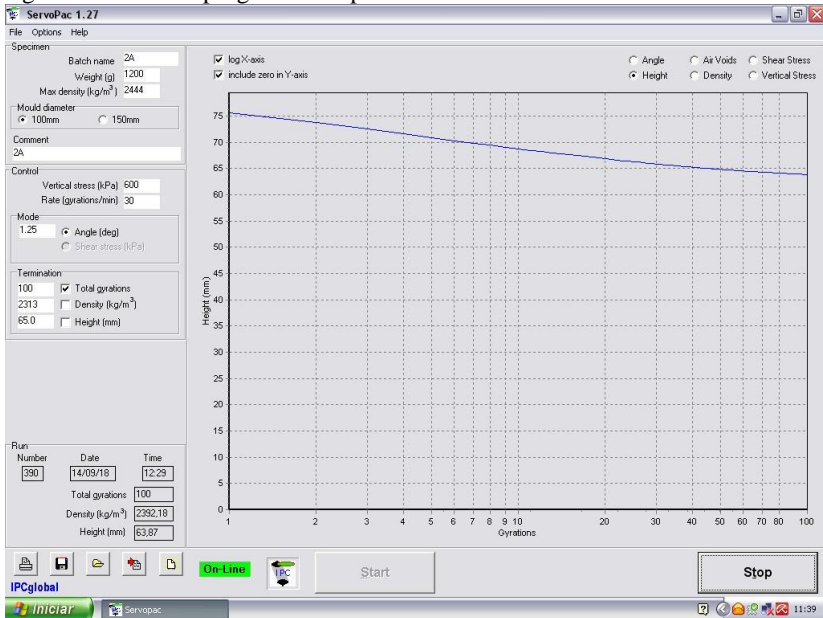
O processo de compactação é similar ao que ocorre em campo, permitindo que se possa fazer uma análise mais real das condições das misturas asfálticas após sua aplicação. Com isso, torna-se possível fazer uma correlação entre o número de giros da compactação e o nível de tráfego aplicado.

O Quadro 4 apresenta a quantidade de giros necessária de acordo com a classe da rodovia e, conseqüentemente, o nível de tráfego aplicado na mesma.

Com a utilização do compactador SUPERPAVE e através do programa computacional do compactador giratório, é possível se obter a evolução da altura do corpo de prova com o número de giros aplicados pela máquina. Na Figura 13, é mostrado um exemplo da tela do programa onde no eixo das abscissas encontra-se o número de giros e no eixo das ordenadas está a variação da altura do corpo de prova que está sendo moldado no momento.

Juntamente com os dados de altura do corpo de prova fornecidos pelo programa são utilizadas a massa específica máxima medida e a massa específica aparente dos corpos de prova moldados. Com estes dados, são montados gráficos que mostram a evolução da compactação dos corpos de prova com o número de giros. Com estes gráficos, sabe-se a porcentagem de vazios a que cada teor de ligante utilizado leva. A partir daí, estima-se a quantidade de ligante necessária para que se obtenham os 4% de vazios requeridos pelo método de dosagem no $N_{projeto}$.

Figura 13 - Tela do programa computacional



Fonte: A autora

2.5 DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA TEÓRICA MÁXIMA DE MISTURAS ASFÁLTICAS ATRAVÉS DO MÉTODO RICE

O Método Rice é regido por normas norte-americanas (ASTM D 2041 (2000) e AASHTO T 209 (1999)) ou pela europeia EM 12697-5 (BERNUCCI, *et. al.*, 2008).

Este ensaio é uma das formas de obtenção da massa específica máxima de misturas asfálticas e é um processo considerado de fácil execução por lidar diretamente com a mistura asfáltica, não sendo necessária a obtenção das massas específicas de cada um dos seus componentes separadamente.

Para realização deste ensaio, pesa-se aproximadamente 2000 gramas de mistura asfáltica com o teor de ligante que se deseja e esta mistura, em temperatura ambiente, é colocada em um *kitassato* de massa conhecida e coberta com água. Neste sistema é aplicada uma pressão de vácuo para que seja retirado o ar entre os agregados cobertos por ligante na mistura. Este vácuo é aplicado durante aproximadamente 15 minutos e, posteriormente, o recipiente volta à pressão ambiente e é completo com

água e pesado. Além disso, também é pesado o *kitassato* completamente cheio apenas com água.

A chamada G_{mm} é determinada através da Equação 8 a seguir.

$$G_{mm} = \frac{A}{A + B - C} \times 0,9971 \quad (8)$$

onde:

A – massa da amostra seca em ar (g);

B – massa do recipiente com volume completo com água (g);

C – massa do recipiente + amostra submersa em água (g).

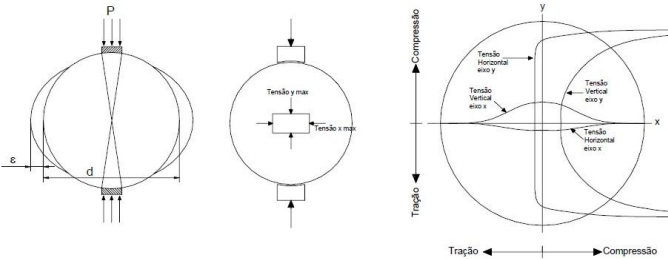
2.6 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

2.6.1 Resistência à tração por compressão diametral

A resistência à tração é um importante parâmetro para a caracterização de misturas asfálticas. O ensaio de compressão diametral, tração indireta ou tração por compressão diametral é conhecido internacionalmente como "ensaio brasileiro" e foi desenvolvido pelo professor Lobo Carneiro, no Rio de Janeiro, para avaliar a resistência à tração por compressão diametral de concreto de cimento Portland em 1943, durante a construção da Avenida Presidente Vargas.

O ensaio é realizado segundo as normas NBR 15087/2012 – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral e DNIT 136/2010-ME Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral - que consideram a aplicação de duas forças de compressão concentradas e diametralmente opostas no corpo de prova que geram tensões de tração ao longo do diâmetro solicitado. O estado de tensões biaxial gerado durante o carregamento pode ser visualizado na Figura 14.

Figura 14 - Estado de tensões gerado durante o ensaio



Fonte: SPECHT, 2004.

O corpo de prova destinado ao ensaio pode ser obtido diretamente em campo por extração através de sonda rotativa ou moldado em laboratório, de forma cilíndrica, com altura de 35 mm a 70 mm e diâmetro de 100 ± 2 mm (BERNUCCI *et. al.*, 2008). A norma não considera a influência dos frisos no cálculo da resistência à tração e assume-se que a ruptura do corpo de prova ao longo do diâmetro solicitado é devida a tensões de tração uniformes geradas e que o ensaio é realizado dentro do regime elástico.

A Equação 9 é a utilizada para o cálculo da tração por compressão diametral de um corpo de prova.

$$R_t = \frac{2.F}{\pi.d.h} \quad (9)$$

onde:

F - Força aplicada para ruptura do cilindro;

d - Diâmetro do cilindro;

h - Altura do cilindro.

2.6.2 Módulo de resiliência

De acordo com Bernucci *et. al.* (2008), os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais usados em pavimentação foram iniciados na década de 1930 com Francis Hveem, que foi o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Foi ele também quem adotou o termo “resiliência”, que é definido classicamente como “energia armazenada num

corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações”.

Na mecânica dos pavimentos, convencionou-se chamar de deformação resiliente a deformação elástica ou recuperável de solos e materiais de pavimentação, sob a ação de cargas transientes repetidas. No ensaio de módulo de resiliência os materiais são submetidos a cargas repetidas de duração e frequência comparáveis àquelas provocadas pelo tráfego de veículos nos pavimentos. O módulo de resiliência está relacionado à rigidez, principalmente no estudo de misturas asfálticas, indicando a capacidade de resistir à deformação (MEDINA, 1997).

No Brasil, para determinação do módulo resiliente, dito MR, utiliza-se a norma DNIT 135/2010-ME – Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência.

Os corpos de prova utilizados devem ter aproximadamente 100 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura e o ensaio é realizado a uma temperatura de 25°C. Inicialmente o corpo de prova é acondicionado aplicando-se 200 repetições de uma carga vertical que produza uma tensão de tração menor ou igual a 20% da resistência à tração da mesma mistura. A frequência de aplicação da carga é de 60 ciclos por minuto, com o tempo de aplicação de carga de 0,10 segundo e tempo de repouso de 0,90 segundo. Registram-se os deslocamentos horizontais máximos após 300, 400 e 500 aplicações da carga.

Mede-se, então, o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente à tensão gerada. O módulo resiliente é calculado a partir da Equação 10 seguinte:

$$MR = \frac{P}{\Delta \times H} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (10)$$

onde:

MR - Módulo de Resiliência, em MPa;

P - Carga vertical repetida aplicada diretamente no corpo de prova, em N;

Δ - Deslocamento elástico ou resiliente registrado para 300, 400 e 500 aplicações da carga P, em mm;

H – Altura do corpo de prova;

μ - Coeficiente de Poisson.

2.7 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

2.7.1 Considerações iniciais

Segundo a 16ª pesquisa realizada pela CNT – Confederação Nacional do Transporte – no ano de 2012 apenas 37,25% das rodovias pavimentadas estaduais e federais brasileiras se encontravam em estado considerado ótimo ou bom. Todo o restante enquadrava-se como regular, ruim ou péssima.

Dentre os problemas considerados nesta pesquisa, encontram-se as deformações permanentes chamadas de trilhas de rodas. Pela grande importância das rodovias pavimentadas no Brasil, é importante que se conheça melhor o comportamento e as patologias que ocorrem, além das formas de evitá-las, de maneira a maximizar a vida útil e minimizar os custos operacionais e insucessos.

A deformação permanente em trilha de roda é um problema de desempenho de pavimentos asfálticos. É definida como o acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperável resultante da aplicação das cargas dos veículos (MOURA, 2010).

Figura 15 - Trilha de roda em pavimento flexível



Fonte: Infraestrutura urbana

Segundo Moura (2010), dois são os fenômenos de deformação permanente em trilha de roda que se apresentam extremamente prejudiciais:

- 1- Os sulcos causados pela deformação permanente em trilha de roda canalizam a condução dos veículos, principalmente os veículos mais leves, e interferem na dirigibilidade; e,
- 2- A possibilidade de ocorrência dos fenômenos da viscoplanagem e de hidroplanagem devido ao acúmulo de água nestes afundamentos na trilha de roda.

Além do conforto e da segurança dos usuários, essa patologia gera aumento do custo operacional e dificulta a manutenção e/ou reabilitação do pavimento.

A deformação permanente pode ocorrer em diferentes camadas do pavimento e, dependendo do local, gera defeitos distintos na superfície. Na Figura 16, pode-se ver as diferenças entre os defeitos de acordo com o local de ocorrência da deformação.

Figura 16 - Diferentes perfis transversais associados à deformação permanente com origem em distintas camadas

Com origem principal nas camadas betuminosas



Com origem principal na base e sub-base granular



Com origem principal no solo de fundação



Fonte: Fang *et. al.* (2004) apud Gardete (2006)

Neste trabalho, a ênfase é dada às deformações formadas nas camadas betuminosas dos pavimentos.

2.7.2 Causas da deformação permanente em pavimentos flexíveis

A deformação permanente ocorre, no início da vida de um pavimento, naturalmente devido à sua consolidação, porém esta deformação é de pequena magnitude e ocasiona uma pequena diminuição do volume de vazios deixando o pavimento mais impermeável.

As trilhas de roda encontradas nos pavimentos brasileiros, por exemplo, são causadas e intensificadas pela época do ano, temperaturas, perfil do usuário e, principalmente, pelo grande número de veículos pesados e suas velocidades. Ou seja, pode-se dizer que influenciam nesse tipo de deformação dos pavimentos flexíveis desde características da mistura asfáltica utilizada até ações externas.

A seguir, procura-se explicar, brevemente, como cada fator influencia na deformação permanente de um pavimento.

2.7.2.1 Ligante asfáltico

O ligante asfáltico torna-se um grande causador de trilhas de roda quando utilizado em excesso. Segundo Moura (2010), o aumento da deformação nestes casos advém do aumento da espessura do filme asfáltico ao entorno do agregado, interferindo na resistência ao cisalhamento resultante do atrito entre grãos, pois aumenta a mobilidade entre eles, lubrificando mais intensamente os contatos.

Quando há falta de ligante asfáltico em uma mistura, ou seja, o teor de ligante é baixo, a mistura tem melhor resistência à deformação permanente, porém ocorrem com maior facilidade problemas de fadiga. Já quando o teor de ligante é alto, ocorre o inverso, a mistura tem boa resistência à fadiga, porém ocorrem problemas com o aparecimento de trilhas de roda.

O tipo de ligante utilizado também pode contribuir com a deformação permanente ou ajudar a evitá-la. Ligantes asfálticos mais duros tendem a ser menos suscetíveis a essas deformações. Além disso, os ligantes modificados como o asfalto-borracha podem ajudar na prevenção desse tipo de deformação.

Para Gardete (2006), o betume vai envelhecendo com a passagem do tempo por volatilização e oxidação de seus componentes. O betume apresenta, assim, uma maior viscosidade para a mesma temperatura. Apesar deste envelhecimento prejudicar algumas características das misturas betuminosas, torna-as menos susceptíveis à deformação permanente.

2.7.2.2 Agregados

A distribuição granulométrica dos agregados utilizada nas misturas asfálticas também tem sua influência significativa na deformação permanente. Isso acontece devido ao intertravamento a que os grãos devem estar submetidos, inclusive com os agregados mais finos ocupando os vazios.

A aspereza e a superfície porosa dos agregados devem ser analisadas devido à aderência ao ligante asfáltico que podem provocar.

Quanto ao formato do agregado, areia natural e seixos devem ser evitados devido ao seu arredondamento, ou seja, grãos com cantos mais vivos são mais indicados.

Outra questão relativa à forma dos agregados relaciona-se com a existência de partículas lamelares e alongadas, a existência nas misturas betuminosas de uma elevada percentagem destas partículas pode ter efeitos indesejados na resistência das misturas betuminosas. Estas partículas quando sujeitas a esforços mostram-se mais frágeis. Assim também a quantidade de partículas lamelares e alongadas nas misturas betuminosas deve ser controlada, o que é geralmente proposto em todas as especificações técnicas (JAE, 1998 apud GARDETE, 2006).

2.7.2.3 Temperatura

Tanto a temperatura de usinagem quanto a temperatura devido à época do ano podem influenciar na deformação permanente. Ela afeta, de forma substancial, o comportamento das misturas, pois está diretamente ligada à viscosidade do ligante asfáltico.

Quando a temperatura aumenta, o ligante asfáltico torna-se mais fluido e a resistência à deformação permanente diminui. Assim, para determinado carregamento, as deformações serão maiores quanto maiores forem as temperaturas.

2.7.2.4 Perfil do usuário da estrada e sua velocidade

O aumento do transporte de cargas, aumento do número de eixos ou mesmo substituição de eixos para outros com pneus extra largos fazem com que aumente também o aparecimento de patologias do tipo deformação

permanente nos pavimentos. Bitrens, rodotrens (Figura 17), treminhões e tritrens são alguns exemplos de como o transporte rodoviário vem evoluindo com veículos cada vez maiores e com maior capacidade de carga e, conseqüentemente, com maior capacidade de deteriorar pavimentos não preparados para esta magnitude de carga.

Figura 17 – Bitrenção de 9 eixos



As grandes cargas destes veículos fazem com que aumente a pressão de contato entre o pneu e o pavimento e as tensões tangenciais de tração e frenagem. Além disso, quando da substituição de rodados duplos por rodados simples de base mais larga acaba por diminuir a área de contato, aumentando a pressão exercida e conseqüentemente as tensões.

Uma vez que a mistura asfáltica é um material viscoelástico, a velocidade do tráfego também tem sua parcela de influência. Em locais onde a velocidade é menor, como acessos e aclives, o aparecimento de trilhas de roda é ainda mais frequente por ser maior o tempo do carregamento aplicado. Segundo Chen *et al.* (2004) citado por Gardete (2006), alguns investigadores afirmam que a extensão vertical máxima de trilha de roda nas camadas betuminosas provocada por um veículo pesado a 20 km/h é cerca do dobro da provocada pelo mesmo veículo a 80 km/h.

2.7.3 Formação das trilhas de roda

Estabilidade é a característica que tem uma mistura asfáltica de resistir às deformações permanentes (SANTANA E GONTIJO, 1984 apud

MOURA, 2010). Estas deformações irreversíveis podem ocorrer com e sem variação de volume.

Quando do caso de deformação permanente com variação de volume, esta variação é negativa, ou seja, o volume de mistura asfáltica diminui devido à sua densificação. Isto ocorre, principalmente, pelo grande número de veículos pesados transitando na rodovia.

Já o caso de deformação sem variação de volume, ocorre o que se chama fluência da mistura asfáltica causando a formação de trilhas de roda e solevamento lateral da mistura asfáltica nas bordas da pista.

Segundo Gardete (2006), existe uma diferença temporal entre a ocorrência da contribuição de deformação com e sem variação de volume. A densificação ocorre durante a fase inicial de serviço do pavimento, em que o abaixamento que ocorre na zona de passagem dos rodados é superior às elevações que ocorrem dos lados. Após esta fase inicial, são as deformações sem variação de volume que contribuem para a deformação permanente. Nesta fase verifica-se que há um abaixamento na zona dos rodados e um correspondente crescimento das elevações laterais com praticamente o mesmo volume. Pode-se considerar que esta fase se prolonga durante toda a vida do pavimento, no entanto a formação de trilhas de roda devido a deformações permanentes em misturas betuminosas ocorre mais rapidamente no início da vida útil do pavimento, quando o betume ainda é jovem e em temperaturas elevadas.

Zhou *et. al.* (2004), citado por Gardete (2006), afirma que a evolução da deformação permanente em misturas asfálticas apresenta três fases características.

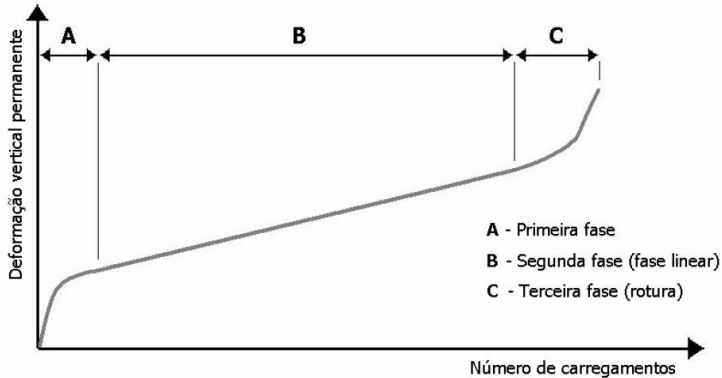
A primeira fase é a densificação das misturas asfálticas que é normal e, inclusive, benéfica. Ao ocorrerem no início da utilização do pavimento fazem com que este fique mais resistente às deformações, pois aumenta o contato entre os grãos. Esta densificação processa-se até a mistura ter resistência suficiente para suportar as cargas sem sofrer mais redução de volume.

A segunda fase caracteriza-se por um acréscimo de deformação permanente menor que o da fase anterior com um valor quase constante. As deformações, nesta fase, ocorrem a volume constante quase linear com o número de carregamentos.

Na terceira fase, a deformação permanente tem um acréscimo drástico passando a ocorrer grandes deformações. Essas deformações ocorrem por cisalhamento da mistura asfáltica.

Na Figura 18 está uma evolução típica da deformação permanente em cada fase. Segundo Gardete (2006), na prática, é possível, sob diversas condições, que não ocorram uma ou mais fases.

Figura 18 - Fases da evolução da deformação permanente em misturas betuminosas



Fonte: Freire (2002) apud Gardete (2006)

2.7.4 Ensaios de deformação permanente

A deformação permanente é regida por vários fatores o que dificulta a previsão do que ocorrerá quando uma mistura asfáltica for aplicada em campo. Os ensaios realizados ainda são empíricos, em sua maioria, e os mais utilizados são os de simulação de tráfego por apresentarem resultados mais próximos da realidade.

Estes ensaios não permitem a visualização exata do quanto uma mistura deformará em campo, porém permitem ordenar misturas asfálticas quanto a este requisito ou verificar os parâmetros que podem influenciar na deformação.

Segundo Freire (2002) e Brown *et. al.* (2001) citados por Gardete (2006), é comum agrupar os ensaios que se conhece alguma capacidade ou potencialidade para avaliar o comportamento quanto à deformação permanente nas seguintes categorias:

- Ensaios empíricos:
 - Ensaio Marshall;
 - Ensaio Hveem.
- Ensaios fundamentais:
 - Ensaios de compressão uniaxial estático (ensaio de fluência) ou cíclico;
 - Ensaios de compressão triaxial, geralmente com cargas cíclicas;

- Ensaio de corte, com aplicação de cargas estáticas ou cíclicas;
- Ensaio de compressão diametral. Apesar de também ser um ensaio com carga de compressão, esta carga é aplicada segundo o diâmetro do corpo de prova;
- Ensaio em cilindro oco, este ensaio permite aplicar simultaneamente tensões axiais e de corte no corpo de prova.
- Ensaio de simulação
 - Ensaio de simulação de tráfego em laboratório (Wheel tracking);
 - Ensaio de simulação de tráfego em pista em escala real.

Os ensaios de simulação de tráfego permitem avaliar misturas asfálticas de forma mais real, aproximando-se mais do que acontece em campo com a ação do tráfego. Estes ensaios podem ser realizados em laboratório ou em escala real.

Os ensaios em grande escala podem ser realizados utilizando veículos reais, geralmente caminhões, ou aparelhos que simulam cargas reais de grandes veículos. Pretende estudar o comportamento dos pavimentos exatamente como ocorre em campo, porém em um processo mais acelerado e por isso, segundo Gardete (2006), recebem designação de ALF (*Accelerated Load Facility*), ALT (*Accelerated Load Testing*) ou APT (*Accelerated Pavement Testing*). Além disso, este tipo de ensaio tem a vantagem de poder simular também outras camadas de pavimento, além da mistura asfáltica.

Existem diferenças entre os equipamentos como, por exemplo, alguns se situam em ambientes fechados onde pode-se controlar fatores como temperatura e umidade. Outros estão ao ar livre, expostos às condições ambientais reais, porém com a desvantagem de não se poder controlar estes fatores. Quanto à sua configuração, alguns são lineares, outros circulares e ainda podem ser encontradas pistas, chamadas de circuitos, onde são vistos veículos pesados reais circulando ou *trailers* que simulam altas cargas. Este último é o ensaio que consegue ser mais próximo à realidade, porém tem a desvantagem de seu custo ser extremamente alto e os ensaios demandarem um maior tempo para sua realização. Um exemplo de ensaio em escala real, apresentado na Figura 19, é a pista do CEDEX, na Espanha. Este possui formato de circuito e as cargas são aplicadas através de um *trailer*.

Figura 19 - Pista do CEDEX na Espanha



Fonte: ICOG – Ilustre Colegio Oficial de Geólogos

Em laboratório, para ensaios em escala reduzida, existem equipamentos diversos, criados por vários países, cada um com suas características específicas. Essas características podem ser o tamanho, tipo ou calibração do pneu utilizado, tamanho dos corpos de prova ensaiados, velocidade, número de ciclos aplicados entre outras. Dentre estes equipamentos, dá-se ênfase ao que foi utilizado neste trabalho, o LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*), de origem francesa, mostrado na Figura 20.

Figura 20 - Equipamento de ensaio de deformação permanente LCPC



Fonte: A autora

Para o ensaio de simulação de tráfego utilizando o LCPC, é necessária a compactação de placas de mistura asfáltica utilizando a chamada mesa compactadora, apresentada na Figura 21. Esta compactação é realizada segundo a norma francesa NF P 98-250-2 (AFNOR, 1991a) - *essais relatifs aux chaussées – préparation des mélanges hydrocarbonés – partie 2: compactage des plaques*. As placas tem dimensões 18 x 50 x 5 centímetros de espessura e são moldadas por amassamento. Segundo Moura (2010), devido ao equipamento permitir selecionar a pressão de inflagem dos pneus, a carga do eixo, o número de passadas e o local das passadas sobre a placa permitindo sobrepor passadas, faz com que esta compactação se assemelhe muito com a compactação que ocorre em campo.

Figura 21 - Mesa compactadora LCPC



Fonte: A autora

O ensaio de deformação permanente no LCPC é realizado de acordo com a norma NF P 98-253-1 (AFNOR, 1991b) - *essais relatifs aux chaussées – déformation permanente des mélanges hydrocarbonés* - e ocorre a uma frequência de 1 Hz, onde em cada ciclo ocorrem duas passadas do pneu que possui uma pressão de 0,6 MPa. No total, são aplicados 30.000 ciclos (60.000 passadas do pneu) nas placas a uma temperatura de 60°C com intervalos para medições intermediárias da deformação causada. Essa deformação é medida em 15 pontos distintos da placa e a média dessas medidas é comparada com a média da deformação inicial.

Segundo Gardete (2006), uma desvantagem apresentada pelo LCPC é a pequena largura dos corpos de prova o que faz com que a mistura asfáltica fique confinada pelas partes rígidas em um espaço muito próximo da aplicação da carga pelo pneu impedindo que se forme a superfície de corte na mistura e, conseqüentemente, ocorra deformação por cisalhamento.

As diretrizes francesas têm limitado a deformação permanente obtida no simulador de tráfego em 10% como limite aceitável (MOURA, 2010).

CAPÍTULO 3 – METODOLOGIA E MATERIAIS

Neste capítulo serão abordadas a procedência dos materiais utilizados, a metodologia de trabalho e a relação de ensaios empregados nesta pesquisa. Os ensaios realizados tiveram o intuito de caracterizar e avaliar o desempenho de misturas asfálticas envolvendo os dois tipos de agregados britados (com e sem a utilização do britador tipo VSI).

Primeiramente, foram avaliados os dois tipos de agregados com o objetivo de identificar as principais diferenças entre eles quanto à granulometria, forma, angularidade e porcentagem de pó. Para isso foram utilizados os ensaios de granulometria por peneiramento com e sem lavação, índice de forma e angularidade. Além disso, foram determinadas as densidades destes materiais para posterior dosagem das misturas asfálticas.

A granulometria das misturas foi feita para que as mesmas obedecessem tanto a granulometria da faixa C do DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura - como o método SUPERPAVE. Corpos de prova cilíndricos foram moldados com a utilização do compactador giratório SUPERPAVE. Após a dosagem, foi avaliada a trabalhabilidade das misturas obtidas através da medida da densidade em relação ao número de giros do compactador giratório. Também foram realizados os ensaios de tração por compressão diametral e módulo resiliente.

Na segunda parte da pesquisa, foram moldadas placas de mistura asfáltica utilizando-se a mesa compactadora LCPC e, após, as mesmas foram submetidas ao ensaio de deformação permanente através de um simulador de tráfego LCPC.

3.1 AGREGADOS

Os agregados utilizados nesta pesquisa são provenientes da pedreira comercial pertencente à empresa Cedro – Engenharia Comércio e Mineração Ltda., localizada na cidade de São José, região metropolitana de Florianópolis, Santa Catarina.

O material é do tipo granítico em sua fração graúda e miúda, esta última, composta por pó de pedra resultante das etapas de britagem.

A instalação de britagem utiliza um britador de mandíbulas como primário, um britador cônico como secundário e, posteriormente, um britador VSI como terciário e opcional. Na Figura 22 a seguir, pode-se observar o layout da pedreira em questão com seus fluxos de material.

Figura 22 - Esquema de funcionamento da pedreira estudada



Fonte: A autora

Dois tipos de materiais foram utilizados nesta pesquisa. O primeiro obtido diretamente do britador tipo cônico, ou seja, passando apenas pela britagem primária e secundária e o segundo tipo de agregado passando também pela britagem terciária no britador VSI.

A caracterização física dos materiais e misturas asfálticas produzidas com os mesmos se faz necessária já que as características presentes nos primeiros modificam de forma direta o comportamento das misturas, tanto em laboratório como em campo após a aplicação.

Nesta pesquisa, todos os ensaios necessários foram realizados de acordo com normas técnicas brasileiras e/ou estrangeiras conforme a necessidade. Todos estes ensaios são descritos a seguir.

3.1.1 Caracterização dos agregados

3.1.1.1 Análise granulométrica por peneiramento

A granulometria dos agregados foi determinada de acordo com a norma DNER-ME 083/98. O material fornecido constitui-se de três partes: brita 1, brita 0 e pó de pedra, as quais foram devidamente peneiradas e separadas para que, posteriormente, se enquadrassem na faixa C do DNIT para camada de revestimento e no Método SUPERPAVE. Além disso, foi determinado o teor de pó contido nos agregados através de granulometria com os agregados sendo lavados sob a peneira 200 (0,075 mm).

O procedimento para a determinação da granulometria consiste em se determinar a distribuição das partículas de agregado por tamanho. Estão ligadas a este processo diversas propriedades de uma mistura asfáltica, tais como: estabilidade, durabilidade, permeabilidade, resistência à fadiga e resistência à deformação permanente (CUNHA, 2004). A distribuição granulométrica assegura a estabilidade da camada de revestimento asfáltico, por estar relacionada ao entrosamento entre as partículas e ao consequente atrito entre elas (BERNUCCI *et. al.*, 2008).

A norma DNER-ME 083/98 indica todos os procedimentos a serem executados para a determinação da composição granulométrica de agregados, tanto finos como graúdos, através do processo de peneiramento que pode ser feito manualmente ou com auxílio de peneirador mecânico. A distribuição dos diferentes tamanhos dos grãos é calculada comparando-se o material passante em cada peneira com o total da amostra ensaiada. A granulometria do agregado é representada por uma curva granulométrica, onde a ordenada indica a porcentagem total passante, em peso, em determinada peneira, enquanto a abscissa expressa o tamanho das aberturas das peneiras em escala logarítmica ou elevado à potência de 0,45 (BERNUCCI *et. al.*, 2008).

Uma distribuição granulométrica adequada ao tipo de mistura asfáltica que se quer produzir é um dos pontos chave para a elaboração de uma mistura de bom desempenho a curto, médio e longo prazo, já que tantas propriedades importantes são afetadas por essa. Com isto, a graduação, assim como as especificações a ela relacionadas, deve ser considerada como sendo o primeiro passo para a elaboração de uma boa mistura asfáltica.

Com a análise granulométrica, pode-se montar uma granulometria específica para determinada faixa granulométrica recomendada para a aplicação que a mistura asfáltica terá. No Brasil, a norma DNIT 031/2006-ES estabelece as faixas granulométricas aplicáveis para concreto asfáltico que são apresentadas no Quadro 5.

Posteriormente, na Figura 23, é mostrado um gráfico onde está plotada a faixa C do DNIT juntamente com os pontos de controle da metodologia SUPERPAVE para agregado de tamanho máximo 19 mm. Nas abscissas estão as aberturas das peneiras em milímetros elevadas a 0,45 e

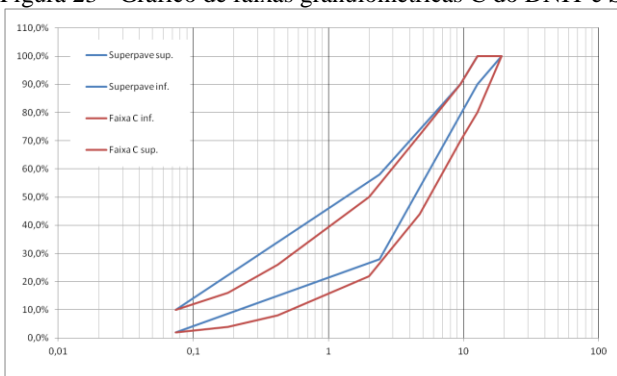
nas ordenadas a porcentagem de agregado passante em casa peneira. Nesta pesquisa, as granulometrias foram feitas para que se encaixassem tanto na Faixa C como no SUPERPAVE.

Quadro 5 - Faixas granulométricas para concreto asfáltico

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

Fonte: DNIT 031/2006-ES

Figura 23 - Gráfico de faixas granulométricas C do DNIT e SUPERPAVE



Fonte: A autora

3.1.1.2 Índice de forma das partículas

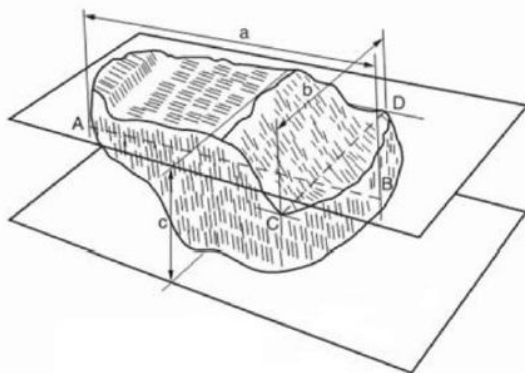
O índice de forma de um agregado é um ensaio que permite avaliar as condições de determinada amostra de agregado graúdo de acordo com seu formato, ou seja, classificá-lo de acordo com suas características geométricas.

Segundo a literatura, a forma ótima de um agregado para mistura asfáltica é a cúbica. Conforme BERNUCCI *et. al.* (2008), partículas irregulares ou de forma angular tais como pedra britada e algumas areias de brita tendem a apresentar melhor intertravamento entre os grãos compactados, tanto maior quanto mais cúbicas forem as partículas e mais afiadas forem suas arestas.

As normas no Brasil para o ensaio de índice de forma sofreram modificações nos últimos anos, visando melhorar a forma de realização do ensaio e a classificação dos agregados.

Inicialmente, a norma NBR 6954/1989, utilizava o método do paquímetro para determinação do índice de forma de agregados. Esta norma requeria uma amostra de 200 grãos, separados apropriadamente, e indicava que fossem medidas três dimensões do agregado: comprimento, largura e espessura. Ao final das medições, eram calculadas as razões entre largura (b) e comprimento (a) e entre espessura (c) e largura (b). Na Figura 24, pode-se perceber como são feitas as medidas dos agregados e no Quadro 6, a classificação do agregado em cúbico, alongado, lamelar ou alongado-lamelar.

Figura 24 - Método de medição de agregados



Fonte: NBR 5564/2011 – Via férrea – Lastro ferroviário – Requisitos e métodos de ensaio

Quadro 6 - Classificação de agregados segundo a NBR 6954/1989

Média das Relações b/a e c/b	Classificação da Forma
$b/a > 0,5$ e $c/b > 0,5$	Cúbica
$b/a < 0,5$ e $c/b > 0,5$	Alongada
$b/a > 0,5$ e $c/b < 0,5$	Lamelar
$b/a < 0,5$ e $c/b < 0,5$	Alongada-lamelar

Fonte: BERNUCCI *et. al.* (2008)

Esta norma, posteriormente passou a se chamar NBR 5564/2011 – Via férrea – Lastro ferroviário – Requisitos e métodos de ensaio, seguindo com a mesma classificação que continha antes e mesma forma de realização do ensaio, porém com intervalos mais específicos e deve ser utilizada apenas no caso de lastros de ferrovias. Os intervalos e classificação desta norma podem ser vistos no Quadro 7.

Quadro 7 - Classificação de agregados segundo a NBR 5564/2011

Relações b/a e c/b	Classificação da forma
$b/a \geq 0,5$ e $c/b \geq 0,5$	Cúbica
$b/a < 0,5$ e $c/b \geq 0,5$	Alongada
$b/a \geq 0,5$ e $c/b < 0,5$	Lamelar
$b/a < 0,5$ e $c/b < 0,5$	Alongada-lamelar

Fonte: NBR 5564/2011

Em substituição à norma NBR 6954/1989, surgiu a norma NBR 7809/2006 – Versão corrigida: 2008 – Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaio. Nesta, a amostra a ser ensaiada é a mesma da anterior, 200 grãos, porém não é mais necessário fazer a medição de três dimensões, somente comprimento e espessura. É indicado, então, que se calcule a razão entre comprimento e espessura, obtendo-se o índice de forma do agregado.

Também é importante destacar aqui a NBR 12948: 1993 – Materiais para concreto betuminoso usinado a quente – Especificação. Esta norma menciona o índice de forma dos agregados a serem utilizados para misturas asfálticas a quente, os quais devem ter seu índice calculado de acordo com a norma vigente NBR 7809/2006 – Versão corrigida: 2008. Para que um agregado seja aceito para utilização em misturas asfálticas a quente, seu índice de forma deve ser menor ou igual a dois.

Os índices de forma dos agregados utilizados foram obtidos a partir de mais que um ensaio para que houvesse comparação. São eles: NBR 6954/1989 e NBR 7809/2006 – Versão corrigida: 2008.

3.1.1.3 Angularidade de agregados finos

A angularidade do agregado miúdo garante o atrito entre as partículas que propicia a resistência à deformação permanente. É definida como a porcentagem de vazios de ar presentes em agregados com tamanhos de partículas menores que 2,36 mm, em uma condição de estado solto (BERNUCCI, *et. al.*, 2008).

Este ensaio é regido pela norma americana ASTM C1252 - 06 - *Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading)*, que seria o volume não compactado de agregados finos, mas que, indiretamente, mede a angularidade destes agregados.

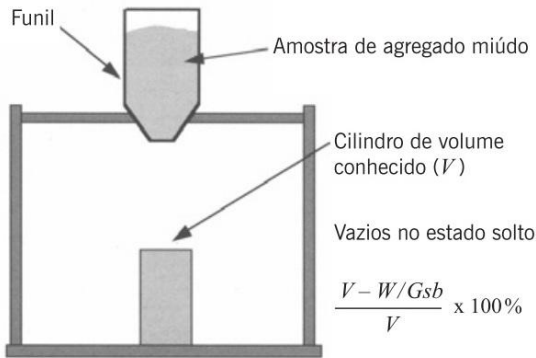
O aparelho utilizado é relativamente simples, composto por um frasco cilíndrico de 100 ml de volume e um funil com angularidade definida. Esse conjunto é colocado na altura especificada e o agregado fino a ser ensaiado é colocado no funil, com sua abertura inferior fechada. A seguir, o agregado é deixado fluir livremente dentro do cilindro medidor. O excesso de agregado no frasco é retirado cuidadosamente e o frasco é pesado. Sabendo-se o peso do frasco vazio e a massa específica real do agregado fino, calcula-se o volume não compactado pela diferença entre o volume do cilindro e o volume do agregado coletado.

Existem três formas diferentes de se realizar este ensaio. Na primeira, é ensaiada uma amostra de 190g de materiais combinados em determinadas proporções; no segundo caso, o ensaio é realizado com uma amostra de 190g de cada fração de agregado separadamente e, ao final, são combinados os resultados; no terceiro, mais simples, é ensaiado uma amostra de 190g de agregado apenas passado pela peneira 4 (4,8 mm). Em todos os casos, são realizadas duas medidas para cada amostra.

Deve-se destacar aqui a necessidade da determinação da massa específica real de cada amostra do agregado fino que se deseja ensaiar separadamente.

Na Figura 25, é apresentado um desenho esquemático da realização deste ensaio.

Figura 25 - Esquema do ensaio



Fonte: BERNUCCI, *et. al.*, 2008

A equação utilizada para o cálculo do volume não compactado, para qualquer dos casos utilizados na realização do ensaio, é a Equação 11.

$$U = \frac{V - \frac{W}{Gsb}}{V} \times 100 \quad (11)$$

onde:

V - volume do cilindro, em ml;

W - massa do agregado fino medido, em g (subtraindo-se a massa do cilindro);

Gsb - massa específica real do agregado fino;

U - volume não compactado do material, em %.

O Quadro 8 apresenta os valores mínimos necessários da angularidade do agregado fino em função do nível de tráfego e da posição em que será utilizado na estrutura do pavimento.

Quadro 8 - Critério SUPERPAVE de definição da angularidade do agregado fino - valores mínimos

N ($\times 10^6$) Repetições do eixo padrão	Profundidade a partir da superfície	
	$\leq 100\text{mm}$	$> 100\text{mm}$
$< 0,3$	–	–
< 1	40	–
< 3	40	40
< 10	45	40
< 30	45	40
< 100	45	45
≥ 100	45	45

Valores são porcentagens mínimas requeridas de vazios de ar no agregado miúdo no estado solto

Fonte: BERNUCCI *et. al.* (2008)

As informações sobre volume não compactado deste ensaio são utilizadas como indicadores das propriedades de misturas asfálticas tais como o efeito do agregado fino na estabilidade e os vazios no agregado mineral.

Neste trabalho, optou-se por realizar o ensaio através do terceiro método, ou seja, apenas com amostras do agregado passante na peneira 4 (4,75mm) e retido na 200 (0,075mm). Na Figura 26, apresenta-se uma foto da realização do ensaio.

Figura 26 - Ensaio de angularidade de agregado fino



Fonte: A autora

3.1.1.4 Determinação da massa específica real de agregados finos

A massa específica real de agregados finos, também ditos miúdos, é feita de acordo com a norma DNER-ME 084/95. Esta norma utiliza o método do picnômetro para esta determinação.

Uma amostra, de aproximadamente 1000 gramas, deve ser peneirada entre as peneiras 4 (4,8 mm) e 200 (0,075 mm) e desta, deve ser retirada uma amostra de cerca de 500 gramas para realização do ensaio. Esta amostra deve ser seca em estufa a uma temperatura entre 105°C e 110°C até constância de peso.

O ensaio consiste em pesar, primeiramente, o picnômetro limpo e seco. Após, coloca-se a amostra no recipiente e pesa-se novamente. É colocada água destilada no recipiente até certo ponto e o ar contido na amostra deve ser retirado por meio de uma bomba de vácuo. Por fim, completa-se o picnômetro com água e o conjunto “picnômetro+amostra+água” é pesado. O último peso a ser determinado é o do picnômetro completamente cheio apenas com água destilada.

A massa específica real do agregado miúdo é dada pela Equação 12.

$$\rho = \frac{b - a}{(d - a) - (c - b)} \quad (12)$$

onde:

ρ – massa específica real do agregado miúdo;

a - massa do picnômetro vazio e seca, em g;

b - massa do picnômetro mais amostra, em g;

c - massa do picnômetro mais amostra mais água, em g;

d - massa do picnômetro cheio d'água, em g.

3.2 LIGANTE ASFÁLTICO

O ligante asfáltico utilizado nesta pesquisa foi um CAP 50/70. Foram realizados ensaios de caracterização deste ligante adotando-se as normas brasileiras inerentes. A seguir, são apresentados estes ensaios os quais são, posteriormente, utilizados para dosagem da mistura asfáltica.

3.2.1 Ensaio de penetração

Conforme Bernucci *et. al.* (2008), a penetração é a profundidade, em décimos de milímetros, que uma agulha de massa padronizada (100 g) penetra numa amostra de volume padronizado de cimento asfálticos, por 5 segundos, à temperatura de 25°C. A consistência do CAP é tanto maior quanto menor for a penetração da agulha. No Brasil, o ensaio é realizado de acordo com a norma NBR 6576: 2007 Materiais asfálticos - Determinação da penetração. Na Figura 27, apresenta-se o aparelho com o qual o ensaio é realizado.

Figura 27 - Aparelho de ensaio de penetração



Fonte: A autora

3.2.2 Massa específica e densidade relativa

No Brasil, este ensaio é regido pela norma NBR 6296/2004 - Produtos betuminosos e semissólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa. O método utilizado é o do picnômetro com o qual se faz a relação entre massa e volume do ligante asfáltico. Bernucci *et. al.* (2008), afirmam que os ligantes geralmente têm massas específicas entre 1 e 1,02 g/cm³.

3.2.3 Ponto de amolecimento

Também chamado de "anel e bola", a NBR 6560/2008 Versão corrigida 2008 - Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola, deve ser seguida para realização deste ensaio no qual o ligante asfáltico é submetido a determinada temperatura em condições particulares. O ponto de amolecimento ocorre na mais baixa temperatura na qual a esfera padronizada atravessa o anel, também padronizado e cheio de material betuminoso e percorre uma determinada distância em estado de escoamento. Quanto mais duro for o ligante asfáltico, maior será seu ponto de amolecimento.

3.2.4 Viscosidade Brookfield

A viscosidade de um ligante asfáltico é definida como o tempo em segundos que uma determinada quantidade de material betuminoso (60 ml) leva para fluir através de um orifício de dimensões padronizadas, a uma determinada temperatura. Quanto mais longo o tempo de escoamento, maior a viscosidade do ligante asfáltico.

O equipamento Viscosímetro Brookfield é utilizado para a determinação das propriedades reológicas dos ligantes convencionais e ligantes modificados durante o manuseio e usinagem em altas temperaturas. Pode-se ainda, com este aparelho, obter gráfico de temperatura *versus* viscosidade o qual é utilizado para o projeto de misturas asfálticas. O aparelho utiliza o princípio do torque provocado por uma haste, dotada de um *spindle*, imersa no ligante. Este ensaio deve ser realizado de acordo com a NBR 15184: 2004 Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional. Na Figura 28, é mostrado o aparelho utilizado para realização deste ensaio.

Figura 28 - Viscosímetro rotacional Brookfield



Fonte: A autora

3.3 MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE

3.3.1 Considerações iniciais

Foram dosados dois tipos de misturas asfálticas a quente. A primeira utilizando-se agregados provenientes do britador cônico e a segunda com os agregados passados também pelo britador VSI.

A dosagem das misturas foi feita utilizando-se a metodologia SUPERPAVE e posteriormente foram realizados ensaios de caracterização mecânica destas misturas em estudo. Esta caracterização compreende ensaios de resistência à tração por compressão diametral e ensaio de módulo de resiliência, com a finalidade de comparar as duas misturas dosadas. Posteriormente, as misturas foram submetidas também ao ensaio de deformação permanente.

3.3.2 Composição granulométrica das misturas asfálticas

As composições granulométricas das misturas asfálticas utilizadas foram feitas para que se enquadrassem na Faixa C do DNIT e na granulometria da metodologia SUPERPAVE.

O método SUPERPAVE indica que sejam feitas diferentes granulometrias e que estas sejam testadas a fim de que se encontre a mais adequada para cada projeto. Com a granulometria escolhida passa-se então à produção das misturas asfálticas. Neste trabalho, devido ao caráter acadêmico desta pesquisa, apenas uma granulometria foi escolhida e, com esta, realizados todos os ensaios propostos inicialmente.

3.3.3 Determinação da massa específica teórica através do Método RICE

O ensaio de determinação da massa específica teórica através do Método Rice foi executado de acordo com a norma americana ASTM D 2041 (2000).

Este ensaio foi realizado com amostras de misturas asfálticas produzidas em todos os teores de ligante testados na determinação do teor de projeto de ligante. Depois de encontrado este teor, o ensaio foi novamente realizado com a mistura neste teor. Na Figura 29, são mostrados alguns passos deste ensaio.

Figura 29 - Destorroamento da mistura asfáltica e aparelhos utilizados no ensaio



3.3.4 Dosagem das misturas asfálticas

Foram dosados dois tipos de misturas asfálticas, uma para cada tipo de agregado. Para a obtenção dos teores ideais de ligante, inicialmente foram utilizados 4,5, 5,0 e 5,5% de ligante asfáltico para as duas granulometrias. Para o agregado do tipo cone, estes teores foram suficientes para a determinação do teor de projeto de ligante asfáltico. Já para o agregado VSI, estes teores demonstraram-se muito altos sendo necessários testes com menores teores. Foram então testados 3,5 e 4,0% de ligante

asfáltico. Na compactação dos corpos de prova foi utilizado o compactador giratório SUPERPAVE.

Para a realização desta pesquisa, adotou-se um tráfego de 3×10^6 a 3×10^7 , o qual segundo o Quadro 4, apresentado em 2.4.3.2, inclui rodovias de pista dupla, múltiplas-pistas e rodovias de acesso parcialmente ou completamente controlado, além de avenidas urbanas de tráfego médio e pesado, rodovias estaduais, federais e algumas interestaduais rurais. Com este valor, ainda segundo o mesmo quadro, adota-se:

$$N_{\text{inicial}} = 8 \text{ giros}$$

$$N_{\text{projeto}} = 100 \text{ giros}$$

$$N_{\text{máximo}} = 160 \text{ giros}$$

Nas Figuras 30 e 31, são mostrados os passos da mistura e compactação dos corpos de prova para determinação do teor de projeto de ligante onde os corpos de prova são levados até 100 giros.

Figura 30 - Pesagem do ligante e preparação da mistura



Figura 31 - Colocação da mistura no molde e o corpo de prova moldado



3.3.5 Ensaios de caracterização mecânica das misturas

3.3.5.1 Resistência à tração por compressão diametral (RT)

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral foram realizados de acordo com a norma DNIT 136/2010 - Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Foram moldados três corpos de prova no teor de projeto de ligante para cada agregado utilizado.

O aparelho utilizado neste ensaio é a prensa Marshall onde o corpo de prova é colocado entre os frisos e uma força de compressão é aplicada. A seguir, é mostrada uma imagem da prensa durante a realização do ensaio.

Figura 32 - Prensa Marshall



Fonte: A autora

3.3.5.2 Ensaio de módulo de resiliência

O ensaio de módulo de resiliência foi realizado de acordo com a norma DNIT 135/2010-ME – Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência. Foram ensaiados 3 corpos de prova moldados no teor de projeto de ligante para cada um dos dois tipos de agregados utilizados. A Figura 33 mostra a realização do ensaio.

Figura 33 - Corpo de prova durante ensaio



3.4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Para o ensaio de deformação permanente foi utilizado o simulador de tráfego francês LCPC. Foram moldadas 4 placas, sendo 2 com mistura asfáltica composta de agregados VSI e 2 compostas por agregados CONE. As duas misturas no teor de projeto de ligante asfáltico. Estas placas foram moldadas de acordo com a norma francesa AFNOR NF P 98-250-2 e podem ser vistas imagens da compactação nas Figuras 34 e 35.

Figura 34 - Colocação da mistura no molde e compactação da placa



Figura 35 – Placa VSI compactada e placas CONE depois de prontas

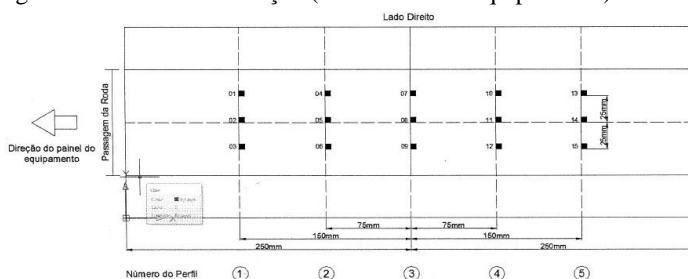


O ensaio de deformação permanente foi realizado de acordo com a norma AFNOR NF P 98-253-1 onde são aplicados 30.000 ciclos de carga sobre o corpo de prova a 60°C. Foram feitas medidas da deformação permanente aos 0, 300, 3.000, 10.000 e 30.000 ciclos. Nas Figuras 36, 37 e 38 é mostrada a medição da deformação permanente nas placas durante o ensaio e o local das medições em cada placa ensaiada.

Figura 36 - Medição da deformação e detalhe da medição da deformação

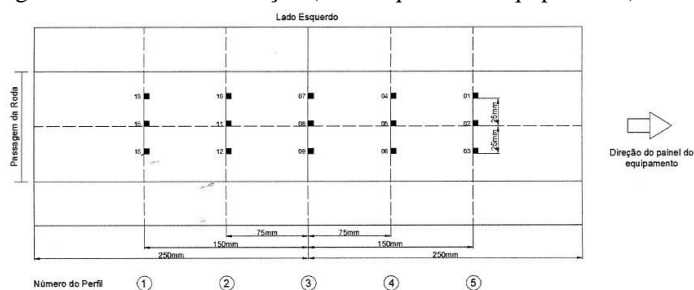


Figura 37 - Locais de medição (lado direito do equipamento)



Fonte: SILVA, 2013

Figura 38 - Locais de medição (lado esquerdo do equipamento)



Fonte: SILVA, 2013

Em cada placa, são feitas as 15 medidas de afundamento nos locais indicados a cada número de ciclos. A deformação permanente é calculada comparando-se a medida média de afundamento dos 15 locais aos 30.000 ciclos com a medida média de afundamento dos 15 locais inicial da placa ensaiada.

CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios realizados em laboratório com os agregados, ligante asfáltico, as dosagens de misturas asfálticas feitas com os dois tipos de agregados disponíveis e os ensaios realizados com estas misturas asfálticas.

4.1 AGREGADOS

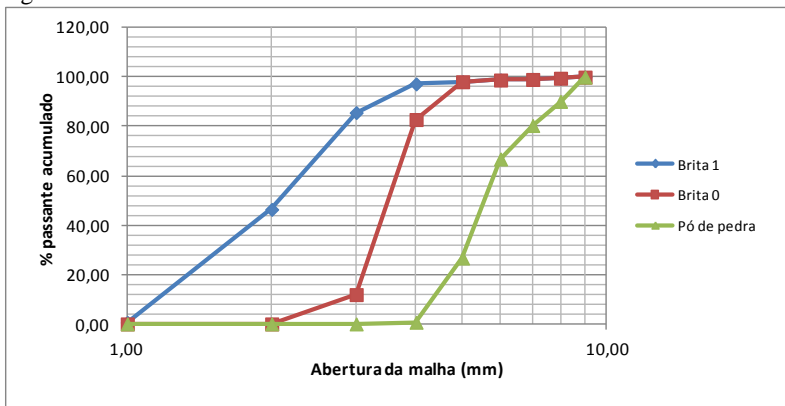
4.1.1 Granulometria

Os resultados do ensaio de granulometria por peneiramento, realizado segundo a norma DNER-ME 083/98, são apresentados nos Quadros 9 e 10 e nas Figuras 39 e 40, um para cada tipo de agregado ensaiado, o primeiro provindo do britador tipo VSI e o segundo para o tipo cone.

Quadro 9 - Granulometria VSI

PENEIRAS		BRITA 1	BRITA 0	PÓ DE PEDRA
		PORCENTAGEM PASSANTE EM MASSA (%)		
3/4"	19,0 mm	99,37	100,00	100,00
1/2"	12,5 mm	53,59	100,00	100,00
3/8"	9,5 mm	14,38	88,12	100,00
4	4,75 mm	2,75	17,18	99,32
10	2,0 mm	1,81	1,87	73,30
40	0,425 mm	1,12	1,18	33,16
80	0,18 mm	0,85	0,95	19,60
200	0,075 mm	0,57	0,46	9,84
fundo	fundo	0,00	0,00	0,00

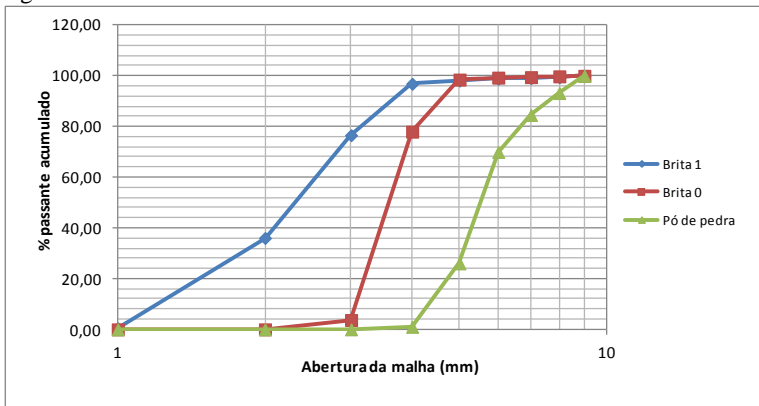
Figura 39 - Granulometria VSI



Quadro 10 - Granulometria CONE

PENEIRAS		BRITA 1	BRITA 0	PÓ DE PEDRA
		PORCENTAGEM PASSANTE EM MASSA (%)		
3/4"	19,0 mm	99,59	100,00	100,00
1/2"	12,5 mm	63,97	100,00	100,00
3/8"	9,5 mm	23,42	96,33	100,00
4	4,75 mm	3,15	22,02	99,01
10	2,0 mm	1,86	1,48	74,00
40	0,425 mm	1,12	0,71	30,05
80	0,18 mm	0,91	0,52	15,45
200	0,075 mm	0,59	0,20	6,79
fundo	fundo	0,00	0,00	0,00

Figura 40 - Granulometria CONE



4.1.2 Índice de Forma

Os resultados do ensaio de índice de forma para os dois tipos de agregados, realizados segundo as normas NBR 6954/1989 e NBR 7809/2006 – Versão corrigida: 2008 podem ser visualizados nos quadros a seguir.

Quadro 11 - Índice de forma do agregado tipo VSI segundo a NBR 6954/89

VSI		
	b/a	c/b
Média em 200 grãos	0,8	0,7

Quadro 12 - Índice de forma do agregado tipo Cone segundo a NBR 6954/89

CONE		
	b/a	c/b
Média em 200 grãos	0,7	0,5

Quadro 13 - Índice de forma do agregado tipo VSI segundo a NBR 7809/2006 – Versão corrigida: 2008

VSI	
	a/c
Média em 200 grãos	1,74

Quadro 14 - Índice de forma do agregado tipo Cone segundo a NBR 7809/1006 - Versão corrigida: 2008

CONE	
	a/c
Média em 200 grãos	2,88

De acordo com a norma NBR 6954/1989 e considerando-se o Quadro 6 apresentado em 3.1.1.2, o índice de forma do agregado proveniente do britador VSI o classifica como cúbico tendo um total de 95% das partículas ensaiadas nesta classificação. Já o agregado provindo do britador cônico fica classificado entre cúbico e lamelar, ou seja, não há uma classificação exata. Dos grãos deste tipo ensaiados, 45% se enquadram como cúbicos, 2,5% como alongados, 1,5% como alongado-lamelar e 51% classificados como lamelar. Vale ressaltar que, como mencionado anteriormente, esta norma não está mais em vigência.

Se fosse levada em consideração a norma NBR 5564/2011 – Via férrea – Lastro ferroviário – Requisitos e métodos de ensaio, os dois agregados ensaiados seriam classificados como cúbicos.

A partir da norma NBR 7809/2006 – Versão corrigida: 2008 se obtêm os índices de forma apresentados nos Quadros 13 e 14. Observando-se a NBR 12948: 1993 – Materiais para concreto betuminoso usinado a quente – Especificação, na qual consta que para um agregado ser aceito para utilização em misturas asfálticas a quente, seu índice de forma deve ser menor ou igual a 2,0 pela NBR 7809/2006 – Versão corrigida: 2008. Neste caso, apenas o agregado VSI estaria apto para ser utilizado em misturas asfálticas a quente. O agregado proveniente do britador cônico seria rejeitado. Para esta pesquisa, seguiu-se com a utilização deste agregado mesmo não se enquadrando na norma de especificação de materiais para concreto usinado a quente para efeito de comparação entre os dois agregados e das características das misturas asfálticas produzidas com cada um deles.

4.1.3 Determinação da angularidade de agregados finos

Os resultados do ensaio de determinação do volume não compactado de agregados finos, realizado segundo a norma ASTM C1252 - 06 - *Uncompacted Void Content of Fine Aggregate*, são mostrados no Quadro 15. As massas específicas desses agregados, necessárias para realização deste ensaio, foram determinadas através da norma DNER-ME 084/95 – Agregado miúdo – determinação da densidade real.

Quadro 15 - Angularidade de agregados finos

AGREGADO	U (%)
VSI	46
CONE	38

Com a realização deste ensaio, pôde-se perceber que o agregado VSI é considerado mais anguloso que o agregado CONE, mais lamelar, mesmo em sua fração mais fina.

De acordo com o Quadro 8 apresentado em 3.1.1.3, a angularidade mínima que um agregado deve apresentar para poder ser utilizado na produção de misturas asfálticas, para o tráfego adotado nesta pesquisa de 3×10^6 a 3×10^7 deve ser 45%. Logo, o agregado CONE já não poderia ser utilizado para a composição de misturas asfálticas. O agregado VSI cumpre a norma, estando com seu valor de angularidade acima de 45.

4.2 LIGANTE ASFÁLTICO

4.2.1 Ensaio de penetração

O ensaio de penetração, realizado segundo a NBR 6576: 2007, resultou em uma penetração de 51 x 0,1 mm, que é um resultado dentro da especificação, resultado no Quadro 16. Segundo as especificações para misturas asfálticas, para CAP 50/70 a penetração deve estar entre 50 e 70 x 0,1 mm.

Quadro 16 - Resultados do ensaio de penetração

Ensaio	Leitura inicial (x 0,1 mm)	Leitura final (x 0,1 mm)	Penetração (x 0,1 mm)
1	178,5	228,5	50
2	175	226	51
3	166	217	51
Média			51

4.2.2 Massa específica e densidade relativa

O ensaio de massa específica e densidade relativa, realizado segundo a NBR 6296: 2012 - Produtos betuminosos e semissólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa levou aos resultados encontrados no Quadro 17.

Quadro 17 - Resultados de densidade relativa e massa específica

Densidade relativa	1,01
Massa específica (g/cm ³)	1,00

4.2.3 Ponto de amolecimento

O ensaio de ponto de amolecimento, realizado segundo a NBR 6560/2008 Versão corrigida 2008 - Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola, apresentou os resultados do Quadro 18. Para CAP 50/70, um mínimo de 46°C é o exigido como temperatura de amolecimento, estando este ligante, portanto, de acordo com a especificação.

Quadro 18 - Resultados de ponto de amolecimento

1ª bola (°C)	53
2ª bola (°C)	55
Média (°C)	54

Além disso, com o resultado deste ensaio combinado com o resultado do ensaio de penetração, pode-se calcular o Índice de Suscetibilidade Térmica ou Índice de Penetração (IP) que, segundo Bernucci *et. al.* (2008), indica a sensibilidade da consistência dos ligantes asfálticos à variação de temperatura. Ainda segundo os mesmo autores, trata-se de uma propriedade importante dos ligantes asfálticos uma vez que se eles forem muito suscetíveis à variação de estado ou de propriedades frente à variação de temperatura, não serão desejáveis na pavimentação.

Este índice é calculado através da Equação 13.

$$IP = \frac{500\log(P) + 20PA - 1951}{120 - 50\log(P) + PA} \quad (13)$$

onde:

P – Penetração;

PA – Ponto de amolecimento.

Segundo as especificações brasileiras de cimentos asfálticos de petróleo estabelece uma faixa admissível de IP entre (-1,5) e (+0,7). O resultado de IP para o ligante asfáltico utilizado nesta pesquisa foi (-0,21), estando de acordo com o estabelecido.

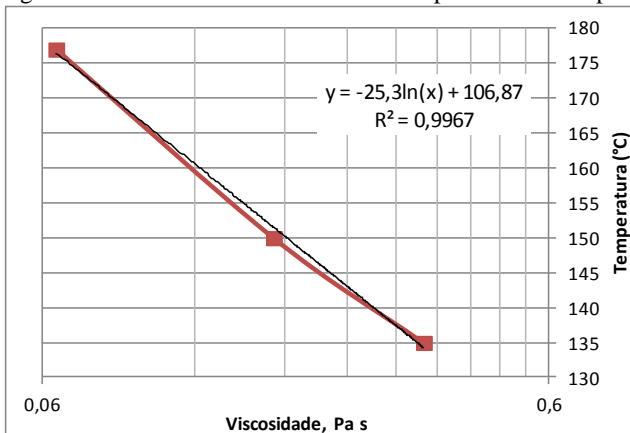
4.2.4 Viscosidade Brookfield

Foram realizados ensaios com o ligante virgem e com adição de dope. No caso da adição de dope, foram ensaiados mais que um teor, porém o que apresentou melhores resultados foi o teor de 1%. Os resultados são apresentados nos quadros e figuras a seguir.

Quadro 19 - Resultados da viscosidade Brookfield sem dope

	135 °C	20 rpm	150 °C	50 rpm	177 °C	100 rpm
	Viscosidade		Viscosidade		Viscosidade	
	(cP)	(Pa s)	(cP)	(Pa s)	(cP)	(Pa s)
Média dos ensaios	340	0,340	172	0,172	64	0,064

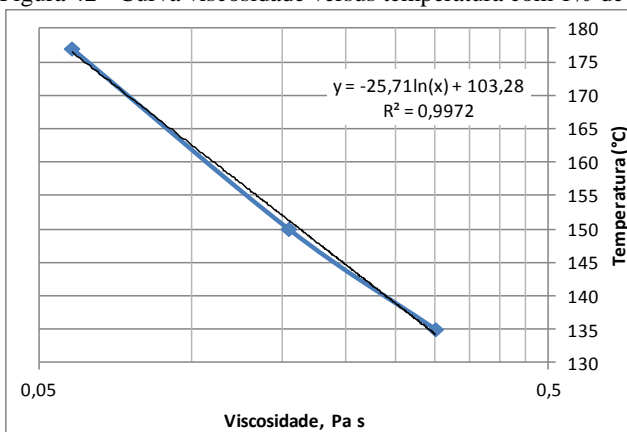
Figura 41 - Curva Viscosidade *versus* Temperatura sem dope



Quadro 20 - Resultados da viscosidade Brookfield com 1% de dope

Média dos ensaios	135 °C	20 rpm	150 °C	50 rpm	177 °C	100 rpm
	Viscosidade		Viscosidade		Viscosidade	
	(cP)	(Pa s)	(cP)	(Pa s)	(cP)	(Pa s)
	300	0,300	154,5	0,155	58	0,058

Figura 42 - Curva viscosidade versus temperatura com 1% de dope

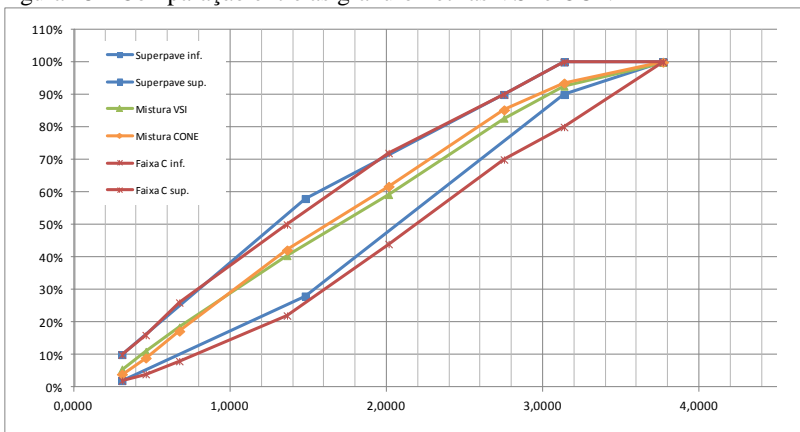


4.3 DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

4.3.1 Composição granulométrica das misturas asfálticas

As granulometrias escolhidas, uma para cada agregado, são apresentadas nos Quadros 21 e 22 e nas Figuras 43 e 44. Também é apresentado um gráfico contendo as duas granulometrias para comparação direta entre as mesmas (Figura 45).

Figura 45 - Comparação entre as granulometrias VSI e CONE



4.3.2 Determinação da massa específica teórica máxima através do Método RICE

A determinação da massa específica máxima das misturas asfálticas foi feita através do Método Rice, segundo a norma ASTM D 2041 (2000). Foi realizado este ensaio em amostras em todos os teores de ligante escolhidos para a fase de dosagem das misturas asfálticas e também para o teor de projeto de ligante, adotado após esta fase. Todo o procedimento foi realizado para os dois agregados utilizados. Os resultados obtidos podem ser visualizados nos Quadros 23 e 24 a seguir.

Quadro 23 - Massa específica máxima medida - agregado VSI

Ligante (%)	Gmm
3,5	2,462
4,0	2,439
4,5	2,421
5,0	2,403
5,5	2,388
Projeto - 3,6	2,460

Quadro 24 - Massa específica máxima medida - agregado CONE

Ligante (%)	Gmm
4,5	2,423
5,0	2,401
5,5	2,384
Projeto - 4,8	2,410

4.3.3 Dosagem das misturas asfálticas

Através do procedimento de dosagem SUPERPAVE, detalhado nos Capítulos 2 e 3, obtiveram-se os teores de projeto do ligante para cada uma das duas misturas asfálticas produzidas. Estes teores podem ser observados no Quadro 25.

Quadro 25 - Porcentagens de projeto de ligante

Agregado	Teor de ligante (%)
VSI	3,6
CONE	4,8

Para facilitar o entendimento, é feita a separação das misturas produzidas com cada agregado.

4.3.3.1 Dosagem VSI

Como já citado, para este agregado, foram utilizados 3,5, 4,0, 4,5, 5,0 e 5,5% de ligante asfáltico. A seguir são apresentados os gráficos de cada teor juntamente com uma foto de um dos corpos de prova moldados neste teor e uma breve explicação para cada um deles. Nos gráficos, as retas apresentadas na cor preta mostram a % de Gmm (medida utilizando a evolução da altura do corpo de prova durante sua compactação) aos 8 e aos 100 giros ($N_{inicial}$ e $N_{projeto}$, respectivamente) obtidos em cada compactação. Ressaltando que a %Gmm ideal a ser obtida aos 8 giros é $< 89\%$ e aos 100 giros é de 96% .

- 5,5%

Neste teor, como é possível perceber, a compactação atingiu um grau maior que 100% aos 100 giros, ou seja, a quantidade de ligante asfáltico presente era maior que a necessária e a quantidade de vazios torna-se um valor negativo. Além disso, pela aparência dos corpos de prova

moldados, pode-se perceber a exsudação do ligante asfáltico e o grande preenchimento dos vazios entre os agregados pelo ligante asfáltico.

Figura 46 - Teor de ligante 5,5% VSI

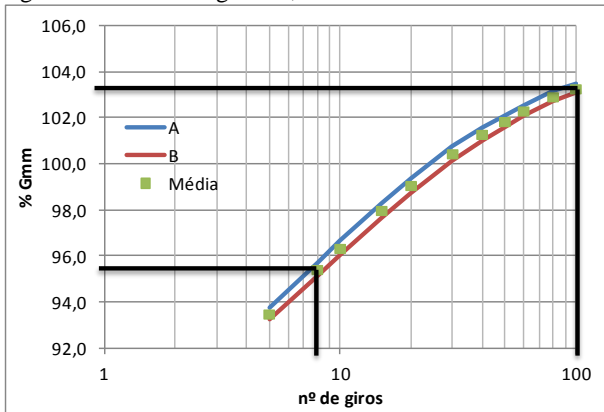


Figura 47 - Corpo de prova VSI com 5,5% de ligante asfáltico



- 5,0%

Para o teor de ligante igual a 5,0%, os corpos de prova também atingiram uma compactação maior que 100% aos 100 giros como pode ser visto a seguir.

Figura 48 - Teor de ligante 5,0% VSI

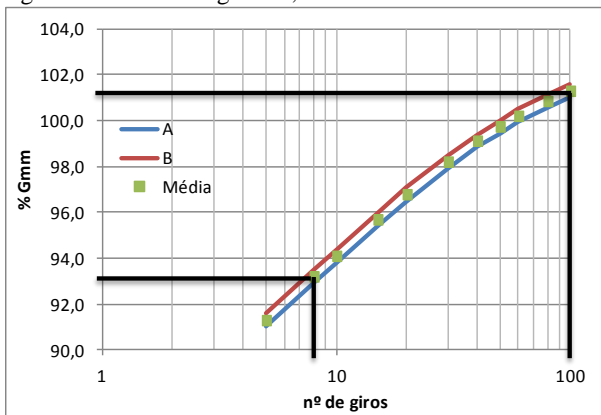


Figura 49 - Corpo de prova VSI com 5,0% de ligante asfáltico



- 4,5%

Os corpos de prova moldados com 4,5% de ligante asfáltico já apresentaram uma compactação menor que 100% aos 100 giros, porém ainda acima do recomendado que é 96%. Sendo assim, esta porcentagem de ligante ainda foi considerada alta para esta granulometria.

Figura 50 - Teor de ligante 4,5% VSI

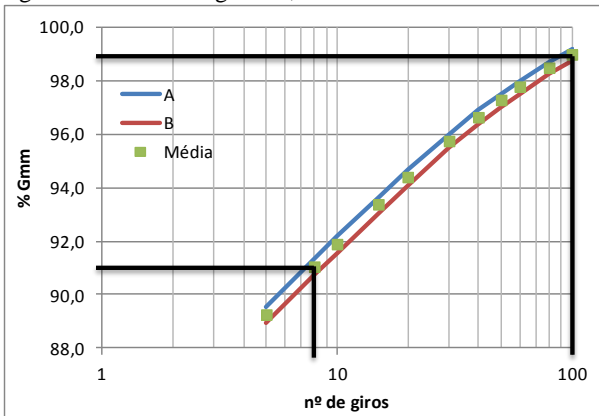


Figura 51 - Corpo de prova VSI com 4,5% de ligante asfáltico



- 4,0%

Este teor de ligante asfáltico ainda forneceu dados de compactação maiores que os esperados, levando a 97,2% a 100 giros. Isto resulta em 2,8% de vazios, ainda menor que os 4% esperados.

Figura 52 - Teor de ligante 4,0% VSI

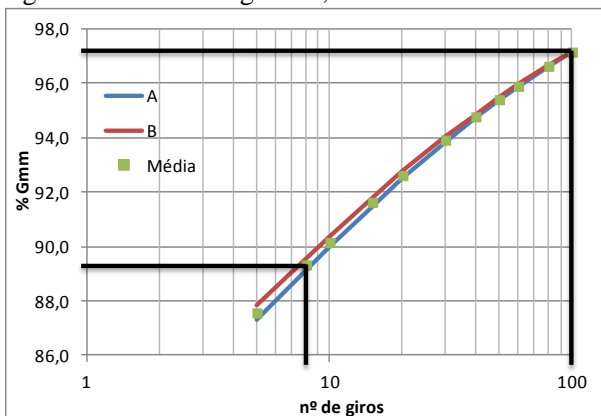


Figura 53 - Corpo de prova VSI com 4,0% de ligante asfáltico



- 3,5%

Neste teor de ligante, a compactação ficou abaixo de 96% aos 100 giros indicando que a porcentagem de projeto de ligante, estaria presente entre os teores de 3,5 e 4,0%.

Figura 54 - Teor de ligante 3,5% VSI

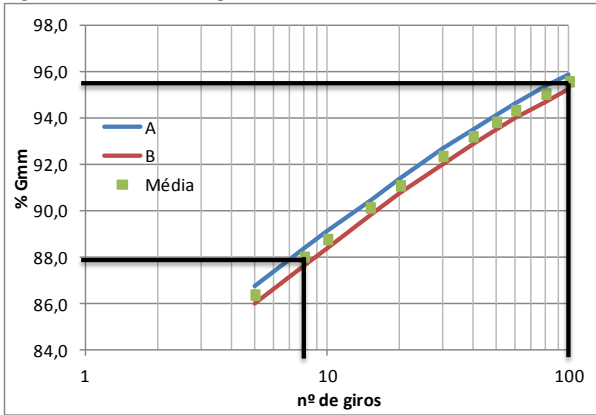


Figura 55 – Corpo de prova VSI com 3,5% de ligante asfáltico



- Teor de projeto de ligante – 3,6%

Este teor de ligante foi adotado por levar a um volume de vazios de 4% aos 100 giros ($N_{projeto}$). Além disso, aos 8 giros ($N_{inicial}$) a compactação era menor que 89% e, quando levado aos 160 giros ($N_{máximo}$), ainda ficou com menos de 98% de compactação como pode ser observado no gráfico a seguir.

Figura 56 - Teor de ligante de projeto 3,6% VSI

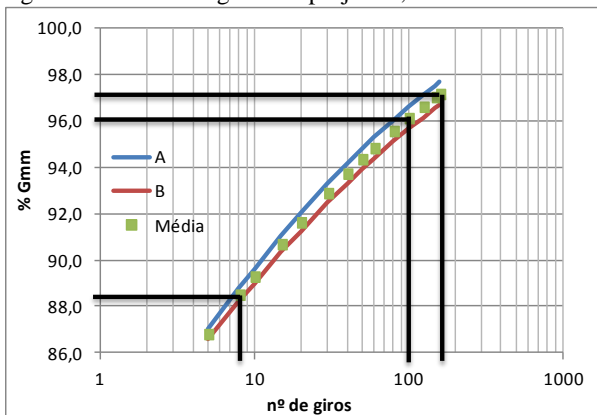
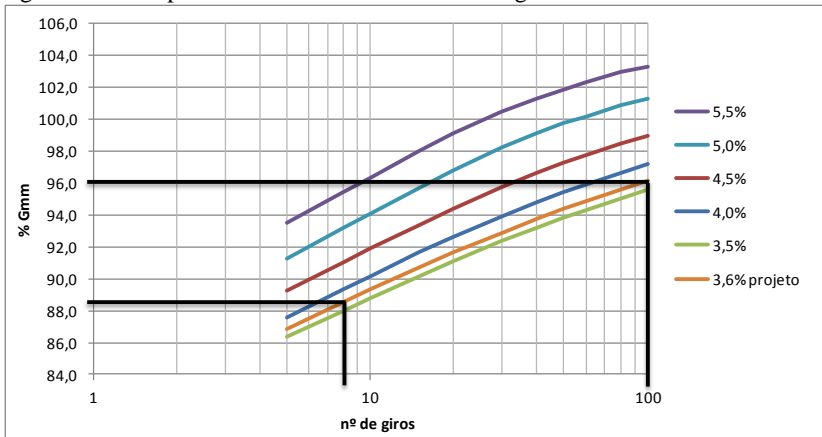


Figura 57 - Corpo de prova VSI com 3,6% de ligante asfáltico



A seguir, mostra-se um gráfico comparativo com todos os teores de ligantes testados para a granulometria com o agregado VSI, incluindo o teor de projeto.

Figura 58 - Comparativo entre todos os teores de ligante testados VSI



4.3.3.2 Dosagem CONE

Para o agregado provindo do britador cônico, foram utilizados 4,5, 5,0 e 5,5% de ligante asfáltico para a determinação do ligante de projeto da mistura. A seguir são apresentados os gráficos de cada teor juntamente com uma foto de um dos corpos de prova moldados neste teor e uma breve explicação de cada um deles. Nos gráficos, as retas apresentadas na cor preta mostram a % de Gmm aos 8 e aos 100 giros ($N_{inicial}$ e $N_{projeto}$, respectivamente), lembrando novamente que a % de Gmm esperada aos 8 giros é <89% e aos 100 giros é de 96%.

- 5,5%

Quando testado, este teor de ligante resultou em um volume de vazios nos corpos de prova menor que 4%, ou seja, 5,5% de ligante asfáltico seria um teor muito alto para a granulometria utilizada.

Figura 59 - Teor de ligante 5,5% CONE

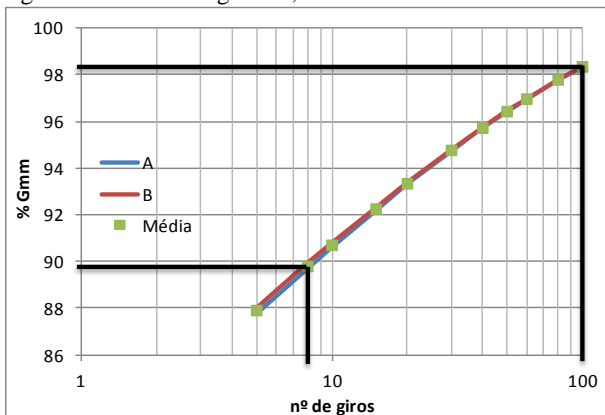


Figura 60 - Corpo de prova CONE com 5,5% de ligante asfáltico



- 5,0%

Com um teor de ligante de 5,0%, o resultado obtido foi similar ao anterior, onde o teor de vazios ficou abaixo de 4%, havendo, portanto, a compactação acima do valor máximo permitido (96%).

Figura 61 - Teor de ligante 5,0% CONE

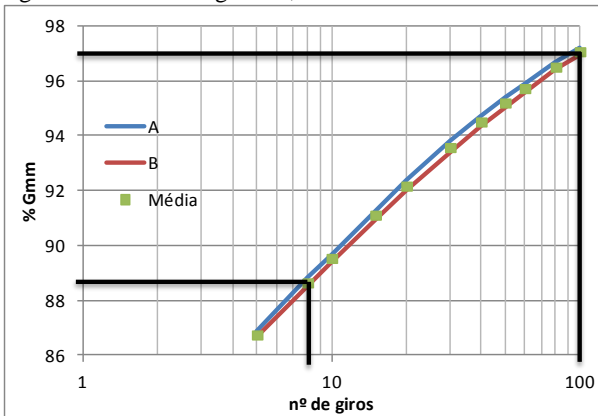


Figura 62 - Corpo de prova CONE com 5,0% de ligante asfáltico



- 4,5%

Este teor de ligante, quando testado, resultou em compactação menor que 96%, logo, volume de vazios maior que 4%. Assim, pôde-se perceber que o teor de projeto estaria entre 4,5 e 5,0% de ligante asfáltico.

Figura 63 - Teor de ligante 4,5% CONE

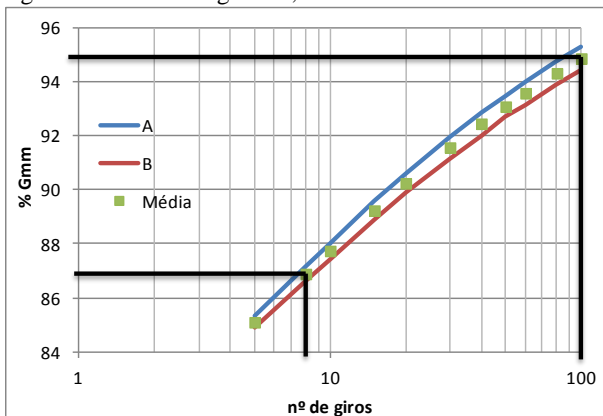


Figura 64 – Corpo de prova CONE com 4,5% de ligante asfáltico



- Teor de projeto de ligante – 4,8%

Este teor de ligante foi adotado por levar a um volume de vazios de 4% aos 100 giros (N_{projeto}). Além disso, aos 8 giros (N_{inicial}) a compactação era menor que 89% e, quando levado aos 160 giros ($N_{\text{máximo}}$), ainda ficou com menos de 98% de compactação como pode ser observado no gráfico a seguir.

Figura 65 - Teor de projeto de ligante 4,8% CONE

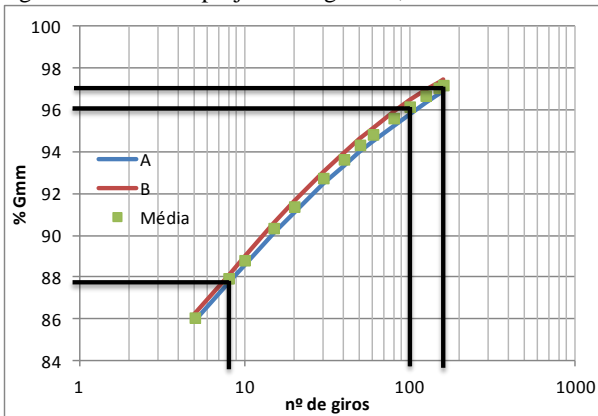
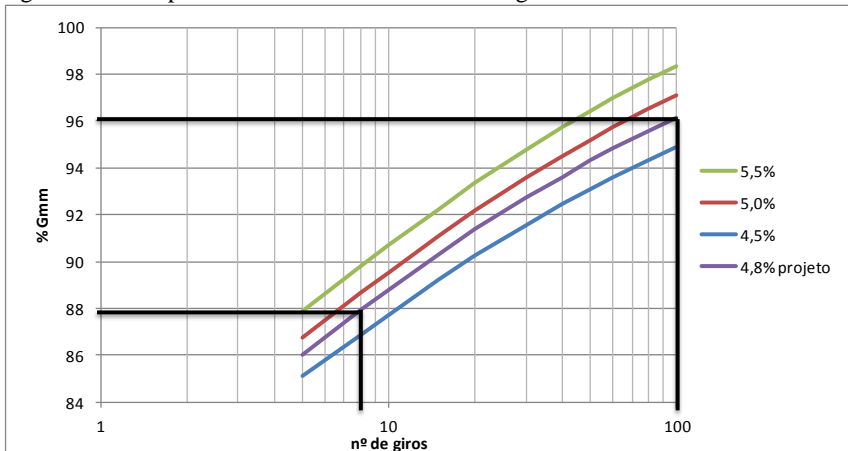


Figura 66 - Corpo de prova CONE com 4,8% de ligante asfáltico



A seguir é mostrado um gráfico contendo todos os teores de ligante asfáltico testados para a granulometria composta por agregados providos do britador cônico, incluindo o teor de ligante de projeto.

Figura 67 - Comparativo entre todos os teores de ligante testados CONE

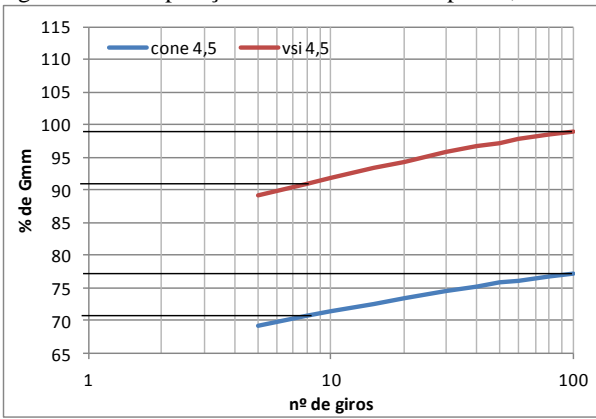


Mesmo as duas misturas não tendo sido produzidas com granulometrias perfeitamente iguais, por encaixarem-se no mesmo intervalo granulométrico e serem muito próximas, como apresentado na Figura 49 em 4.3.1, pode-se fazer uma análise comparativa dos teores de projeto de ligante asfáltico encontrados.

Como era esperado, o agregado VSI, mais cúbico, demandou menos ligante para atingir a compactação necessária do que o agregado lamelar provindo do britador cônico. Isto se deve ao maior empacotamento dos agregados cúbicos, fazendo com que interajam melhor entre si e demandem menos ligante asfáltico para atingir a compactação necessária. Isso demonstra também que a mistura asfáltica produzida com agregados mais cúbicos é mais trabalhável que a mistura produzida com agregados lamelares.

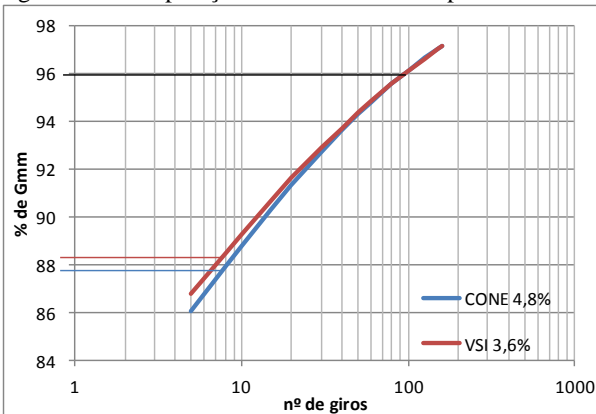
A trabalhabilidade de misturas asfálticas é influenciada por diversos fatores. Desde a quantidade de agregado fino até mesmo o formato dos grãos e a quantidade de ligante asfáltico utilizada. Para uma análise deste parâmetro, foram plotados gráficos utilizando a %Gmm *versus* o número de giros do compactador giratório com o teor 4,5% de ligante asfáltico, por ter sido utilizado para os dois tipos de misturas asfálticas. A seguir, é apresentado o gráfico onde é possível notar que a mistura composta por agregados VSI, consegue atingir a %Gmm antes da mistura de agregados CONE para o mesmo teor de ligante.

Figura 68 - Comparação entre VSI e CONE para 4,5% de ligante



Além disso, foi plotado gráfico de comparação entre os teores ideais de ligante. Na Figura 73, pode-se ver que as duas misturas asfálticas atingem 96% de compactação aos 100 giros, ficam abaixo de 89% de Gmm aos 8 giros e abaixo de 98% aos 160 giros.

Figura 69 - Comparação entre VSI e CONE para os teores de projeto de ligante



4.3.4 Ensaios de caracterização mecânica das misturas

4.3.4.1 Resistência à tração por compressão diametral (RT)

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral foi realizado de acordo com a norma DNIT 136/2010-ME com os corpos de prova moldados no teor de projeto de ligante. Os resultados são apresentados no Quadro 26.

Quadro 26 – Resistência à tração por compressão diametral

Agregado	RT
VSI	1,16
CONE	1,05

4.3.4.2 Ensaio de módulo de resiliência

O ensaio de módulo de resiliência foi realizado de acordo com a norma DNIT 135/2010-ME com os corpos de prova moldados no teor de projeto de ligante. Os resultados deste ensaio são mostrados no Quadro 27 com o módulo de resiliência (MR) apresentado em MPa.

Quadro 27 - Módulo de resiliência

Agregado	MR
VSI	5912
CONE	5752

4.4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

O ensaio de deformação permanente foi realizado segundo a norma AFNOR NF P 98-253-1, com as placas moldadas no teor de projeto de ligante para cada tipo de mistura asfáltica. Os resultados do ensaio são visualizados nas Figuras 70 e 71.

Figura 70 - Deformação permanente - VSI

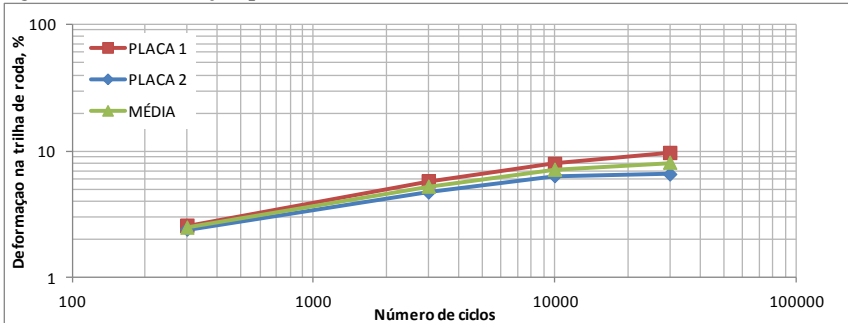
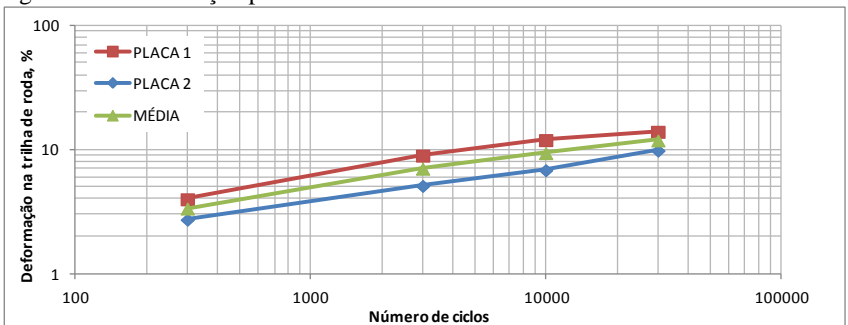


Figura 71 - Deformação permanente – CONE



Com este ensaio, pôde-se perceber que a evolução das trilhas de roda nas placas moldadas com mistura asfáltica com agregado tipo CONE foram maiores que nas placas de agregados VSI, como era esperado. Esta evolução foi 3,84% maior para a mistura composta de agregados lamelares, mostrando que os agregados cúbicos têm um melhor desempenho quanto à deformação permanente em misturas asfálticas.

O valor médio das duas placas de deformação permanente aos 30.000 ciclos para a mistura asfáltica composta de agregados VSI foi 8,10% (6,54% para a placa ensaiada no lado esquerdo da máquina e 9,66% para a placa ensaiada no lado direito da máquina) e para a mistura de agregados CONE foi de 11,94% (9,82% para a placa ensaiada no lado esquerdo e 14,05% para a placa ensaiada no lado direito da máquina).

Segundo a especificação francesa, que indica 10% como limite para a deformação permanente, a mistura produzida com agregados CONE seria susceptível a este tipo de deformação e não deveria ser utilizada, conforme era esperado.

Os resultados do ensaio de deformação permanente corroboram com os ensaios de índice de forma e angularidade do agregado fino. Novamente, devido ao caráter acadêmico desta pesquisa, seguiu-se com a realização dos ensaios, porém na prática, o agregado CONE seria descartado.

CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA TRABALHOS FUTUROS

A utilização de agregados providos do britador tipo VSI deve ser considerada uma opção para empresas que fabricam mistura asfáltica. Estes agregados, por possuírem maior cubicidade, apresentam melhores características quando aplicados em misturas asfálticas a quente do que agregados lamelares, como é o caso do agregado provindo do britador cônico. Além disso, as misturas feitas com o agregado cominuído pelo britador VSI demandam menor quantidade de ligante asfáltico na sua fabricação para a mesma porcentagem de vazios.

Além disso, deve-se considerar a vantagem ambiental de se conseguir produzir agregados cúbicos, não havendo mais a necessidade da busca por jazidas de areia, para o caso do concreto Portland, por exemplo. Ainda na parte ambiental, pode-se citar a menor utilização de ligante asfáltico, um bem não renovável.

Também se pôde mostrar que a deformação permanente, quesito tão discutido quando se fala em misturas asfálticas, é menor em misturas compostas de agregados de formato mais cúbico do que em misturas compostas de agregados lamelares.

Neste trabalho, foi abordada a dosagem de duas misturas asfálticas utilizando, cada uma, um tipo de agregado. Um deles provindo apenas de britagem primária pelo britador de mandíbulas e secundária pelo cônico, chamado neste trabalho simplesmente de CONE; e o outro, aqui denominado simplesmente VSI, além do mesmo processo do primeiro, recebeu também a britagem terciária realizada pelo britador VSI.

Com estas misturas asfálticas, foram moldados corpos de prova no teor de projeto de ligante através do compactador giratório para ensaios de tração por compressão diametral e módulo resiliente. Posteriormente, foram moldadas placas, também no teor de projeto de ligante, utilizando a mesa compactadora LCPC, para ensaios de deformação permanente realizado com a utilização do simulador de tráfego LCPC.

Para definir o teor de projeto de ligante, foi utilizada a metodologia SUPERPAVE. Os teores obtidos foram de 3,6% para a mistura composta de agregados VSI e 4,8% para a mistura de agregados CONE.

Através da moldagem dos corpos de prova, conseguiu-se mostrar que a mistura produzida com agregados mais cúbicos é mais trabalhável, atingindo a compactação necessária com menor quantidade de ligante asfáltico. Sendo assim, esse tipo de mistura se torna mais econômico.

Do ensaio de deformação permanente, a mistura asfáltica composta por agregados cúbicos obteve melhores resultados, ou seja, menor

deformação ao final dos 30.000 ciclos, também mostrando que este tipo de agregado é mais adequado para produção de misturas asfálticas, quando comparado a agregados lamelares.

No caso da mistura produzida com agregados provindos do britador VSI, a qual demandou uma porcentagem baixa de ligante asfáltico (3,6%) se comparado com misturas tradicionais, será necessária uma análise quanto ao desempenho à fadiga, pois se mostrou adequada quanto à deformação permanente, porém pode haver comprometimento quanto à fadiga devido ao baixo teor de ligante.

Assim, num primeiro momento, esta camada seria recomendada para camada de rolamento. No caso de uma espessura de revestimento de 10 centímetros, para a camada inferior (camada de ligação) deveria ser projetada uma mistura resistente à fadiga.

Além disso, pode-se afirmar que esta solução não é definitiva para todas as plantas de britagem. Deve-se fazer um estudo caso a caso para saber se os agregados podem ser utilizados apenas com a britagem secundária pelo britador cônico, pois muitas britagens apenas utilizam o britador cônico e conseguem obter agregados bastante cúbicos. Dependendo do tipo da rocha, a mesma necessitará uma cominuição diferenciada para atingir o índice de forma requerido pelas normas de materiais para misturas asfálticas a quente.

Como proposta para trabalhos futuros pode-se citar:

- A produção de misturas asfálticas utilizando a metodologia SUPERPAVE completa, ou seja, com a escolha da melhor composição granulométrica entre mais opções e não somente uma como foi realizado neste trabalho;
- Produção de misturas asfálticas com combinações entre os agregados VSI e CONE;
- Análise da deformação permanente utilizando-se o mesmo teor de ligante asfáltico para os dois tipos de agregados;
- Análise da fadiga em misturas asfálticas produzidas com agregados dos dois formatos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agência Nacional de Transportes Terrestres - ANTT. Disponível em <<http://www.antt.gov.br/>>. Acesso em 10/10/2013.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T 209: Theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures. Washington, DC, Estados Unidos da América. 1999.

ALMEIDA, S. L. M.; SAMPAIO, J. A.; SILVA, V. S. **Produção de área artificial com base em final de brita de granito**. Artigo. Rio de Janeiro, 2005.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. NF P 98-250-2 - essais relatifs aux chaussées – préparation des mélanges hydrocarbonés – partie 2: compactage des plaques. França, 1991.

_____. NF P 98-253-1 – essais relatifs aux chaussées – déformation permanente des mélanges hydrocarbonés. França, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5564: Via férrea – Lastro ferroviário – Requisitos e métodos de ensaio. Rio de Janeiro, 2011.

_____. NBR 6296: Produtos betuminosos e semissólidos - Determinação da massa específica e densidade relativa. Rio de Janeiro, 2012.

_____. NBR 6560: Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do anel e bola. Rio de Janeiro, 2008 Versão corrigida 2008.

_____. NBR 6576: Materiais asfálticos - Determinação da penetração. Rio de Janeiro, 2007.

_____. NBR 6954: Lastro-padrão – determinação da forma do material. Rio de Janeiro, 1989.

____. NBR 7809: Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro. Rio de Janeiro, 2006 – Versão corrigida: 2008.

____. NBR 12948: Materiais para concreto betuminoso usinado a quente – Especificação. Rio de Janeiro, 1993.

____. NBR 15087 – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 2012.

____. NBR 15184: Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional. Rio de Janeiro, 2004.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 1252: Uncompacted Void Content of Fine Aggregate. Pensilvânia, Estados Unidos da América, 2006.

____. ASTM D 2041: Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures. West Conshohocken, PA, Estados Unidos da América, 2000

BAESSO, D. P. **Estradas Rurais Técnicas Adequadas de Manutenção**. Florianópolis, DER, 2003.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B., **Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros**. Petrobras Asfaltos, ABEDA, Rio de Janeiro, 2008 e 2010.

BRITADOR VSI. Disponível em: <<http://britadorvsi.blogspot.com.br/2012/11/britador-vsi.html>> Acesso em 27/05/2013.

CENTRO DE TECNOLOGIA MINERAL - CETEM. Disponível em <http://www.cetem.gov.br/publicacao/extracao_de_ouro/> Acesso em 23/03/2013.

CNT - CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Pesquisa CNT de rodovias 2012: relatório gerencial. Brasília: CNT : SEST : SENAT, 2012.

CUNHA, M. B. Avaliação do Método Bailey de Seleção Granulométrica de Agregados para Misturas Asfálticas. Dissertação. São Carlos, 2004.

DESMONTEC Demolições e Terraplenagem. Disponível em: <<http://www.desmontec.com/obra.php?id=34>> Acesso em 08/06/2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER 043: Misturas betuminosas a quente – ensaio Marshall – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1995.

_____. DNER 083: Agregados – análise granulométrica – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998.

_____. DNER 084: Agregado miúdo – determinação da densidade real – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2006.

_____. DNIT 135: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

_____. DNIT 136: Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

FONTES, L. P. T. Otimização do Desempenho de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha para Reabilitação de Pavimentos. Portugal, 2009.

GARDETE, D. C. Comparação de Ensaio Laboratoriais para a Caracterização de Misturas Betuminosas à Deformação Permanente. Dissertação. Coimbra, 2006.

GARDETE, D., SANTOS, L. P. Caracterização de misturas betuminosas à deformação permanente em laboratório. Artigo. Portugal, 2006.

GOUVEIA, L. T. Contribuições ao Estudo da Influência de Propriedades de Agregados no Comportamento de Misturas Asfálticas Densas. Dissertação. São Carlos, 2006.

ICOG – Ilustre Colegio Oficial de Geólogos. Disponível em <www.icog.es> Acesso em 23/08/2013.

INDOT – Indiana Department of Transportation. Aggregate Production. Disponível em <http://www.in.gov/indot/files/chapter_05.pdf> Acesso em 01/07/2013.

INFRAESTRUTURA URBANA. Disponível em: <infraestruturaurbana.com.br> Acesso em 30/07/2013.

JACOB, J. S., STOCCO, J. L., SCHANKOSKI, R. A., ALBUQUERQUE, V. M. **Avaliação da Geração de Resíduos na Produção de Agregados em uma Pedreira da Grande Florianópolis.** Trabalho de pós-graduação. Florianópolis, 2010.

LOPES, M. M. **Programa Interlaboratorial de Agregados e Misturas Asfálticas da REDE ASFALTO N/NE.** Dissertação. Fortaleza, 2010.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos.** 1. ed. Rio de Janeiro, 1997.

MOTTA, L. M. G., TONIAL, I., LEITE, L. M., CONSTANTINO, R. S. **Princípios do projeto e análise Superpave de misturas asfálticas.** Rio de Janeiro, 1996.

MOURA, E. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório.** Tese. São Paulo, 2010.

NECEPT – Northeast Center of Excellence for Pavement Technology. Disponível em <<http://www.superpave.psu.edu/index.aspx>> Acesso em 03/07/2013.

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

O Diário. Disponível em: <http://www.odiario.net/noticias/Pedreira+da+Serra+Grande+produz+areia+industrial--03_04_2013> Acesso em 24/05/2013.

PAIS, J. C., FONTES, L. P. T. L., TRICHÊS, G., PEREIRA, P. A. A. **Comportamento à fadiga e à deformação permanente de misturas asfálticas confeccionadas com alfalto-borracha brasileiro.** Artigo. Portugal, 2008.

PAIS, J. C., SOUSA, J. B., FONSECA, P., FREIRE, A. C. **Comparação da vida à fadiga e deformação permanente entre misturas com betume modificado com borracha reciclada e pneus convencionais.** Artigo. Portugal, 1999.

RIMMER, H. W.; SWAROOP, S.; FLAVEL, M. D.; LEVERANCE, N. C. **Equipment Sizing and Process Design Procedures for Crushing and Screening Circuits. Advances in Mineral Processing: a Half-Century of Progress in Application of Theory to Practice.** New Orleans, 1986.

Rodovias Verdes. Disponível em: <www.rodoviasverdes.ufsc.br> Acesso em 15/07/2013.

SCOTTIMAQ Britadores e Moinhos. Disponível em <<http://www.scottimaq.com.br/britadores+conicos.html>> Acesso em 05/04/2013.

SHIBANG MACHINERY. Disponível em: <<http://www.crushers.co.in/>> Acesso em 07/06/2013.

SILVA, M. V. **Desempenho à deformação permanente entre amostras com ligante convencional e ligante com adição de borracha.** Trabalho de Conclusão de Curso. Florianópolis, 2013.

SPECHT, L. P. **Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus.** Tese. Porto Alegre, 2004.

STOCCO, J. L. **Otimização da granulometria de agregados graúdos de britagem para uso em concreto dosado em central.** Projeto de qualificação. Florianópolis, 2012.

TECPAR – Instituto de Tecnologia do Paraná. **Dossiê técnico – Cal e Calcário**. Responsável: Marcos Rogério Tomás. 2007.

VALVERDE, F. M. **Agregados para construção civil**. Em: Balanço Mineral Brasileiro 2001. São Paulo, 2001.

ZL Equipamentos & Caldeiraria. Disponível em: <http://www.zlequipamentos.com.br/produtos/produtos_conteudo.php?categ=7&id=120> Acesso em 27/05/2013.