

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE DE DESEMPENHO FUNCIONAL E MECÂNICO DO
CONCRETO ASFÁLTICO TIPO STONE MATRIX ASPHALT
(SMA) PARA PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS**

CAMILA CÂNDIDA DA SILVA
JULIANA FRUTUOSO GOMES

ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS
CO-ORIENTADOR: JUAN GABRIEL BASTIDAS MARTINEZ

PROJETO FINAL II EM ENGENHARIA CIVIL

BRASÍLIA - DF, DEZEMBRO DE 2015

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE DESEMPENHO FUNCIONAL E MECÂNICO DO
CONCRETO ASFÁLTICO TIPO STONE MATRIX ASPHALT
(SMA) PARA PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS**

**CAMILA CÂNDIDA DA SILVA
JULIANA FRUTUOSO GOMES**

**TRABALHO DE PROJETO FINAL SUBMETIDO AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.**

APROVADA POR:

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**JUAN GABRIEL BASTIDAS MARTINEZ, MSc. (UnB)
(CO-ORIENTADOR)**

**FRANCISCO EVANGELISTA JÚNIOR, DSc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**LUIZ GUILHERME RODRIGUES DE MELLO, DSc. (DNIT)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA - DF, 14 DE DEZEMBRO DE 2015.

FICHA CATALOGRÁFICA

SILVA, CAMILA CÂNDIDA DA; GOMES, JULIANA FRUTUOSO

Análise do Desempenho Funcional e Mecânico do Concreto Asfáltico tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA) para Pavimentos Aeroportuários [Distrito Federal] 2015.

x, 67 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2015)

Trabalho de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. *Stone Matrix Asphalt* (SMA) 2. Pavimentos Aeroportuários

3. Desempenho Funcional 4. Desempenho Mecânico

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SILVA, C.C.; GOMES, J.F. (2015). Análise de Desempenho Funcional e Mecânico do Concreto Asfáltico tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA) para Pavimentos Aeroportuários. Trabalho de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 67 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Camila Cândida da Silva; Juliana Frutuoso Gomes

TÍTULO DO TRABALHO DE PROJETO FINAL: Análise de Desempenho Funcional e Mecânico do Concreto Asfáltico tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA) para Pavimentos Aeroportuários

GRAU / ANO: Bacharéis em Engenharia Civil / 2015

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. Os autores reservam outros direitos de publicação e nenhuma parte deste trabalho de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito dos autores.

Camila Cândida da Silva

QNA 39 casa 9

72110390 – Taguatinga/DF – Brasil

Juliana Frutuoso Gomes

QSD 12 casa 38

72020120 – Taguatinga/DF – Brasil

AGRADECIMENTOS

Gostaríamos de agradecer, primeiramente, à Deus pelo dom da vida e por nos permitir acreditar em dias melhores, sempre que as dificuldades apareciam e nos desanimavam.

Às nossas famílias, que nos ensinaram o valor da educação e nos incentivaram na busca pela realização de nossos sonhos.

Ao professor Márcio, pela paciência e orientação ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Ao nosso co-orientador, Juan, que sempre esteve disposto a nos ajudar, disponibilizando seu tempo e conhecimento em todas as etapas deste estudo.

Aos nossos colegas de laboratório, Igor e Jaime, sem os quais não seria possível a realização deste trabalho.

Por fim, não podemos deixar de agradecer aos nossos amigos, que dividiram conosco as dificuldades e alegrias nesses anos de UnB, e ao Bruno e ao Rodrigo, pelo companheirismo e apoio nessa reta final.

RESUMO

Ao longo dos anos, observa-se um aumento considerável na utilização do transporte aéreo em todo Brasil, com uma maior frequência nos voos e aeronaves cada vez mais pesadas, com maiores capacidades. Isso resulta numa maior solicitação nas pistas aeroportuárias, que precisam estar preparadas para essa nova realidade a fim de manter a qualidade de seu revestimento e garantir a segurança dos usuários. Nesse sentido, fazem-se necessárias atualizações no dimensionamento da estrutura do pavimento com o objetivo de melhorar seu desempenho funcional e estrutural. Uma das soluções que vem sendo estudadas é a substituição do revestimento asfáltico convencional, que é feito tradicionalmente em CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente). Uma tendência que se observa em vários países, é a substituição dessa mistura pelo SMA (*Stone Matrix Asphalt*), uma mistura asfáltica de revestimento usinada a quente que apresenta graduação descontínua, que tem apresentado bons resultados quanto à durabilidade, resistência a deformações permanentes, atrito superficial, entre outros. Seguindo essa tendência, o Aeroporto Internacional de Brasília, que atualmente é o segundo maior aeroporto do país em movimentação de passageiros, apresentou um projeto de reabilitação de uma de suas pistas de pouso e decolagem com o uso do SMA como revestimento. Com base nisso, o presente trabalho tem por objetivo analisar o desempenho no laboratório do SMA como revestimento asfáltico em pistas de aeroportos. Para isso, faz-se uma breve revisão bibliográfica acerca dos métodos de avaliação funcional de pavimentos aeroportuários e do histórico dessa mistura, incluindo sua aplicação em rodovias e aeroportos pelo mundo, bem como do método Superpave de dosagem. Além disso, são apresentadas a dosagem da mistura SMA e a metodologia utilizada para avaliação de seu desempenho mecânico e funcional, seguida pela análise de seus resultados.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO.....	2
1.2 OBJETIVOS.....	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS.....	4
2.2 AVALIAÇÃO FUNCIONAL DE PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS	5
2.3 SMA – STONE MATRIX ASPHALT	11
2.3.1 CARACTERÍSTICAS (VANTAGENS E DESVANTAGENS).....	12
2.3.2 APLICAÇÕES EM AEROPORTOS DO MUNDO	14
2.4 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS.....	18
2.4.1 DOSAGEM SUPERPAVE	19
2.4.2 DOSAGEM DE MISTURAS SMA.....	21
3. METODOLOGIA APLICADA	23
3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS	24
3.1.1 DETERMINAÇÃO DA CURVA GRANULOMÉTRICA.....	24
3.1.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS.....	25
3.2 CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO.....	28
3.2.1 PRODUÇÃO DO ASFALTO-BORRACHA.....	29
3.2.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO ASFALTO-BORRACHA	30
3.3 DOSAGEM	32
3.4 CONFECÇÃO DA PLACA ASFÁLTICA	35
3.5 AVALIAÇÃO FUNCIONAL DA MISTURA.....	37
3.6 EXTRAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA	39
3.7 ENSAIOS MECÂNICOS.....	40
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	46
4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS	46
4.2 CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO.....	48
4.3 DOSAGEM DA MISTURA.....	50
4.4 CONFECÇÃO DA PLACA ASFÁLTICA E EXTRAÇÃO DOS CORPOS-DE- PROVA	53
4.5 ENSAIOS FUNCIONAIS	55
4.6 ENSAIOS MECÂNICOS.....	57
5. CONCLUSÃO	62
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	64

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - RELACIONAMENTO DE TEXTURA DA SUPERFÍCIE E OUTROS FATORES (PIARC, 2003 APUD RAMOS, 2011).....	8
FIGURA 2.2 - EXTENSÃO DO USO DE SMA EM PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS NA EUROPA (CAMPBELL, 1999).....	14
FIGURA 3.1 - METODOLOGIA DO PROJETO	23
FIGURA 3.2 - EQUIPAMENTO UTILIZADO NO ENSAIO DE PARTÍCULAS ALONGADAS E ACHATADAS	26
FIGURA 3.3- ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DA CONDIÇÃO SATURADA COM SUPERFÍCIE SECA DOS AGREGADOS MIÚDOS.....	27
FIGURA 3.4- ENSAIO DE ANGULARIDADE DO AGREGADO MIÚDO.....	28
FIGURA 3.5- BORRACHA TRITURADA UTILIZADA NA MISTURA	29
FIGURA 3.6- EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NA PRODUÇÃO DO ASFALTO-BORRACHA.....	30
FIGURA 3.7- EQUIPAMENTO UTILIZADO NA DETERMINAÇÃO DA VISCOSIDADE BROOKFIELD.....	31
FIGURA 3.8- ENSAIO DE RECUPERAÇÃO ELÁSTICA	32
FIGURA 3.9 - COMPACTAÇÃO E DESFORMA DOS CORPOS-DE-PROVA A DIFERENTES TEORES.....	33
FIGURA 3.10 - APARELHO PARA DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE RICE.....	33
FIGURA 3.11 - CONFECÇÃO DA PLACA ASFÁLTICA.....	36
FIGURA 3.12 - ENSAIO DE MANCHA DE AREIA EM ANDAMENTO.....	37
FIGURA 3.13 - ENSAIO DO PÊNDULO BRITÂNICO.....	38
FIGURA 3.14 - EXTRAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA.....	40
FIGURA 3.15 – EQUIPAMENTO UTILIZADO NO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO, COM DETALHE DO CORPO-DE-PROVA ENSAIADO.....	41
FIGURA 3.16 – ENSAIO DE ESTABILIDADE MARSHALL	42
FIGURA 3.17 - EQUIPAMENTO UTILIZADO NO ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA	43
FIGURA 3.18 - APARATO EXPERIMENTAL UTILIZADO NO ENSAIO DE <i>CREEP</i> ESTÁTICO.....	44
FIGURA 4.1 - CURVA GRANULOMÉTRICA UTILIZADA.....	46
FIGURA 4.2 - AMOSTRA RESULTANTE DO ENSAIO DE ADESIVIDADE	48
FIGURA 4.3 - CURVA DA VISCOSIDADE EM FUNÇÃO DO TEMPO	50
FIGURA 4.4 - TEOR DE LIGANTE VERSUS PORCENTAGEM DE VAZIOS	51
FIGURA 4.5 - TEOR DE LIGANTE VERSUS PORCENTAGEM DE VAZIOS COMPLEMENTADA.....	52
FIGURA 4.6 - CORPOS-DE-PROVA EXTRAÍDOS DA PLACA ASFÁLTICA.....	54
FIGURA 4.7 - ASPECTO VISUAL DA MISTURA COMPACTADA NA PLACA.....	55
FIGURA 4.8- VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE ATRITO COM A VELOCIDADE	57
FIGURA 4.9 - CURVAS DE DESLOCAMENTO E DEFORMAÇÃO EM FUNÇÃO DO TEMPO	60
FIGURA 4.10 - FUNÇÃO FLUÊNCIA	61

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1- CLASSES DE MICROTTEXTURA (ABPV, 1994 APUD BERNUCCI ET. AL., 2007)	9
TABELA 2.2 - CLASSES DE MACROTTEXTURA (ABPV,1999 APUD BERNUCCI ET. AL., 2007)	9
TABELA 2.3 - VALORES DE COEFICIENTES DE ATRITO EM PISTAS MOLHADAS DE ACORDO COM GÚZMAN (1995), APUD APS (2006).....	10
TABELA 2.4- CLASSIFICAÇÃO DO PAVIMENTO COM BASE NO VALOR DE IFI (APS, 2006).....	10
TABELA 2.5 - NÚMERO DE GIROS EM FUNÇÃO DO TRÁFEGO (FHWA E NHI, 2000)	20
TABELA 2.6 - DEFINIÇÃO DA FRAÇÃO DE GRAÚDA DE AGREGADO (NAPA, 2002)	22
TABELA 2.7 - ESPECIFICAÇÃO PARA MISTURAS SMA PARA MISTURAS COMPACTADAS PELO CGS (NAPA, 2002)	22
TABELA 3.1 - FAIXAS GRANULOMÉTRICAS PARA O SMA 12,5MM	25
TABELA 3.2 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS	25
TABELA 3.3 - ESPECIFICAÇÃO PARA A GRANULOMETRIA DA BORRACHA (ADOT APUD QUIÑONES, 2011)	29
TABELA 3.4- ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO ASFALTO BORRACHA	30
TABELA 4.1 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS	47
TABELA 4.2 - RESULTADO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO ASFALTO-BORRACHA.....	49
TABELA 4.3 - RESULTADO DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO CAP 50/70 (REFINARIA GABRIEL PASSOS).....	49
TABELA 4.4 - PARÂMETROS OBTIDOS NA COMPACTAÇÃO A DIFERENTES TEORES DE LIGANTE	51
TABELA 4.5 - PARÂMETROS OBTIDOS NA COMPACTAÇÃO DAS AMOSTRAS COM 5% E 5,5% DE LIGANTE	52
TABELA 4.6 - DENSIDADE E VOLUME DE VAZIOS DOS CORPOS-DE-PROVA EXTRAÍDOS	54
TABELA 4.7 - RESULTADOS PARA O ENSAIO DE MANCHA DE AREIA.....	55
TABELA 4.8 - RESULTADOS PARA O ENSAIO DO PÊNDELO BRITÂNICO	56
TABELA 4.9 - RESULTADOS DO IFI PARA 60 KM/H.....	56
TABELA 4.10 - RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARA O SMA.....	58
TABELA 4.11 - RESISTÊNCIA À TRAÇÃO PARA O CBUQ (MARTINEZ, 2014).....	58
TABELA.4.12 - RESULTADOS OBTIDOS PARA O ENSAIO DE ESTABILIDADE MARSHALL.....	59
TABELA.4.13 - RESULTADOS OBTIDOS NO ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA	59

LISTA DE NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

- AAPTP - *Airfield Asphalt Pavement Technology Program*
- AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*
- ABNT – Associação Brasileira de normas técnicas
- ADOT – Departamento de Transportes do Arizona
- ANAC – Agência Nacional de Aviação Civil
- ANP – Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis
- ASTM - *American Society of Testing Materials*
- BPN – *British Pendulum Number*
- CAP – Concreto Asfáltico de Petróleo
- CBR – *California Bearing Ratio*
- CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente
- CGS – Compactador Giratório Superpave
- CP – Corpo-de-prova
- CPA – Camada Porosa de Atrito
- D(t) – Função fluência no tempo
- D_{ap} – Densidade aparente
- D_{cp} – Diâmetro médio do corpo-de-prova
- D_{elástica} – Deformação elástica horizontal
- DER – Departamento de Estradas e Rodagem
- D_m – Diâmetro médio da mancha de areia
- DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
- DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
- F – Carga vertical aplicada no ensaio de MR
- F₆₀ – Número de atrito
- FAA – *Federal Aviation Administration*
- FHWA – *Federal Highway Administration*
- F_R – Carga de ruptura à tração
- FR₆₀ – Fator de atrito para 60 km/h
- FRS - Valores de BPN medidos com o Pêndulo Britânico
- G_{mb} – Densidade aparente da mistura compactada

G_{mm} – Densidade máxima teórica

G_s – Massa específica da fração graúda do agregado compactado

G_{sb} - Massa específica aparente da composição de agregados

G_{sb-g} – Massa específica aparente da fração graúda do agregado

G_w – Massa específica da água

H – Altura do corpo-de-prova

HS – Altura média de areia

ICAO – *International Civil Aviation Organization*

IFI – *International Friction Index*

MR – Módulo de resiliência

NAPA – *National Asphalt Pavement Association*

NHI – National Highway Institute

$N_{inicial}$ – Número de giros inicial

$N_{máximo}$ – Número de giros máximo

$N_{projeto}$ – Número de giros de projeto

P_{CA} – Porcentagem da fração graúda em relação ao peso total da mistura

P_s – Porcentagem de agregado na mistura

RT – Resistência à tração

S – Velocidade de medição do atrito

SHRP - *Strategic Highway Research Program*

SMA – *Stone Matrix Asphalt*

S_p – Constante de velocidade

TMN - Tamanho máximo nominal dos agregados

T_x – Altura média da rugosidade

UFGS – *Unified Facilities Guide Specifications*

V – Volume de areia padronizada

V_a - Vazios de ar na amostra compactada

VAM – Vazios no agregado mineral

VCA_{DRC} - Vazios da fração graúda do agregado compactado

VCA_{MIX} - Vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada

Δ – Deformação elástica registrada no oscilógrafo

μ – Coeficiente de Poisson

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento econômico, social e político de um país está diretamente relacionado à infraestrutura de transportes disponível. O rápido escoamento de produtos estimula a competitividade de mercados e promove a economia. Além disso, uma rede de transportes bem planejada possibilita o deslocamento eficiente da população.

No Brasil, este fator se torna ainda mais determinante. Com 8.515.767 km² de área, o país ocupa a quinta posição no ranking dos maiores países em área territorial. Dessa forma, cresce a exigência de serviços de transportes capazes de otimizar os deslocamentos de mercadorias e pessoas.

Levando estes aspectos em consideração, constata-se que o transporte aéreo corresponde a uma boa alternativa para este problema, visto que a alta velocidade alcançada pelas aeronaves reduz o tempo gasto com deslocamentos, além de que este serviço tem apresentado custos mais acessíveis nos últimos anos. Ambos fatores ajudam a explicar o crescimento deste serviço no Brasil. Ao compará-lo com o modal rodoviário, observa-se que, em relação às viagens interestaduais com distância superior a 75 km, a participação deste modal passou de 69% em 2004, para 42% em 2013, em contraste com o modal aéreo, cuja participação aumentou de 31% para 58% no mesmo período (ANAC).

Entretanto, o crescimento na utilização do transporte aéreo reflete em duas condições principais: o aumento na frequência de voos efetuados e o desenvolvimento de aeronaves capazes de receber um número cada vez maior de passageiros e, conseqüentemente, mais pesadas. Estes dois fatores impactam diretamente no desempenho das pistas de pouso e decolagem presente nos aeródromos, já que aumentam as solicitações impostas a estas estruturas.

Portanto, atualizações no projeto de dimensionamento dessas estruturas se tornam essenciais, a fim de garantir segurança nas operações do serviço de transporte aéreo, especialmente as atividades de pouso e decolagem. Com estas modificações, espera-se que as pistas apresentem melhor desempenho quando solicitadas e, assim, os defeitos decorrentes do aumento de tráfego, tais como trincas por fadiga e afundamento de trilhas de roda, sejam mitigados.

Uma das soluções que tem sido estudada nos últimos anos refere-se à substituição do tipo de mistura asfáltica utilizada como revestimento nas pistas de pouso e decolagem. Atualmente, o principal tipo de mistura adotada é o Concreto Betuminoso Usinado a Quente

(CBUQ). Porém, esta tem apresentado uma série de falhas ao longo da vida útil dos pavimentos, os quais acredita-se que podem ser reduzidos com a substituição do material de revestimento.

Ao avaliar este processo de substituição do material de revestimento das pistas de aeroportos em diferentes países, nota-se uma tendência para a utilização do *Stone Matrix Asphalt* (SMA). Esta mistura é caracterizada pela elevada porcentagem de agregado graúdo, o que maximiza a interação grão/grão e resulta em boa capacidade mecânica e em níveis de atrito satisfatórios. Além disso, os vazios entre os agregados do SMA são preenchidos por um mástique rico em ligante asfáltico, com areia, fíler e fibras, que garante boas características de durabilidade, por exemplo.

É importante, portanto, analisar cada caso para se avaliar a viabilidade do uso de uma mistura em oposição a outra, sendo as características dos materiais e tecnologias disponíveis, bem como as condições sob as quais o lançamento será executado, fatores importantes e determinantes nessa decisão. Nesse processo, as experiências anteriores e a realização de ensaios laboratoriais são bastante úteis.

1.1 MOTIVAÇÃO

O Aeroporto Internacional de Brasília é, atualmente, o segundo maior aeroporto em movimentação de passageiros no país e possui duas pistas de pouso e decolagem para atender sua demanda. Entretanto, a pista sul, concluída em 2006, encontra-se em um estado regular de uso, com uma série de falhas que exigem a execução de uma obra de reabilitação. Esta obra foi proposta pela Inframerica, empresa concessionária do aeroporto, e está prevista para ser executada ao longo do primeiro semestre de 2016, sendo que seu diferencial corresponde à utilização de SMA como material de revestimento do pavimento.

Assim, um estudo prévio, feito por meio de revisão bibliográfica da aplicação desta mistura em outros países e pela realização de ensaios, tem vital importância para avaliar se a mistura, após implementada, terá capacidade de atender aos critérios funcionais exigidos e, portanto, se realmente corresponde a uma boa alternativa à mistura CBUQ utilizada atualmente.

Além disso, este estudo representa uma oportunidade na área de pavimentação no Brasil, visto que este material foi poucas vezes utilizado em pistas aeroportuárias no país, o que possibilita expandir o conhecimento sobre os materiais e técnicas relacionados à implementação do SMA.

1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem por objetivo geral analisar o desempenho funcional de concreto asfáltico do tipo SMA - *Stone Matrix Asphalt* como revestimento asfáltico em pistas aeroportuárias em substituição ao concreto convencional do tipo CBUQ, utilizando materiais próprios da região do Distrito Federal. Assim, pretende-se fazer uma contribuição mediante a interpretação e correlação de ensaios laboratoriais.

São objetivos específicos:

- Estudar os principais aspectos relacionados ao desempenho funcional de misturas asfálticas em SMA;
- Pesquisar os resultados da aplicação do SMA em diferentes aeroportos do mundo;
- Estudar o desempenho mecânico e funcional de misturas SMA por meio de ensaios laboratoriais;
- Verificar a aplicabilidade do SMA em revestimentos de pistas aeroportuárias com base nas propriedades encontradas nos ensaios realizados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O estado geral de um pavimento tem papel importante na garantia de uma operação eficiente de seu complexo aeroportuário. Um pavimento corretamente dimensionado e em boas condições de uso resulta em maior segurança e conforto aos seus usuários. Segundo a FAA (2009), pavimentos aeroportuários são construídos para proporcionar suporte adequado às cargas impostas pelas aeronaves e produzir uma superfície firme, estável, suave, em todas as épocas do ano e em todas as condições climáticas.

Neste capítulo, será apresentado um breve estudo a respeito dos principais tópicos relacionados aos métodos de dimensionamento e à avaliação funcional de pavimentos aeroportuários. Além disso, será feita também uma revisão bibliográfica sobre as aplicações e utilizações do SMA no mundo.

2.1 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS

O dimensionamento de pavimentos aeroportuários apresenta, atualmente, duas principais vertentes: a clássica se baseia na capacidade de suporte do material do subleito, por meio do ensaio de Índice Suporte Califórnia (ISC ou CBR), e no tráfego de veículos que atuam sobre a superfície do pavimento; já a segunda, mais recente e que vêm ganhando mais espaço na comunidade técnico-científica, tem abordagem mecanística e, assim, leva em consideração o grande número de fatores relacionados ao comportamento do pavimento devido às solicitações impostas de diferentes naturezas.

O método do CBR surgiu na Califórnia ao final da década de 1920, e foi adotado pelo Corpo de Engenheiros norte-americano como método de dimensionamento de pistas aeroportuárias, devido à necessidade emergencial durante a Segunda Guerra Mundial. Esse método se espalhou e começou a ser implementado em vários países, principalmente por causa de seus ensaios de simples execução e sua facilidade técnica. No Brasil, ele é ainda utilizado para o dimensionamento tanto de rodovias como de pistas de pouso e decolagem (ARAÚJO, 2009).

Entretanto, há um grande número de variáveis associadas à tarefa de dimensionamento, tais como: características dos materiais de pavimentação, o comportamento deles em relação à aplicação das cargas, o próprio carregamento e o tipo de resposta da estrutura para suportar as cargas sob todas as variações das condições climáticas durante o período de análise (FRANCO, 2007). Assim, esta tarefa pode apresentar alto grau de complexidade, quando analisada estas

diferentes variáveis. Considerando isso, novos estudos começaram a ser realizados com o objetivo de tornar o dimensionamento mais racional e eficiente.

Estes estudos levaram ao desenvolvimento de métodos com abordagem empírico-mecanística, o qual implica no conhecimento das características resilientes dos materiais de pavimentação e da fadiga que ocorre nos revestimentos asfálticos, bem como na avaliação destas em laboratório por meio de ensaios dinâmicos adequados (ARAÚJO, 2009).

Um dos primeiros métodos com essa abordagem a ser lançado foi o FAARFIELD (*Airport Pavement Design*), desenvolvido pela FAA em 1995 (FAA, 1995). O principal fator motivador para o desenvolvimento deste método corresponde à entrada de novas aeronaves, maiores e mais pesadas, no mercado, além de que estas possuíam configurações de trens de pouso bem diferentes das já existentes. Em 2009, a circular consultiva da FAA, AC 150/5320-6D, foi cancelada e substituída pela AC 150/5320-6E (FAA, 2009). Porém, o FAARFIELD ainda permanece como software recomendado pelo órgão para o dimensionamento de pavimentos aeroportuários, sendo que este sofreu apenas algumas pequenas modificações em sua metodologia, a fim de torná-lo mais racional. Este é ainda o método de dimensionamento oficial de pavimentos aeroportuários nos Estados Unidos.

Apesar do grande desenvolvimento do método mecanicista nos últimos anos, o método usualmente adotado no Brasil para dimensionamento de pavimentos aeroportuários é ainda o do CBR. A substituição deste método clássico exigiria uma mudança brusca em relação aos profissionais brasileiros que atuam nos projetos de pavimentação, o que, por sua vez, é dificultada pela falta de uma metodologia mecanística de utilização simples e que produza uma percepção confiável nos resultados. Além disso, decorre também do fato de que não há uma agência oficial investindo nesta busca dentro das universidades ou, até mesmo, desenvolvendo por conta própria suas pesquisas (FRANCO, 2009).

2.2 AVALIAÇÃO FUNCIONAL DE PAVIMENTOS AEROPORTUÁRIOS

Ao longo de sua vida útil, os pavimentos sofrem inevitável deterioração funcional e estrutural. Os aspectos funcionais estão relacionados com o conforto e a segurança dos usuários, e têm como palavras-chave: conforto ao rolamento, condição da superfície, interação pneu-pavimento, defeitos e irregularidades. Já os aspectos estruturais se relacionam com o conceito de capacidade de carga, e podem ser diretamente vinculados ao projeto e dimensionamento do pavimento (ARAÚJO, 2009).

Com a popularização do modal aéreo nas viagens de média e longa distâncias, houve o aumento tanto na frequência dos voos realizados como no peso médio das aeronaves, as quais passaram a ser desenvolvidas para receber um maior número de passageiros, otimizando os voos realizados. Como resultado, as cargas impostas aos pavimentos aeroportuários têm aumentado e, assim, avaliações a respeito da condição geral dos pavimentos se tornaram cada vez mais relevantes na manutenção da segurança de operações em pistas de pouso e decolagem.

A adequada avaliação funcional permite analisar a condição atual das pistas de pouso, a fim de verificar se há a presença ou não de defeitos já estabelecidos (e qual o nível de deterioração deles), ou até mesmo evitar o surgimento de novos defeitos, visto que estes interferem diretamente no conforto e segurança dos usuários. Além disso, estes defeitos atuam também sobre o veículo em operação, aumentando os custos operacionais, relacionados a maiores gastos com peças de manutenção das aeronaves, com consumo de combustível e de pneus, com o tempo de viagem e segurança, no que diz respeito ao custo com acidentes (BERNUCCI *et. al.*, 2004).

Silva (2008) afirma que os parâmetros funcionais mais relevantes na pavimentação aeroportuária estão relacionados à segurança contra derrapagem das aeronaves, que é função de uma boa interação pneu-pavimento. Esta interação, por sua vez, é resultado do atrito e da textura da camada de revestimento da pista de pouso.

O atrito relaciona-se com a qualidade da área de contato pneu-pavimento. Assim, é fortemente influenciado pelo material utilizado nas camadas de rolamento. Para WELLS e YOUNG (2004); *apud* RAMOS, (2012), o atrito da superfície é uma das características mais importantes das pistas aeroportuárias, pois permite as aeronaves acelerarem para a decolagem e desacelerarem no pouso. A falta de atrito suficiente poderá resultar na derrapagem ou deslizamento das rodas, por conseguinte perda de controle da aeronave.

Sendo assim, os períodos chuvosos correspondem à situação crítica para a avaliação de aderência, já que pode haver a formação de lâminas d'água na superfície da pista, o que reduz a contato pneu-pavimento. Esta condição aliada a alta velocidade das aeronaves durante as operações de pouso e decolagem podem resultar no fenômeno de aquaplanagem.

Dentre os fatores que favorecem o fenômeno da aquaplanagem, também estão inclusos HUANG (2004):

- Exsudação, que cobre os agregados e diminui a eficácia de suas propriedades de atrito;
- Agregado polido com microtextura suave, o que reduz o atrito entre o agregado e o pneu;

- Macrotextura suave, que carece de mini-canais superficiais apropriados para facilitar a drenagem;
- Afundamento das trilhas de roda, que mantém a água nos sulcos provenientes das trilhas de rodas depois da chuva e provocam aquaplanagem;
- Inclinação transversal inadequada, o que retém água no pavimento por um longo tempo, reduz o atrito e aumenta a espessura da lâmina de água, favorecendo o fenômeno da aquaplanagem.

Em algumas pistas, utiliza-se o serviço complementar de *grooving* (ranhuras transversais), que têm a finalidade de facilitar o escoamento da água da chuva para as laterais da pista, melhorando a drenabilidade da superfície do pavimento e aumentando o atrito entre pneu e o pavimento, proporcionando maior área de contato não encharcada (ARAÚJO, 2009).

O *grooving* é uma técnica eficaz, porém não deve ser entendida como a única solução viável para o problema. A interação entre pneu e pavimento baseia-se fortemente na micro e macrotextura da pista, sendo assim, resultante do tipo de mistura asfáltica empregada. As diferentes texturas são resultado do tamanho e proporção de agregados graúdos e miúdos utilizados na mistura, o que expande o número de soluções que podem ser aplicadas. Além disso, as ranhuras transversais sofrem com o processo de emborrachamento, que corresponde ao acúmulo de borracha proveniente do desgaste dos pneus das aeronaves nas operações de pouso e decolagem.

Segundo Rodrigues Filho (2006), o uso contínuo de serviços de limpeza para desemborrachar a pista acarreta no polimento da superfície dos agregados, além de cooperar com o aumento da desagregação da massa asfáltica. Este fator demonstra a necessidade de soluções alternativas ao *grooving* para o aumento da aderência das pistas.

Segundo a ICAO (1983), esforços para aliviar o problema de aquaplanagem têm resultado no desenvolvimento de novos tipos de pavimentos de pistas de pouso, de particular textura superficial e melhorias das características de drenagem. Dentre esses novos tipos de pavimentos, destacam-se as misturas de Camada Porosa de Atrito (CPA) e *Stone Matrix Asphalt* (SMA).

A avaliação da textura é a principal maneira de caracterizar a superfície do pavimento, sendo que esta pode ser classificada em quatro diferentes tipos: microtextura e macrotextura, megatextura e irregularidades (ARAÚJO, 2009). A Figura 2.1 apresenta as faixas de classificação desses tipos de textura, bem como suas principais características.

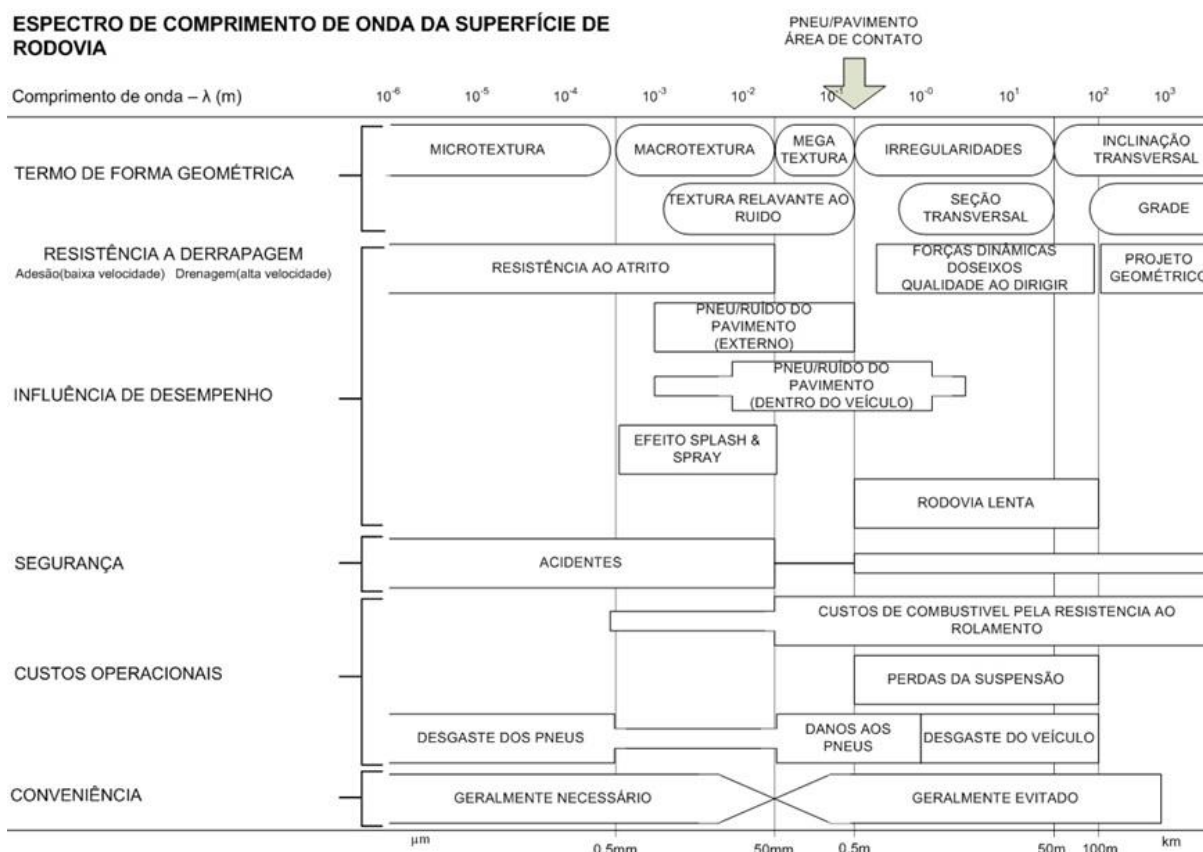


Figura 2.1 - Relacionamento de textura da superfície e outros fatores (PIARC, 2003 apud RAMOS, 2011)

Ao analisar a Figura 2.1, conclui-se que a micro e a macrotextura apresentam maior relevância no estudo da interação pneu-pavimento e, sendo assim, a avaliação funcional das pistas de pouso são focadas primordialmente nestes dois tipos de textura.

A microtextura é função das propriedades da superfície das partículas de agregados contidos na mistura asfáltica. Tem grande importância para rompimento da película de água e promoção do contato pneu-pavimento para baixas velocidades de deslocamento, de até cerca de 40 km/h (BERNUCCI *et. al.*, 2006). Sua avaliação é comumente realizada segundo dois ensaios principais: *MuMeter* e o Pêndulo Britânico.

No caso do método do Pêndulo Britânico, a classificação da microtextura é realizada com base na perda de energia por atrito de uma sapata de borracha presente no pêndulo, quando lançada em direção ao pavimento molhado. A perda de energia é expressa em BPN (*British Number Pendulum*) e suas correlações para classificação estão apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1- Classes de microtextura (ABPv, 1994 *apud* BERNUCCI et. al., 2007)

Classe	Valor da resistência à derrapagem (BPN)
Perigosa	< 25
Muito lisa	$25 \leq \text{BPN} \leq 31$
Lisa	$32 \leq \text{BPN} \leq 39$
Insuficientemente rugosa	$40 \leq \text{BPN} \leq 46$
Medianamente rugosa	$47 \leq \text{BPN} \leq 54$
Rugosa	$55 \leq \text{BPN} \leq 75$
Muito rugosa	$\text{BPN} > 75$

Por sua vez, a macrotextura se caracteriza pelo tamanho do agregado, pela faixa granulométrica (quantidades relativas das diversas frações de agregados), pela configuração geométrica individual do agregado e pelos vazios existentes na mistura (RODRIGUES FILHO, 2006). A macrotextura é uma das medidas mais importantes numa avaliação funcional e que afetam a aderência, principalmente para velocidades de deslocamento acima de 50km/h. São três os principais métodos para avaliar a macrotextura de um pavimento: método volumétrico, perfilômetros e drenômetros.

Os métodos volumétricos são os mais utilizados para medir a macrotextura dos pavimentos devido a sua facilidade de execução, sendo que, dentre eles, destaca-se o ensaio de Mancha de Areia. Neste ensaio, a classificação da macrotextura se baseia na medida do diâmetro médio da mancha de areia formada pelo espalhamento de um volume conhecido de areia padronizada na superfície do pavimento. Com a medida do diâmetro, determina-se a altura média da mancha e, conseqüentemente, a classificação do pavimento, conforme indicado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Classes de macrotextura (ABPv,1999 *apud* BERNUCCI et. al., 2007)

Classe	Valor da altura média da textura da superfície em cm (HS)
Muito fina ou muito fechada	$\text{HS} \leq 0,20$
Fina ou fechada	$0,20 < \text{HS} \leq 0,40$
Média	$0,40 < \text{HS} \leq 0,80$
Grosseira ou aberta	$0,80 < \text{HS} \leq 1,20$
Muito grosseira ou muito aberta	$1,20 < \text{HS}$

Em ensaios realizados por Gúzman (1995), *apud* APS (2006), foram encontrados os valores de coeficientes de atrito em pistas molhadas mostrados na Tabela 2.3. Não foi relatado qual o tipo de método de medição utilizado, mas, ao analisar a tabela, é possível verificar que os maiores valores de coeficiente de atrito ocorrem em pistas com textura áspera e aberta, bem

como é para este tipo de mistura que os valores de atrito menos decrescem com o aumento da velocidade.

Tabela 2.3 - Valores de coeficientes de atrito em pistas molhadas de acordo com Gúzman (1995), *apud* APS (2006)

Velocidade (km/h)	Microtextura e Macrotextura			
	Áspera e aberta	Áspera e fechada	Polida e aberta	Polida e fechada
50	0,7	0,6	0,3	0,25
60	0,62	0,56	0,25	0,2
70	0,6	0,49	0,22	0,18
80	0,58	0,4	0,2	0,17
90	0,57	0,35	0,2	0,16
100	0,55	0,3	0,19	0,16
110	0,55	0,24	0,18	0,15
120	0,55	0,22	0,17	0,15

Os dados apresentados na Tabela 2.3 reforçam a solução de utilização do SMA como material de revestimento em substituição ao CBUQ, tal como proposto por este projeto, visto que a mistura composta por grande quantidade de agregado graúdo é reconhecidamente caracterizada por elevada macrotextura.

Por fim, a partir dos ensaios que envolvem a avaliação da micro e macrotextura, é possível correlacionar os resultados por meio de um índice único, chamado de *International Friction Index* (IFI). Este índice combina os resultados dos ensaios e fornece a condição geral de aderência da superfície do pavimento. Assim, é possível analisar em uma escala comum, diferentes medições de atrito e textura, realizadas por diferentes dispositivos, o que torna possível a comparação da textura das superfícies. A Tabela 2.4 apresenta a classificação do pavimento de acordo com os valores de IFI.

Tabela 2.4- Classificação do pavimento com base no valor de IFI (APS, 2006)

International Friction Index (IFI)	
Limites IFI (Sp; F60)	Classificação
IFI < 0,05	Péssimo
0,06 < IFI < 0,08	Muito Ruim
0,09 < IFI < 0,11	Ruim
0,12 < IFI < 0,14	Regular
0,15 < IFI < 0,21	Bom
0,22 < IFI < 0,35	Muito Bom
IFI > 0,35	Ótimo

2.3 SMA – STONE MATRIX ASPHALT

Segundo RAMOS (2012), o revestimento do tipo SMA, do inglês *Stone Matrix Asphalt*, ou Matriz Pétreo Asfáltica na tradução literal para o português, teve origem na Alemanha no final da década de 1960, com o nome de *Splittmastixasphalt*. Seu inventor, Dr. Zichner, era gerente do Laboratório Central de Construções Rodoviárias da empresa *Strabag Bau AG* e pretendia criar uma mistura asfáltica mais resistente aos danos causados pelos pneus com pregos, usados durante os invernos rigorosos. Nessa época, o revestimento asfáltico mais utilizado na Alemanha era um concreto asfáltico com baixo teor de agregado graúdo, chamado de asfalto mástique. Essa mistura, no entanto, era pouco resistente aos pneus com pregos e acabavam degradando-se muito rápido. Dessa forma, gastava-se muito com manutenções e restaurações das rodovias, criando-se uma forte demanda por uma nova mistura que se mostrasse mais resistente nesse quesito.

Segundo BLAZEJOWSKI (2010), *apud* RAMOS (2012), Dr. Zichner acreditava que agregados graúdos seriam mais resistentes ao esmagamento e considerava que um elevado teor de mástique e ligante levariam a uma mistura mais durável. Assim, a ideia era criar uma mistura com um esqueleto de agregados graúdos, cujos vazios seriam preenchidos por mástique, a qual seria o SMA conhecido atualmente.

Destaca-se ainda que a mistura desenvolvida pelo Dr. Zichner, com uma proporção de mástique e agregados graúdos de 30/70, era formada por uma graduação descontínua de agregados, diferenciando-se das misturas densas comuns na época. Além disso, a alta taxa de asfalto utilizada nessa mistura, levou a um problema de escorrimento do ligante durante o transporte e lançamento. Para resolver essa questão, foi necessário adicionar um estabilizador, na época, fibras de amianto, para inibir esse escoamento, facilitando o transporte, lançamento e compactação da mistura por meios tradicionais. Com isso, em 1968, as primeiras rodovias públicas foram pavimentadas utilizando misturas do tipo SMA, em *Wilhelmshaven*, na Alemanha (RAMOS, 2012).

Mais tarde, em 1975, com a proibição do uso de pneus com pregos na Alemanha, o SMA continuou a ser empregado, graças a sua excelente resistência aos afundamentos na trilha de rodas e sua durabilidade. A partir daí, a utilização do SMA se propagou para outros países da Europa, sendo os países escandinavos, os primeiros a testar a mistura, devido ao uso de pneus com pregos para neve. Na Suécia, os primeiros trechos testes foram pavimentados em 1974, mostrando bons desempenhos. Em 1984, a Alemanha publicou a primeira norma para o SMA,

o que levou a uma maior popularização da mistura pela Europa, ocorrendo testes em vários países do continente (RAMOS, 2012).

Em 1990, a AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*) liderou um estudo sobre revestimentos asfálticos na Europa, verificando a qualidade das obras em que foram empregadas misturas do tipo SMA. Essa pesquisa levou ao uso do SMA nos Estados Unidos, onde a primeira seção teste foi feita em 1991 no Estado da Geórgia, e ao desenvolvimento de normas americanas para a mistura (AASHTO MP82 e AASHTO PP41) (RAMOS, 2012 e RAMOS, 2015).

O sucesso do uso do SMA em rodovias norte-americanas incentivou o uso dessa mistura em outros países, como Austrália, Nova Zelândia, China, África do Sul e Reino Unido. Atualmente, vários países da Europa utilizam o SMA como revestimento de rodovias de tráfego pesado e de outras áreas com altos níveis de solicitação, como Bélgica, República Tcheca, Dinamarca, Finlândia, Hungria, Itália, Noruega, Suécia e Holanda. Na França e em Portugal, por sua vez, são utilizadas misturas adaptadas semelhantes ao SMA (RAMOS, 2012 e CAMPBELL, 1999).

No Brasil, a primeira aplicação do SMA se deu na reabilitação da pista do autódromo de Interlagos em São Paulo, em fevereiro de 2000 (BELIGNI *et al.*, 2000; *apud* BERNUCCI *et al.*, 2007). Já em 2001, foi executado um trecho experimental em SMA na Via Anchieta, que liga São Paulo a Santos, que obteve grande sucesso quanto ao desempenho funcional e estrutural (REIS *et al.*, 2002, *apud* BERNUCCI *et al.*, 2007). Desde então, o SMA vem sendo usado no Brasil em pequenos trechos de rodovias, em São Paulo e Minas Gerais, e em vias urbanas, em São Paulo, Rio de Janeiro e Salvador (BERNUCCI *et al.*, 2007).

Em geral, os pavimentos com revestimento em SMA se mostraram bastante eficientes, especialmente no que diz respeito a características de superfície, durabilidade e conforto ao rolamento, sendo seu comportamento em áreas sujeitas a grandes solicitações de tráfego considerado muito bom.

2.3.1 CARACTERÍSTICAS (VANTAGENS E DESVANTAGENS)

O SMA é uma mistura asfáltica de revestimento usinada a quente de graduação descontínua. Ela é basicamente constituída de um esqueleto de agregados graúdos, que garante elevada interação entre grãos, cujos vazios são preenchidos por um mástique, composto de cimento asfáltico, fíler, areia e fibras. O SMA, segundo BERNUCCI *et al.* (2007), é rico em ligante asfáltico, com consumo de ligante de 6,0 a 7,5% em geral, e possui baixo volume de

vazios, entre 4 e 6% em pista. As fibras são adicionadas ao mástique para garantir a estabilidade do ligante e evitar seu escorrimento, ou seja, segregação na mistura, durante seu transporte e lançamento.

Na superfície do pavimento em SMA, os vazios entre os grãos de agregado são apenas parcialmente preenchidos pelo mástique, formando, assim, uma espécie de rede de pequenos “canais”. Essa característica, que se deve à alta concentração de agregados graúdos e sua graduação, garante boa macrotextura, ou seja, boa rugosidade superficial. Assim, tem-se uma boa drenabilidade superficial, apresentando melhor aderência pneu-pavimento, especialmente, em dias de chuva.

Diante dessas características, pode-se apontar várias vantagens para o uso do SMA:

- Excelente resistência à deformação permanente, devido ao intertravamento entre os grãos de agregado graúdo, chegando a cerca de 30 a 40% menos deformações em comparação com as misturas de graduação densa, segundo CAMPBELL (1999);
- Boa estabilidade em elevadas temperaturas, devido ao melhor atrito interno gerado pela matriz pétreia;
- Boa flexibilidade em baixas temperaturas, devido ao mástique rico em ligante, apresentando melhores resultados em relação a trincas térmicas;
- Excelente resistência à fadiga, devido ao alto teor de ligante e fíler da mistura, a filmes de betume mais espessos e baixo volume de vazios;
- Excelente durabilidade e resistência ao desgaste, devido à baixa permeabilidade do mástique rico em ligante, tendo tempo de vida de serviço cerca de 20% maior do que em misturas convencionais, segundo CAMPBELL (1999);
- Elevada adesividade entre agregados e ligante, devido ao alto teor de fíler e fibras estabilizantes, que engrossam o filme de betume;
- Boa aderência pneu-pavimento (resistência a derrapagem) e redução do efeito *spray*, devido à boa macrotextura;
- Menores níveis de ruído no pavimento, devido a suas propriedades de textura superficial;
- Resistência a trincas de reflexão, devido ao alto teor de ligante.

Por outro lado, existem algumas desvantagens no uso dessa mistura que devem ser destacadas:

- Baixa resistência inicial à derrapagem, devido ao filme de asfalto sobre os agregados, que deve ser desgastado pelo próprio tráfego;

- Maior custo inicial de implantação, devido aos elevados teores de ligante, fíler e fibras estabilizantes. No entanto, sua maior vida de serviço a torna mais econômica a longo prazo;
- Risco de exsudação, devido a erros e variações de projeto, produção e lançamento;
- Risco de segregação, quando ocorre falta ou ineficiência de estabilizante.

Dessa maneira, e com base em experiências ao longo dos anos por todo o mundo, o SMA vem se mostrando uma excelente opção de revestimento para pavimentos submetidos a tráfegos pesados, apresentando alto desempenho estrutural e funcional. As falhas relatadas geralmente são resultados de erros executivos associadas a segregação e exsudação, uma vez que esta é uma mistura que exige um balanço delicado entre as frações de mástique e agregado, demandando agregados de boa qualidade, bom controle das graduações e dosagem cuidadosa do teor de ligante e fibras estabilizantes.

2.3.2 APLICAÇÕES EM AEROPORTOS DO MUNDO

Considerando o grande número de aeroportos existentes no mundo, aqueles que possuem pistas pavimentadas com SMA representam apenas uma fração muito pequena, sendo a maioria deles na Europa. A Figura 2.2 indica os países desse continente que fizeram uso do SMA em pavimentos aeroportuários.

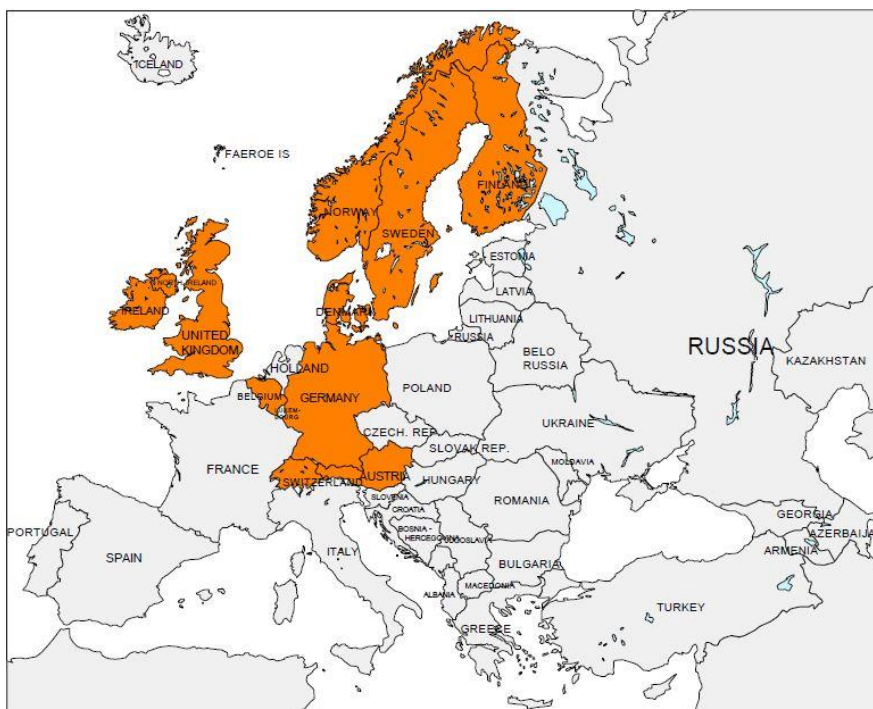


Figura 2.2 - Extensão do uso de SMA em pavimentos aeroportuários na Europa (CAMPBELL, 1999)

CAMPBELL (1999) realizou uma pesquisa acerca da aplicação do SMA em pavimentos aeroportuários, cujos resultados mais significantes estão resumidos a seguir.

A Noruega é um dos países que tem maior número de aeroportos com pavimentos asfálticos em SMA. Essa mistura começou a ser usada no país em meados da década de 1980 como alternativa de revestimento em pavimentos rodoviários, obtendo grande sucesso. Anos depois, os bons resultados desse revestimento quanto a resistência à derrapagem e ao desgaste devido aos pneus com pinos de inverno, bem como suas qualidades quanto à estabilidade e ao atrito, levaram às autoridades a testar o SMA em aeroportos. Outro fator que foi determinante nessa escolha foi a dispensabilidade da execução de ranhuras (*grooving*) no pavimento, antes indispensáveis em revestimentos com misturas de graduação densa.

Em 1990, iniciou-se na Noruega um programa de pesquisa com o objetivo de desenvolver pavimentos mais duráveis, com características desejáveis de atrito e resistência ao desgaste e às ações do tempo. Os resultados mostraram que, quanto ao atrito superficial em pista molhada, o SMA apresenta propriedades semelhantes a misturas de graduação densa com ranhuras na superfície. Além disso, o SMA apresenta maior envelhecimento nas camadas superficiais, o que é compensado pelo maior teor de ligante dessa mistura em comparação com a convencional. Mesmo assim, devido a esse envelhecimento, o SMA exige manutenção preventiva mais frequentemente nos primeiros 10 anos. No entanto, experiências ao longo dos anos mostraram que os pavimentos com misturas convencionais nos quais eram feitas ranhuras sofriam maiores degradações e apresentavam muitas fissuras, quando submetidas a condições climáticas severas, tendo vida útil mais curta. Já quanto às deformações de trilha de rodas, o SMA se mostra mais resistente do que o CBUQ. Em resumo, o SMA se mostrou uma boa alternativa ao concreto asfáltico de graduação densa com *grooving*, principalmente quando se fala em resistência a deformações permanentes.

Na Suécia a experiência com SMA em aeródromos não foi muito satisfatória, apresentando problemas, como: sensibilidade ao derramamento de combustíveis e a produtos químicos para degelo; baixa resistência à derrapagem, devido aos filmes espessos de ligante nos agregados; ocorrência de segregações; e baixa resistência ao cisalhamento em trechos em curva e sobre os quais os aviões mudam de direção. Diante disso, o SMA deixou de ser usado nesse país.

Já na Bélgica, a Força Aérea Belga implantou o SMA em alguns de seus aeródromos e posteriormente, dois aeroportos regionais, de Antwerp e Ostend, também passaram a usar a mistura em suas pistas no ano de 1996. Para ambos aeroportos se reportaram bons resultados quanto ao atrito do pavimento, que no início de sua utilização apresenta níveis mais baixos, que

vão aumentando ao longo dos meses à medida que recebe tráfego. Também foram registrados bons comportamentos tanto em pista molhada como seca. Segundo PROWELL *et al.* (2009, *apud* RAMOS, 2012), o Aeroporto Internacional de Bruxelas chegou a considerar o uso do SMA em sua pista principal, no entanto resultados de testes mostraram que seria necessária uma quantidade de agentes de degelo muito maior do que se utilizava na época, o foi suficiente para que se suspendesse essa ideia. Já a Força Aérea Belga continua fazendo esse uso do SMA em suas pistas de pouso e decolagem.

Na Dinamarca, o SMA foi utilizado na pista de pouso e decolagem principal do Aeroporto de Copenhague. Um problema apontado foi a dificuldade de reciclagem da mistura nos procedimentos de manutenção, devido a sua grande quantidade de fibras, que acabou impedindo que esse processo fosse empregado. Após cerca de 10 a 15 anos de serviço, a pista foi selada com uma camada de um produto a base de alcatrão. Análises posteriores abaixo dessa camada selante mostraram que não ocorreu um grande envelhecimento da camada de SMA mesmo depois de 20 anos, indicando que a sua grande quantidade de ligante contribui para maior durabilidade da mistura.

Apesar da grande utilização do SMA nas rodovias da Alemanha, o país não conta com muitas pistas de aeroportos pavimentadas com essa mistura. Destaca-se dentre eles o Aeroporto de Frankfurt, que aplicou o SMA em plataformas de estacionamento das aeronaves e pista de pouso e decolagem, devido à resistência a deformações que ele apresenta.

Na Áustria foi executado revestimento em SMA na pista de pouso e decolagem do Aeroporto de Innsbruck. A escolha pela mistura foi feita devido a espessura da camada de revestimento, de 40 mm, e considerando que as obras seriam executadas a noite, sob baixas temperaturas.

No Reino Unido, a Autoridade Britânica de Aeroportos (BAA) tem feito uso do SMA basicamente em reparos em revestimentos em CPA (Camada Porosa de Atrito), em reintegrações de juntas e em áreas de espera na pista de pouso e decolagem. Esse órgão se mostrou pouco interessado no uso do SMA como revestimentos das pistas, devido ao problema com agentes de degelo relatados em outros países. No entanto, no Aeroporto de Norwich o SMA foi usado na pista secundária, uma vez que a mesma se apresentava bastante degradada e precisava de um novo revestimento que pudesse durar cerca de 5 anos, sem grandes manutenções e com custo reduzido. O SMA foi escolhido nessa situação devido a suas boas características superficiais, flexibilidade em relação às condições de lançamento e resistência potencial a trincas de reflexão. Um ano depois da construção, uma inspeção mostrou que a deterioração da superfície do pavimento foi desprezível, mesmo sob o aumento de suas

solicitações durante intervenções na pista principal. Devido ao sucesso da aplicação do dessa mistura na pista secundária, mudou-se a especificação do novo revestimento que seria implantado na pista principal para o SMA.

Segundo RAMOS (2012), a China é o país que possui maior número de aeroportos pavimentados com SMA, sendo a maioria deles recapamentos de pavimentos antigos. O Aeroporto de Pequim foi pavimentado com SMA em 1999 e desde então mais de dez aeroportos nesse país fizeram o mesmo. Em geral, foram relatados bons resultados quanto à resistência a danos causados por derramamento de óleos e combustível, à resistência à derrapagem, à durabilidade, a trincas de reflexão e ao custo do ciclo de vida. Quanto aos defeitos apresentados, eles foram pouco expressivos, sendo observadas deformações permanentes muito pequenas e trincas transversais de origem térmica.

No México o SMA foi utilizado nos aeroportos de Maxicali, Baja California, Guadalajara e Jalisco. Em Guadalajara, onde a cuja pavimentação em uma das pistas ocorreu em 2005, o revestimento apresentou desagregação próximo ao local de decolagem das aeronaves, devido ao amolecimento da camada ao ser saturada de umidade. As possíveis causas foram relacionadas a baixa porcentagem de vazios do agregado, alta energia de compactação e baixa porcentagem de fíler (RAMOS, 2012).

Na Austrália, em 1998, um trecho do Aeroporto Internacional de Cairns foi pavimentado com SMA, apresentando um desempenho muito bom e melhor do que o concreto asfáltico convencional usado em outras partes do aeródromo. Até 2007 esse pavimento não exigiu quase nenhuma manutenção, no entanto, nas suas primeiras quatro a seis semanas de uso, ele precisava ser varrido com frequência para a remoção de pedras soltas. Já no Aeroporto de Sidney foi executado um trecho experimental em SMA no ano de 1999, no entanto o pavimento apresentou uma superfície aberta em certa porção, devido a falhas operacionais no transporte, segundo RAMOS (2012). Além disso, em 2003, o trecho apresentou desagregação e foi utilizado um tratamento na superfície para se evitar perigos de danos por objetos soltos.

Nos Estados Unidos, Japão e Canadá, por exemplo, não é desenvolvido o interesse pela implantação do SMA em pistas de aeroportos, uma vez que já se faz o uso de misturas com desempenhos satisfatórios e boa resistência a deformações permanentes. Já em outros países, como República Tcheca e Islândia, a falta de experiência no uso do SMA é o principal motivo para não se considerar a mistura como revestimento de pavimentos aeroportuários.

No Brasil, não há ainda pistas de pouso e decolagem pavimentadas com SMA. No entanto, estudos já foram feitos por RAMOS (2015) para avaliar sua implantação no Aeroporto de Aracaju, Sergipe, executando-se um trecho experimental na própria pista de pouso e

decolagem. Esse trecho foi aprovado, atendendo a todos os requisitos das especificações técnicas e correspondendo aos resultados esperados, como melhoria das condições de aderência, da drenagem superficial e do conforto ao rolamento. Dessa forma, o traço estudado de SMA foi liberado para implantação em trechos de restauração e ampliação do pavimento nesse aeroporto. No entanto, registrou-se a ocorrência de desagregações em pontos localizados, onde o pavimento era submetido a esforços de torção, devido ao giro das aeronaves.

Outro estudo foi feito por RAMOS (2012) acerca da utilização do SMA em pistas aeroportuárias, utilizando dados e materiais da pista de pouso e decolagem do Aeroporto da Grande Natal, no Rio Grande do Norte. Entretanto, em Brasília já há o projeto de implantação de revestimentos em SMA nas obras de reabilitação da pista de pouso e decolagem, para corrigir o estado superficial do pavimento, as declividades transversal e longitudinal e reforçar a estrutura.

2.4 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Ao fazer a dosagem de uma mistura asfáltica busca-se determinar, por meio de procedimentos experimentais, seu teor “ótimo” de ligante a partir de uma faixa granulométrica previamente escolhida. Essa dosagem procura criar um concreto betuminoso que apresente as características desejáveis, como boa trabalhabilidade, durabilidade, resistência adequada, entre outras. Vários foram os métodos desenvolvidos até hoje para a determinação do teor de projeto de misturas asfálticas, com diversas formas de compactação (impacto, vibração, rolagem ou amassamento). O teor de ligante, no entanto, varia de método para método, uma vez que é função da energia de compactação empregada.

Segundo ARTERIS (2014), em meados da década de 1920, surgiu o primeiro método formal de dosagem, o Hubbard-Field, que foi desenvolvido para misturas areia asfalto e, posteriormente, modificado para misturas com agregados graúdos. A partir daí, foram surgindo novas metodologias à medida que o volume de tráfego e o peso e configuração de eixos dos veículos mudavam, aumentando assim as exigências de desempenho dos pavimentos. Dessa forma, por volta dos anos 1950, os métodos Marshall e Hveem acabaram substituindo o Hubbard-Field.

O método Marshall foi elaborado no fim da década de 1930 pelo engenheiro Bruce G. Marshall (ARTERIS, 2014) e mais tarde, nos anos 1940, aprimorado pelo *U.S. Army Corps of Engineers* para sua aplicação na dosagem de misturas para pavimentos aeroportuários (FHWA e NHI, 2000). A sua metodologia emprega procedimentos e equipamentos relativamente

simples, sendo a compactação feita por impacto com soquetes padronizados e a análise baseada na relação de densidade e vazios das misturas, além de testes de estabilidade. Assim, a dosagem Marshall foi rapidamente difundida pelo mundo, sendo até hoje o método mais utilizado no Brasil, segundo BERNUCCI *et al.* (2007).

No entanto, durante a década de 1980, a ocorrência de deformações permanentes prematuras em rodovias de tráfego pesado nos Estados Unidos, atribuída a um excesso de ligante nas misturas, levou a um questionamento sobre a adequação da compactação por impacto na dosagem. Esse foi um dos assuntos abordados no *Strategic Highway Research Program* (SHRP), programa que, motivado por essas constatações e pelo crescente aumento das solicitações nas rodovias, teve como resultado a elaboração de um novo método de dosagem: o Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavements*) (BERNUCCI *et. al.*, 2007).

O Superpave representa, no entanto, não só um método de dosagem, mas todo um sistema baseado em performance, cujos componentes trabalham juntos para proporcionar um pavimento asfáltico de alto desempenho. Assim, ele inclui novos procedimentos de especificação de ligantes e agregados minerais, testes e dosagem, que levam em consideração diversos fatores que influenciam no desempenho de uma mistura asfáltica.

Assim, segundo VASCONCELOS (2004), desde 1993, as universidades e departamentos de transporte norte-americanos passaram a utilizar a metodologia Superpave, a qual ainda se encontra em fase de teste no Brasil.

2.4.1 DOSAGEM SUPERPAVE

Os pesquisadores do SHRP desejavam encontrar um novo método de compactação em laboratório que fosse capaz de compactar as misturas de forma a atingir as densidades obtidas sob as condições climáticas e de carga da compactação em campo (FHWA e NHI, 2000). Dessa forma, acabaram desenvolvendo um novo equipamento de compactação, o Compactador Giratório Superpave (CGS), que fornece resultados mais realísticos por meio de compactação por amassamento.

Segundo BERNUCCI *et al.* (2007), o CGS fixa o molde a um ângulo de rotação de $1,25 \pm 0,02^\circ$ e sua base taxa de rotação de 30 rpm, aplicando uma tensão de compressão vertical de 600 kPa sobre a amostra durante a rotação. Durante a compactação, são registradas as alturas do corpo-de-prova a cada giro, permitindo o cálculo da densidade da amostra durante a compactação. Além disso, o compactador giratório tem capacidade de produzir corpos-de-

prova de 100 mm e 150 mm de diâmetro, sendo esse último o requerido nas especificações Superpave.

A energia de compactação no CGS é dada pelo número de giros, que é determinado em função do nível de tráfego, como mostrado na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Número de giros em função do tráfego (FHWA e NHI, 2000)

Parâmetros de compactação			Tráfego de Projeto ($\times 10^6$)
$N_{inicial}$	$N_{projeto}$	$N_{máximo}$	
6	50	75	<0,3
7	75	115	0,3 a 3
8	100	160	3 a 30
9	125	205	≥ 30

Segundo BERNUCCI *et al.* (2007), os esforços de compactação $N_{inicial}$ e $N_{máximo}$ são usados na avaliação da compactabilidade da mistura, enquanto o $N_{projeto}$ é usado na determinação do teor de ligante de projeto. Segundo a especificação Superpave, o teor de ligante de projeto é escolhido de modo a se ter uma mistura com 96% de sua densidade máxima teórica (G_{mm}), ou seja, 4% de vazios, após compactação com o número de giros de projeto. Além disso, essa mesma mistura deve ter densidade menor que 98% da G_{mm} no $N_{máximo}$, que representa a compactação no fim da vida de serviço da mistura, e 89% da G_{mm} no $N_{inicial}$ (NASCIMENTO, 2008).

São definidos ainda três níveis de projeto de misturas asfálticas do Superpave em função do tráfego. Segundo a FHWA e NHI (2000), as quatro etapas básicas do método de dosagem Superpave para o nível 1 (tráfego mais leve), são:

- Seleção dos materiais;
- Seleção da graduação dos agregados;
- Determinação do teor de asfalto de projeto;
- Avaliação da sensibilidade à umidade.

Para maiores volumes de tráfego, devem ser realizados ensaios complementares de previsão de desempenho para otimização do projeto (FHWA e NHI, 2000).

O primeiro passo da dosagem, portanto, é a definição dos agregados e do ligante asfáltico a serem utilizados (ARTERIS, 2014). Essa escolha é feita com base em propriedades físicas obtidas por meio de ensaios, buscando-se características que levem a uma mistura com

bom desempenho. A metodologia Superpave determina, então, diversos ensaios de caracterização dos materiais para que os mesmos atendam a critérios de desempenho específicos.

Em seguida, determina-se a curva granulométrica a ser utilizada na mistura. Para isso, são selecionadas três composições granulométricas, dentro da faixa a ser adotada, sendo uma graúda, uma miúda e uma intermediária. Feito isso, são compactados dois corpos-de-prova para cada composição por meio do compactador giratório, utilizando-se um teor de tentativa para o ligante asfáltico e o número de giros de projeto. São obtidas, então, as propriedades volumétricas dos corpos-de-prova compactados e a composição granulométrica que melhor atende às exigências volumétricas de projeto é escolhida (BERNUCCI *et al.*, 2007).

Segundo BERNUCCI *et al.* (2007), na etapa que se segue, são moldados dois corpos-de-prova com a granulometria escolhida para o teor de ligante estimado e outros três teores (teor estimado $\pm 0,5\%$ e $+1\%$), com um total de oito amostras. Assim, determinam-se novamente as propriedades volumétricas das misturas e, então, é definido o teor para o qual se obtêm 4% de vazios, que corresponderá ao teor de projeto. É importante ainda que a mistura selecionada atenda a todos os critérios volumétricos exigidos nas suas especificações. Por fim, segundo FHWA e NHI (2000), avalia-se a resistência ao dano por umidade induzida nas misturas compactadas por meio do ensaio descrito pela norma AASHTO T 283.

2.4.2 DOSAGEM DE MISTURAS SMA

Segunda a NAPA (2002), são necessários cinco passos para se obter uma mistura SMA satisfatórias:

- Selecionar agregados adequados;
- Determinar uma composição granulométrica que garanta o contato entre grãos;
- Garantir que a graduação escolhida atenda aos requisitos volumétricos e ao teor de ligante mínimo;
- Escolher o teor de ligante que proporcione uma mistura com porcentagem de vazios desejado;
- Avaliar a suscetibilidade da mistura à umidade e a sensibilidade do ligante ao escorrimento.

Assim a dosagem racional de uma mistura do tipo SMA começa com a seleção de agregados que atendam aos requisitos mínimos especificados e, então, com o desenvolvimento de um esqueleto pétreo formado por agregados graúdos que garanta o contato grão-grão. Isso é

garantido quando a quantidade de vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada (VCA_{MIX}) é menor ou igual a quantidade de vazios da fração graúda do agregado compactado (VCA_{DRC}) (NAPA, 2002). A fração graúda dos agregados é dada em função do tamanho máximo nominal dos agregados (TMN), como é mostrado na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Definição da fração de graúda de agregado (NAPA, 2002)

Diâmetro nominal máximo dos agregados		Peneira que retém a fração graúda	
mm	Polegadas	mm	polegadas
25	1	4,75	#4
19	$\frac{3}{4}$	4,75	#4
12,5	$\frac{1}{2}$	4,75	#4
9,5	$\frac{3}{8}$	2,36	#8
4,75	#4	1,18	#16

Ainda segundo a NAPA (2002), a segunda etapa da dosagem do SMA é a determinação do teor de ligante suficiente para se obter um mástique de consistência adequada, a qual exige uma quantidade relativamente alta de ligante, para a produção de uma mistura SMA de bom desempenho. Além disso, pode ser necessária ainda a adição de um elemento estabilizador, como fibras, para evitar o escorrimento do ligante.

Dessa forma, os vazios do agregado mineral (VAM) ou o teor de ligante na mistura devem exceder os requisitos mínimos estabelecidos para o SMA, os quais são indicados na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Especificação para misturas SMA para misturas compactadas pelo CGS (NAPA, 2002)

Propriedade	Requisito
Teor de ligante	$\geq 6 \%$
Volume de vazios	4 %
VCA_{MIX}	$\leq VCA_{DRC}$
Escorrimento na temperatura de usinagem	$\leq 0,3 \%$

Por fim, são realizados os ensaios de suscetibilidade a umidade pelo método da AASHTO T 283 e a sensibilidade do ligante ao escorrimento pela AASHTO T 305 ou ASTM D 6390, sendo esse último ensaio de maior importância em misturas SMA devido a seu alto teor de ligante.

3. METODOLOGIA APLICADA

O desempenho funcional da mistura de SMA será avaliado por meio de ensaios realizados no Laboratório de Infraestruturas da Universidade de Brasília (Infralab). Com o objetivo de realizar um estudo amplo em relação aos materiais, método de dosagem e características da mistura SMA obtida, este projeto será desenvolvido conforme as etapas definidas no fluxograma da Figura 3.1 e apresentados mais detalhadamente ao longo deste capítulo.

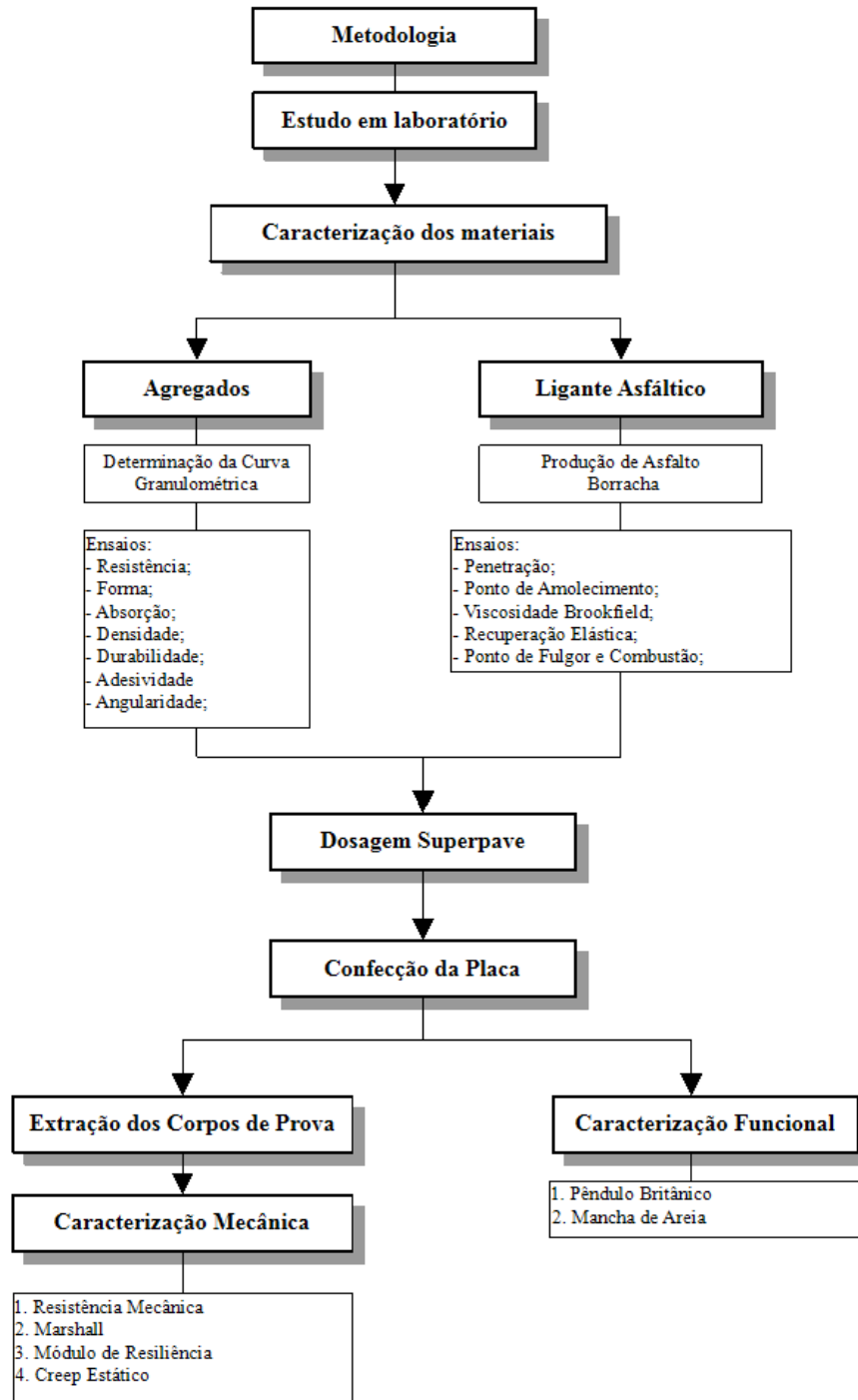


Figura 3.1 - Metodologia do projeto

3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS

Grande parte da capacidade de carga, resistência e boas características de atrito das misturas de SMA devem-se ao seu esqueleto pétreo e sua granulometria descontínua. Sendo assim, é importante que os agregados sejam de boa qualidade, com formas cúbicas e boas resistências mecânica e química. Além disso, uma questão que exige bastante cuidado no SMA é a adesividade entre ligante e agregado, uma vez que há a tendência de escorrimiento do ligante, devido a seu alto teor na mistura.

Dessa forma, a realização de ensaios para verificar a adequabilidade dos materiais utilizados é fundamental para garantir o bom desempenho da mistura quando aplicada ao pavimento. Quanto ao material utilizado, optou-se pelo calcário britado, tipicamente utilizado nas obras de pavimentação asfáltica na região do Distrito Federal.

3.1.1 DETERMINAÇÃO DA CURVA GRANULOMÉTRICA

A concepção da mistura SMA é baseada em dois aspectos principais: a maximização do contato entre agregados graúdos, que torna a mistura mais resistente ao tráfego; e a presença de um mástique rico em ligante, o qual preenche os vazios existentes e garante maior durabilidade à mistura. Ambos aspectos são resultado da adoção de uma granulometria descontínua, sendo esta a principal diferença do SMA em relação às misturas convencionais.

Ainda dentro do conceito de mistura do tipo SMA, é possível criar classificações para distinguir as diferentes graduações adotadas. Essas classificações variam bastante, de acordo com o país e/ou órgão que as definem. Neste projeto, será utilizada a classificação da AASHTO, a qual divide as misturas SMA em três grupos, com base no diâmetro máximo nominal, de 19; 12,5 e 9,5 mm.

Atualmente, a mistura SMA 12,5 mm tem sido a mais utilizada e indicada para pavimentos aeroportuários. A escolha por esta graduação se dá pelas suas características de permeabilidade, macro-textura e propensão a danos por objetos estranhos (PROWELL, 2009). Dessa forma, foi esta a graduação escolhida para este projeto.

Na Tabela 3.1, são apresentadas as faixas granulométricas definidas pelos principais órgãos norte-americanos para a mistura SMA 12,5mm. Além disso, na penúltima coluna, é apresentada a graduação determinada pela Inframerica a ser adotada no projeto da obra de reabilitação da pista sul do Aeroporto de Brasília. Com base nestas indicações, definiu-se a granulometria a ser utilizada neste projeto, sendo esta apresentada na última coluna.

Tabela 3.1 - Faixas granulométricas para o SMA 12,5mm

Peneira		Faixas Granulométricas - SMA 12,5 mm				
		(% que passa)				
Mm	ASTM	AAPTP	AASHTO	UFGS	INFRAMERICA	ADOTADA
19	3/4"	100	100	100	100	100
12,5	1/2"	90 - 100	90 - 100	90 - 100	90 - 100	95
9,5	3/8"	50 - 85	50 - 80	50 - 85	32 - 62	47
8,0	5/16"	-	-	-	-	-
4,75	no 4	20 - 32	20 - 35	20 - 40	25 - 35	30
2,36	no 8	16 - 24	16 - 24	16 - 20	20 - 27	23,5
2,0	no 10	-	-	-	-	-
1,18	no 16	-	-	-	-	-
0,6	no 30	-	-	-	-	-
0,3	no 50	-	-	-	-	-
0,15	no 100	-	-	-	-	-
0,075	no 200	8 - 12	8 - 11	8 - 11	9 - 13	11

3.1.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS

Em qualquer tipo de mistura, a caracterização dos materiais como primeira etapa do projeto é fundamental para garantir que o comportamento previsto para o pavimento seja alcançado. Em relação aos agregados, propriedades como resistência, durabilidade, forma e densidade são comumente avaliadas, sendo que os valores exigidos variam de acordo com o tipo de mistura.

No caso do SMA, grande parcela do seu desempenho está associada à presença de um forte esqueleto pétreo e, portanto, a avaliação dos agregados se torna ainda mais importante. Dessa forma, além dos ensaios comuns que geralmente são realizados, há ensaios específicos, cujo objetivo é assegurar o comportamento adequado destes agregados dentro da mistura SMA. A Tabela 3.2 reúne todos os ensaios de caracterização dos agregados que foram realizados ao longo deste projeto.

Tabela 3.2 - Ensaios de caracterização dos agregados

	Ensaio	Norma
	Abrasão Los Angeles	DNER 035/98
	Forma - Partículas Alongadas e Achatadas	ASTM D 4791
Fração Graúda	Absorção	DNER 081/98
	Densidade Real e Aparente	DNER 081/98
	Durabilidade	DNER 089/94
	Adesividade ao ligante asfáltico	DNER 078/94
	Ensaio de Faces Fraturadas	ASTM D 5821

	Ensaio	Norma
Fração Miúda	Densidade	
	Aparente	ASTM C 128
	Real	DNER 084/95
	Absorção	ASTM C 128
	Durabilidade	DNER 089/94
Fíler	Angularidade	ASTM C 1252
	Densidade	DNER 085/98

Como a maioria dos ensaios apresentados são usualmente realizados para caracterizar os agregados, optou-se por descrever neste projeto apenas os ensaios menos convencionais.

Ensaio de Forma das Partículas

A avaliação da forma dos agregados tem por objetivo evitar o emprego de partículas alongadas e achatadas em excesso, já que estas tendem a ser mais frágeis e se quebrar mais facilmente durante a construção do pavimento e sob os esforços gerados pelo tráfego.

O ensaio que verifica esta propriedade segue a norma ASTM D 4791 e requer a utilização de um equipamento específico (Figura 3.2 - Equipamento utilizado no ensaio de partículas alongadas e achatadas), o qual torna possível determinar a quantidade de partículas dentro da amostra cuja razão entre as dimensões máximas e mínimas é igual a 3:1 e 5:1. Segundo a norma, para graduações com diâmetro máximo nominal de 12,5mm, devem ser analisadas as frações retidas nas peneiras 9,5mm e 4,75mm, utilizando 100 partículas de cada uma.

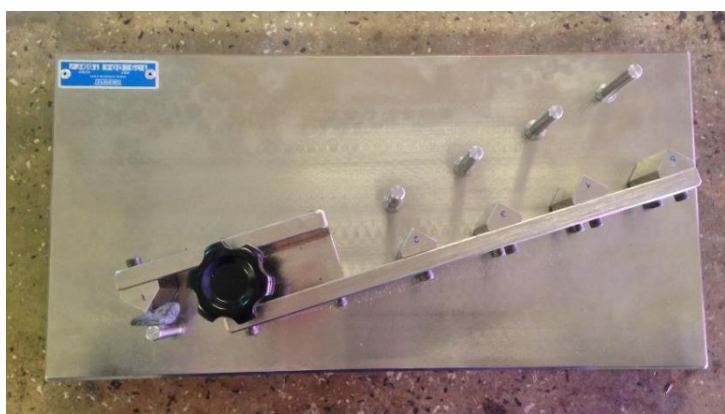


Figura 3.2 - Equipamento utilizado no ensaio de partículas alongadas e achatadas

Ensaio de Faces Fraturadas

A presença de grande quantidade de partículas com faces fraturadas na mistura está diretamente relacionada ao aumento do atrito entre elas e, conseqüentemente, à resistência à deformação permanente.

O ensaio que verifica este requisito é normatizado pela ASTM D 5821 e corresponde à análise visual de cada partícula da amostra ensaiada, a fim de verificar o número de faces fraturadas presentes na partícula. A norma determina que seja avaliada uma amostra de 500g para agregados com dimensão máxima nominal de 12,5mm, a partir da peneira de 4,75mm. Ao final do ensaio, pode-se determinar a porcentagem da amostra que possui uma ou duas faces fraturadas, em relação à amostra total.

Densidade Aparente do Agregado Miúdo

Para determinar a densidade aparente dos agregados miúdos, é necessário determinar a massa da amostra na condição saturada com superfície seca. Entretanto, esta não é uma condição fácil de ser observada na fração miúda, diferentemente do que ocorre com os agregados graúdos. Por isso, a norma ASTM C 128 define um procedimento diferente para se obter a densidade aparente da fração miúda.

Neste procedimento, a amostra é imersa em água por um período de 24h, para garantir que todos os seus poros fiquem saturados. Em seguida, deve ser retirada da água e colocada para secar à temperatura ambiente. Quando estiver parcialmente seca, deve ser então colocada dentro do molde na forma de tronco cônico, sendo levemente compactada por 25 golpes numa altura de queda constante com a ajuda de um soquete. Feito isso, levanta-se o molde suavemente. A condição saturada com superfície seca é alcançada quando há um leve deslizamento da amostra após a retirada do molde e, sendo verificada essa situação, determina-se a densidade do material pelos métodos convencionais (picnômetro ou frasco de Le Chatelier). A Figura 3.3 ilustra o procedimento para determinação da condição saturada com superfície seca da fração miúda.



Figura 3.3- Ensaio para determinação da condição saturada com superfície seca dos agregados miúdos

Angularidade do Agregado Miúdo

Este ensaio tem por objetivo avaliar a angularidade do agregado miúdo, visto que esta propriedade aumenta o atrito entre as partículas e garante maior resistência à deformação permanente.

Sua determinação é feita segundo a norma ASTM C 1252 e o ensaio consiste, resumidamente, em deixar uma amostra do material fino cair livremente sobre um cilindro de volume conhecido. A partir da massa específica real do material, do volume conhecido do cilindro e da densidade da água, obtém-se o valor da angularidade. A Figura 3.4 ilustra o aparato experimental utilizado neste ensaio.



Figura 3.4- Ensaio de angularidade do agregado miúdo

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO

Segundo BERNUCCI *et al.* (2007) o uso tão difundido do asfalto na pavimentação deve-se principalmente por ele ser um ligante que proporciona forte união entre os agregados, comumente conhecida como coesão nos materiais geotécnicos, permitindo ainda flexibilidade controlada, além de ser impermeabilizante, durável e resistente a diferentes agentes. Com base nisso, o desempenho de uma mistura está intimamente ligado à qualidade e adequabilidade do ligante asfáltico, que por vezes, necessita de materiais modificadores, como fibras e estabilizantes, para cumprirem seu papel de forma mais eficiente. Assim, uma vez que o SMA é uma mistura que apresenta elevado teor de ligante, o cuidado com suas propriedades se faz ainda mais importante, a fim de garantir a estabilidade, resistência e durabilidade do revestimento.

3.2.1 PRODUÇÃO DO ASFALTO-BORRACHA

Para este projeto, optou-se pela utilização de asfalto-borracha como ligante asfáltico da mistura, sendo este produzido a partir do CAP 50/70 por via úmida no laboratório. A associação do ligante convencional com a borracha granulada aumenta a viscosidade da mistura, fortalecendo suas propriedades de flexibilidade, coesão e resistência à fadiga. Adicionalmente, tem-se observado em algumas aplicações pelo mundo, a redução de ruído em pavimentos realizados com SMA composto por asfalto-borracha (ODA, EDEL e FERNANDES JUNIOR, 2005).

Outro aspecto importante relacionado a essa associação é que o uso de fibras, considerado fundamental neste tipo de mistura, pode ser dispensado, devido ao aumento da viscosidade que se obtém com a adição de borracha. Para assegurar esta decisão, foi realizado posteriormente o ensaio de escorrimento.

A borracha granulada utilizada (Figura 3.5) foi obtida por meio da reciclagem de pneus velhos e sua granulometria obedece às especificações de graduação exigidas pelo Departamento de Transportes do Arizona (ADOT), órgão norte-americano de referência em relação ao estudo e desenvolvimento do asfalto-borracha. Assim, a granulometria adotada está especificada na Tabela 3.3.



Figura 3.5- Borracha triturada utilizada na mistura

Tabela 3.3 - Especificação para a granulometria da borracha (ADOT *apud* QUIÑONES, 2011)

Peneira		Especificação ADOT (% passante)	
ASTM	mm	mínimo	máximo
10	2	100	100
16	1,18	65	100
30	0,6	20	100
50	0,3	0	45
200	0,075	0	5

Os parâmetros do processo de produção do asfalto-borracha utilizados neste projeto foram definidos a partir do trabalho de DANTAS NETO (2004). Assim, a borracha previamente aquecida em estufa foi adicionada e misturada ao CAP 50/70 na temperatura de 170 °C, por meio de uma hélice rotativa acoplada a um agitador mecânico, com a velocidade de rotação mantida entre 250 e 300 rpm. A porcentagem de borracha utilizada na mistura foi de 17%. A Figura 5 ilustra os equipamentos necessários para este processo.



Figura 3.6- Equipamentos utilizados na produção do asfalto-borracha

3.2.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO ASFALTO-BORRACHA

A Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP), por meio da Resolução nº 39/2008, determina as especificações para o asfalto-borracha produzido por processo de via úmida. Essas especificações foram levadas em consideração na escolha dos ensaios de caracterização realizados neste trabalho. Além disso, também foram realizados outros ensaios que são comuns na caracterização dos ligantes, mas que não estão presentes nesta Resolução. Os ensaios realizados com suas respectivas normas estão apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4- Ensaios de Caracterização do Asfalto Borracha

Ensaio	Norma
Penetração	ABNT NBR 6576/07
Ponto de Amolecimento	ABNT NBR 6560/00
Densidade Relativa	DNER-ME 193/96
Viscosidade Brookfield a 175 °C	ABNT NBR 15529/07
Ponto de Fulgor	ABNT NBR 11341/04
Recuperação Elástica a 25 °C	ABNT NBR 15086/06

Tal como definido nos ensaios de caracterização dos agregados, serão descritos a seguir apenas os ensaios de caracterização menos usuais.

Ensaio de Viscosidade Brookfield

O ensaio de viscosidade Brookfield determina a viscosidade dinâmica da mistura por meio da medida do comportamento do fluido a diferentes taxas de cisalhamento e a diferentes tensões de cisalhamento, utilizando um cilindro metálico (*spindle*) imerso na amostra.

Para a realização do ensaio, são necessárias três amostras, de 8 g de ligante cada uma, as quais devem ser preparadas e colocadas dentro de tubos de ensaio próprios do equipamento. Feito isso, o primeiro tubo é encaixado no aquecedor do equipamento (Figura 3.7) e dá-se início ao ensaio. Para cada uma das amostras, são feitas três leituras: a 135, 150 e 177 °C, o que permite a construção da curva de viscosidade x temperatura. O procedimento completo deste ensaio está descrito na norma ABNT NBR 15529/07.



Figura 3.7- Equipamento utilizado na determinação da viscosidade Brookfield

Ensaio de Recuperação Elástica

O ensaio de recuperação elástica (norma ABNT NBR 15086/06) visa a avaliar a capacidade de retorno do ligante depois de submetido a esforços de tração mecânica. Para isto, utiliza-se o ductilômetro com molde modificado, no qual as amostras são tracionadas com velocidade constante de 5cm/min, até que alcancem 200mm. A amostra é então, cortada na região de seu ponto médio e deixada em repouso por 60 minutos. Encerrado este período, a barra do ductilômetro é puxada no sentido contrário até que as pontas da amostra se encontrem. A partir da leitura deste comprimento e da leitura do ponto de rompimento da amostra, determina-se a porcentagem de recuperação elástica do ligante em questão.



Figura 3.8- Ensaio de Recuperação Elástica

3.3 DOSAGEM

A dosagem da mistura SMA foi feita com base na metodologia Superpave e nas recomendações da NAPA (2002), apresentadas no item 2.4, utilizando-se o compactador giratório (CGS). Optou-se pelo uso do CGS por este apresentar resultados mais realistas, que melhor se correlacionam com a compactação feita em campo. Assim, foram adotados os seguintes procedimentos:

- 1) Escolha de materiais que atendam aos requisitos do SMA por meio dos ensaios de caracterização de agregados e ligantes.
- 2) Determinação da composição granulométrica adequada à mistura SMA 12,5 mm. A faixa granulométrica escolhida corresponde ao valor médio da especificação.
- 3) Determinação do percentual de vazios da fração graúda do agregado compactado seco (VCA_{DRC}), que é dado pela equação ((3.1)).

$$VCA_{DRC} = \frac{G_{sb-g} \times G_w - G_s}{G_{sb-g} \times G_w} \times 100 \quad (3.1)$$

Onde:

G_{sb-g} = massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm³;

G_w = massa específica da água (998 kg/m³);

G_s = massa específica da fração graúda do agregado seco compactado, kg/m³ (DNER-ME 153).

- 4) Moldagem de 8 corpos-de-prova com a granulometria escolhida, sendo dois para cada teor de ligante considerado (6%, 6,5%, 7% e 7,5%). Esses teores representam uma variação de +1% e ±0,5% em relação ao teor inicial escolhido de 6,5%, o qual foi

adotado com base no requisito mínimo de 6% especificado pela NAPA (2002) para misturas SMA.

Considerando que esse estudo visa a uma mistura que seja apropriada a pavimentos aeroportuários, optou-se por utilizar os parâmetros de compactação para o maior nível de tráfego especificado, apresentado na Tabela 2.5. Assim, as misturas foram compactadas no $N_{\text{máximo}}$ de 205 giros no compactador giratório. A análise da mistura, no entanto, foi feita para o número de giros de projeto (N_{projeto}) de 125. A Figura 3.9 apresenta a compactação e desforma das amostras e os corpos-de-prova obtidos.



Figura 3.9 - Compactação e desforma dos corpos-de-prova a diferentes teores

- 5) Determinação das densidades máxima teórica (G_{mm}) e aparente da mistura compactada (G_{mb}).

O G_{mm} foi determinado segundo a norma ASTM D 2041, pelo método RICE, que faz uso de um aparelho dotado de bomba de vácuo, como mostrado na Figura 3.10.



Figura 3.10 - Aparelho para determinação da densidade RICE

Assim, a G_{mm} é definida como a razão entre o peso ao ar de um volume unitário de uma mistura não compactada e o peso de um volume igual de água livre de gás, segundo a formulação (3.2).

$$G_{mm} = \frac{A}{A + D - E} \quad (3.2)$$

Onde:

A = massa da amostra seca ao ar, g;

D = massa do recipiente com água a 25°C, g;

E = massa do recipiente com a amostra e água a 25°C, g.

Já o G_{mb} é determinado para os corpos-de-prova já compactados, segundo a AASHTO T 166, com o uso da equação (3.3).

$$G_{mb} = \frac{A}{B - C} \quad (3.3)$$

Onde:

A = massa do corpo-de-prova seco ao ar, g;

B = massa do corpo-de-prova na condição saturada superfície seca, g;

C = massa submersa do corpo-de-prova, g.

- 6) Determinação da densidade aparente estimada da mistura ($G_{mb(estimada)}$) durante toda a compactação por meio das alturas dos corpos-de-prova a cada giro, fornecidas pelo próprio CGS, e da massa da amostra. Essa densidade considera o corpo-de-prova como um cilindro perfeito e, por isso, é corrigida a partir do G_{mb} no $N_{máximo}$. Assim, determinam-se a porcentagem da $G_{mb(corrigida)}$ em relação à densidade máxima teórica (G_{mm}) e, por consequência, a porcentagem de vazios (V_a) a cada giro.
- 7) Determinação dos parâmetros volumétricos da mistura (VCA_{MIX} , VAM e V_a) para o $N_{projeto}$.

O percentual de vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada (VCA_{MIX}) é calculado pela fórmula (3.4).

$$VCA_{MIX} = 100 - \left(\frac{G_{mb(corrigida)}}{G_{sb-g}} \times P_{CA} \right) \quad (3.4)$$

Onde:

$G_{mb(corrigida)}$ = massa específica aparente corrigida da mistura compactada, g/cm³;

G_{sb-g} = massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm³;

P_{CA} = porcentagem da fração graúda em relação ao peso total da mistura, %.

Esse parâmetro permite avaliar se a composição granulométrica está adequada ao SMA, devendo ser menor que o VCA_{DRC} para garantir o contato entre grãos e, conseqüentemente, um esqueleto pétreo apropriado.

Os vazios no agregado mineral (VAM), por sua vez, deve apresentar valor mínimo de 17% e pode ser calculado segundo a equação (3.5):

$$VAM = 100 - \left(\frac{G_{mb(\text{corrigida})}}{G_{sb}} \times P_s \right) \quad (3.5)$$

Onde:

G_{sb} = massa específica aparente da composição de agregados, g/cm³;

P_s = porcentagem de agregado na mistura, %.

Por fim, a porcentagem de vazios de ar na mistura na amostra compactada (V_a) é dada pela equação (3.6).

$$V_a = 100 \times \left(1 - \frac{G_{mb(\text{corrigida})}}{G_{mm}} \right) \quad (3.6)$$

- 8) Traçado do gráfico “teor de ligante *versus* porcentagem de vazios”, no $N_{projeto}$, para a determinação do teor necessário para a obtenção de uma mistura com 4 % de vazios, sendo esse o teor de projeto a ser adotado.
- 9) Realização do ensaio de escorrimento com a mistura feita a partir da dosagem definida, para a verificação da necessidade de fibras.

3.4 CONFECCÃO DA PLACA ASFÁLTICA

Para a avaliação do desempenho funcional da mistura SMA, optou-se pela moldagem de uma placa asfáltica, com dimensões que permitiam a determinação da macro e microtextura do pavimento. Além disso, a moldagem da placa também permitiu que, após realizados os ensaios de avaliação funcional, fossem extraídos corpos de prova de 100mm de diâmetro. Isso foi definido porque os corpos de prova resultantes do compactador giratório Superpave têm diâmetro de 150mm, o que os tornam incompatíveis com a maioria dos equipamentos utilizados na avaliação mecânica da mistura.

Assim, foi moldada uma placa de 50x50x5 cm, na qual a mistura foi compactada utilizando um rolo monocilíndrico manual. A escolha pelo rolo manual foi baseada na expectativa de se reproduzir uma compactação mais semelhante à realizada pelo compactador giratório no processo de dosagem, além de ser também mais semelhante à compactação feita em campo. O procedimento completo para a confecção das placas está descrito a seguir:

- 1) Pesagem dos agregados minerais e do ligante asfáltico, tal como definido pela curva granulométrica dos agregados e pela dosagem feita em etapa anterior;
- 2) Pré-mistura dos agregados minerais, em quantidades que resultassem em misturas (após adição do ligante) de 10kg, e secagem na estufa na temperatura de 160 °C;
- 3) Preparação da mistura asfáltica no misturador mecânico;
- 4) Colocação da mistura, em estado solto, na estufa por 2h, para simulação do envelhecimento a curto prazo que ocorre no transporte da usina até o local da obra;
- 5) Compactação da mistura asfáltica, em uma forma metálica com dimensões de 50x50x5 cm, utilizando um rolo liso manual, com peso de 290 kg, até que a densidade aparente obtivesse um valor satisfatório;
- 6) Determinação da densidade da mistura compactada na placa por meio de um densímetro manual.

A Figura 3.11 ilustra o procedimento adotado para a confecção das placas.



Figura 3.11 - Confecção da Placa Asfáltica: (a) elaboração da mistura asfáltica (agregados e ligante asfáltico); (b) colocação da mistura na forma metálica após 2h; (c) compactação com o rolo monocilíndrico; (d) controle da compactação; (e) textura final

3.5 AVALIAÇÃO FUNCIONAL DA MISTURA

A avaliação funcional de um pavimento tem por objetivo garantir conforto e segurança aos usuários. Nesta avaliação, os principais parâmetros que devem ser estudados correspondem à macro e microtextura, pois são eles os responsáveis por proporcionar uma boa interação pneu-pavimento.

Existem diferentes métodos para realizar a avaliação funcional de um pavimento. Neste projeto, optou-se pela utilização do Ensaio de Mancha de Areia, para determinar a macrotextura, e o Pêndulo Britânico, para a microtextura.

Ensaio de Mancha de Areia

O Ensaio de Mancha de Areia (Figura 3.12) quantifica a profundidade média das irregularidades presentes na superfície do pavimento. Assim, um volume conhecido de areia padronizada (V) deve ser espalhado pela superfície, buscando manter a forma de um círculo. Em seguida, mede-se o diâmetro da “mancha” formada em quatro direções diferentes. O diâmetro final (D_m) é determinado pela média dessas quatro leituras.



Figura 3.12 - Ensaio de Mancha de Areia em andamento

Este ensaio é preconizado pela norma ASTM E 965/96 e a altura média da areia (HS) é expressa pela equação (3.7).

$$HS = \frac{4 \times V}{\pi \times D_m^2} \quad (3.7)$$

Ensaio do Pêndulo Britânico

Para a determinação da microtextura do pavimento, é utilizado o equipamento especificado pela norma ASTM E 303/93, chamado Pêndulo Britânico (Figura 3.13). Este equipamento possui um braço pendular, com uma sapata recoberta de borracha em sua

extremidade, a qual será atritada contra o pavimento umedecido quando liberada de sua posição inicial. A perda de energia por atrito é expressa em BPN (*British Number Pendulum*).



Figura 3.13 - Ensaio do Pêndulo Britânico

Foram realizadas quatro leituras, sendo o valor do BPN final a média dessas quatro determinações.

Determinação do Índice de Atrito Internacional (IFI)

A partir dos resultados obtidos para a macro e microtextura do pavimento, é possível combinar estes dois valores em um índice único, capaz de informar a condição geral de aderência do pavimento. Este índice é chamado de Índice de Atrito Internacional (*International Friction Index – IFI*) e permite a comparação de valores obtidos a partir de diferentes dispositivos.

Ele é representado por dois números situados entre parênteses e separados por uma vírgula, sendo o primeiro relativo ao atrito (F_{60}) e o segundo à textura (Sp). Ambos fornecem parâmetros com base em uma velocidade de 60km/h.

A partir do valor obtido pelo Ensaio de Mancha de Areia, determina-se a constante Sp utilizando a equação (3.8).

$$Sp = a + b \times T_x \quad (3.8)$$

Onde:

Sp = Constante de velocidade;

T_x = Altura média da rugosidade (H obtido no ensaio de Mancha de Areia);

a e b = Constantes que dependem do método utilizado (para o ensaio de Mancha de Areia, a = -11,6 e b = 113,6).

Com o valor de Sp , calcula-se o valor de FR_{60} - Fator ajustado para a velocidade de 60 km/h pela equação (3.9).

$$FR_{60} = FRS \times e^{\left(\frac{S-60}{Sp}\right)} \quad (3.9)$$

Onde:

FR_{60} = Fator ajustado de atrito para a velocidade de 60 km/h;

FRS = Valores de BPN medidos com o Pêndulo Britânico;

Sp = Constante de Velocidade obtida pela equação (3.8);

S = Velocidade em que é medido o atrito de acordo com o equipamento utilizado, que no caso do Pêndulo Britânico é igual a 10 km/h.

Em seguida, é calculado o Número de Atrito, F_{60} , pela equação (3.10).

$$F_{60} = A + B \times FR_{60} + C \times T_x \quad (3.10)$$

Onde:

F_{60} = Número de Atrito;

FR_{60} = Fator ajustado de atrito para a velocidade de 60 km/h, obtido pela equação (3.9);

T_x = Altura média da rugosidade (HS obtido no ensaio de Mancha de Areia

A, B e C = Constantes definidas para o método utilizado (Para o Pêndulo Britânico, tem-se A = 0,056, B = 0,008 e C = 0,0).

Determinados os valores de F_{60} e Sp , é possível calcular o valor do IFI de um pavimento a qualquer velocidade de passeio S , utilizando a equação (3.11).

$$IFI(S) = F_{60} \times e^{\left(\frac{60-S}{Sp}\right)} \quad (3.11)$$

Com base nestes cálculos, foi determinado o valor de IFI para a mistura SMA estudada neste projeto.

3.6 EXTRAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Para a extração dos corpos de prova a partir da placa asfáltica, foi utilizada uma extratora rotativa com motor a gasolina. Buscando otimizar a área disponível, foi feita a marcação da região de extração de cada corpo de prova na placa. Entretanto, optou-se por concentrar a extração na região central e descartar as bordas laterais, já que esta região apresenta, geralmente, um grau de compactação inferior. Assim, concluída a marcação, a placa foi levada para que os corpos de prova fossem extraídos. A Figura 3.14 ilustra o procedimento descrito.

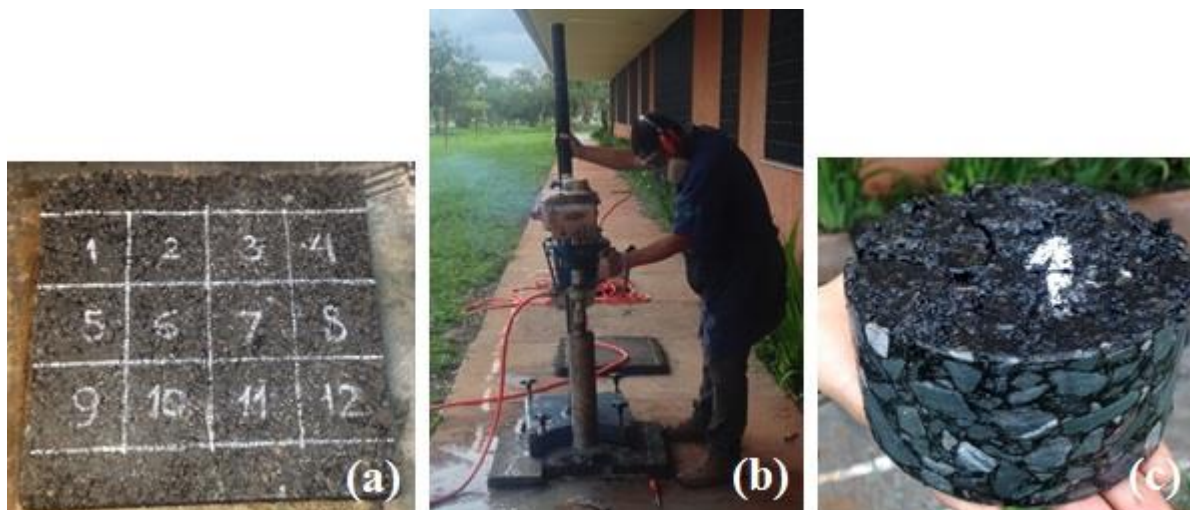


Figura 3.14 - Extração dos corpos-de-prova: (a) marcação dos corpos-de-prova na placa; (b) extração com o equipamento rotacional; (c) corpo-de-prova extraído

3.7 ENSAIOS MECÂNICOS

Os resultados obtidos por meio de ensaios mecânicos (tensões, deformações e deslocamentos) permitem uma análise estrutural dos pavimentos, de modo a se prever a ocorrência dos principais tipos de defeitos estruturais observados nas vias pavimentadas do Brasil (trincas por fadiga e deformações permanentes). Para tanto, nesse projeto foram realizados os ensaios de resistência a tração, estabilidade Marshall, módulo de resiliência e creep estático.

Ensaio de Resistência à Tração

A determinação da resistência à tração de misturas asfálticas é um parâmetro importante no estudo do comportamento dos pavimentos, visto que o tráfego de aeronaves desenvolve esforços de tração por flexão nas fibras inferiores dos revestimentos asfálticos. Entretanto, a determinação desse parâmetro de forma direta encontra algumas dificuldades, sendo a determinação indireta o procedimento mais usual.

Dessa forma, o ensaio mais utilizado para avaliar a resistência à tração é o ensaio brasileiro proposto por Lobo Carneiro. Neste ensaio, o corpo-de-prova cilíndrico é submetido a cargas de compressão concentradas e diametralmente opostas, por meio de frisos metálicos (Figura 3.15), que geram tensões de tração perpendiculares uniformes ao longo do diâmetro solicitado.

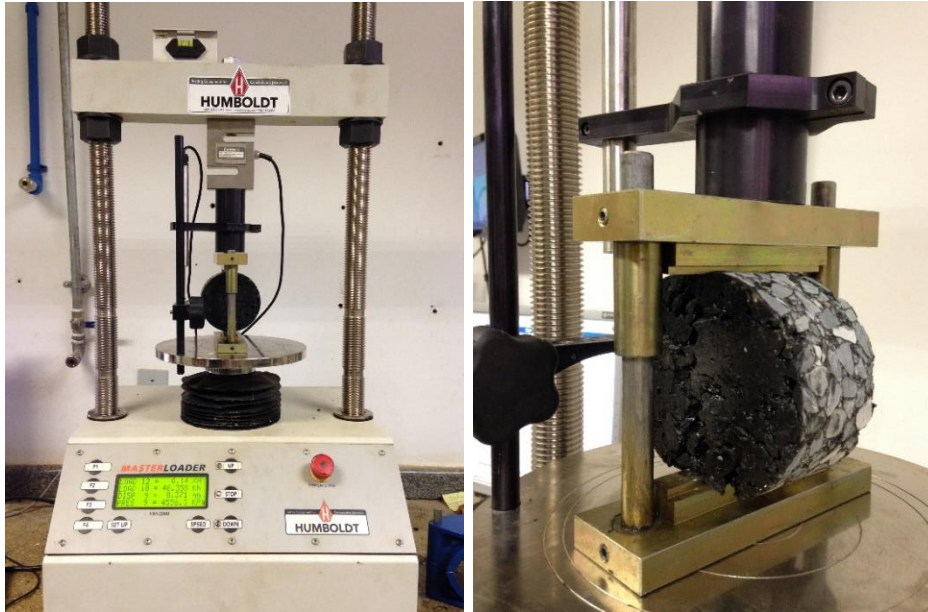


Figura 3.15 – Equipamento utilizado no ensaio de resistência à tração, com detalhe do corpo-de-prova ensaiado

A resistência à tração é, então, calculada por meio da expressão (3.12), a partir do valor da carga de ruptura (F) determinada no ensaio.

$$RT = \frac{2 \times F_R}{100 \times \pi \times D_{cp} \times h_{cp}} \quad (3.12)$$

Onde:

RT = Resistência à tração, MPa;

F_R = Carga de ruptura, N;

D_{cp} = Diâmetro do corpo de prova, resultado da média de quatro leituras feitas por meio do paquímetro, cm;

h_{cp} = Altura do corpo de prova, resultado da média de quatro leituras feitas por meio do paquímetro, cm.

Neste projeto, foram utilizados três corpos de prova, sendo o resultado definido como a média das três determinações. Conforme indicado pela norma DNER 138/94, os corpos de prova foram mantidos sob temperatura controlada de 25 °C por duas horas, antes de serem submetidos à ruptura.

Ensaio de Estabilidade Marshall

Criado na década de 1940 pelo Corpo de Engenheiros dos Estados Unidos, este ensaio tem seu procedimento descrito na norma brasileira DNER 043/95 e visa determinar a carga na

qual a mistura perde sua estabilidade, quando submetida a cargas de compressão sob carregamento constante.

Para isso, o equipamento utilizado é o mesmo da resistência à tração, substituindo apenas os frisos metálicos por cabeçotes curvos, tal como mostra a Figura 3.16. Os corpos de prova devem ser mantidos por um período de 30 a 40 minutos sob temperatura controlada de 60 °C antes da realização do ensaio.

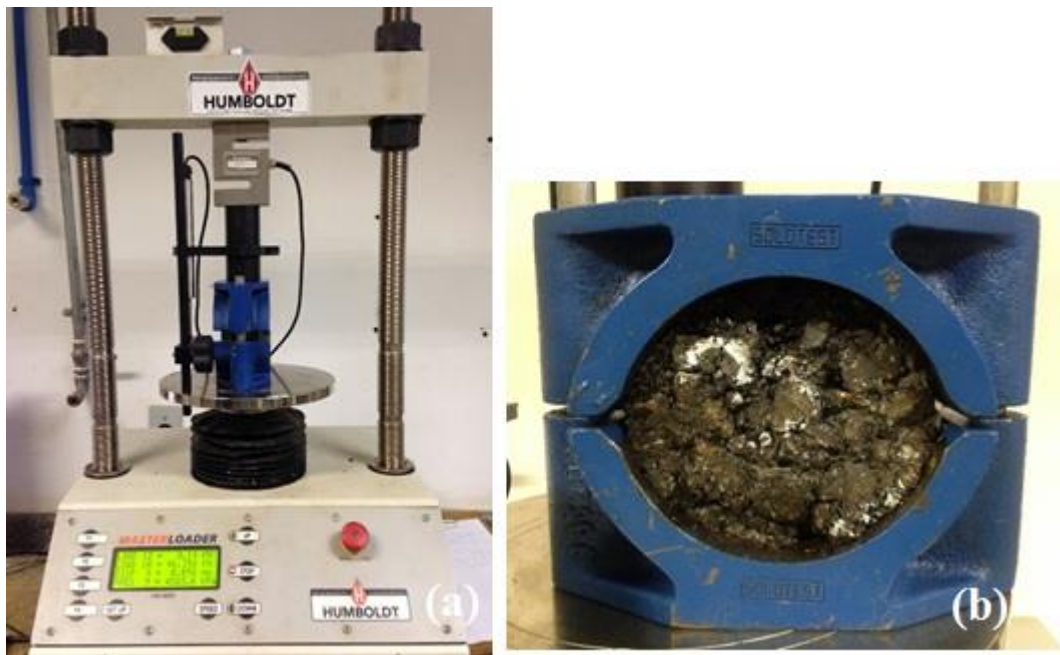


Figura 3.16 – Ensaio de estabilidade Marshall: (a) prensa utilizada no ensaio; (b) detalhe do corpo-de-prova ensaiado

A carga de compressão é aplicada por meio do deslocamento do prato inferior, que sobe a uma taxa constante de 5 cm/min, enquanto a parte superior permanece imóvel. Devido à resistência do material, torna-se necessária uma força crescente para que a taxa de carregamento continue a mesma. Assim, essa força aumenta até o ponto em que há a perda de estabilidade do material, causada pelo deslocamento ou quebra dos agregados. Essa carga máxima corresponde a Estabilidade Marshall, sendo o deslocamento vertical total do prato neste instante chamado de fluência.

Ensaio de Módulo de Resiliência

Segundo BERNUCCI *et al* (2007), Francis Hveem foi o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos, sendo ele também o responsável por definir “resiliência” como a “energia armazenada num

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

Neste projeto, o ensaio para determinar o módulo de resiliência está descrito na norma ASTM D 4123/ 95, sendo o equipamento utilizado apresentado na Figura 3.17. Ele consiste na aplicação repetida de uma carga no plano diametral vertical de um corpo cilíndrico, a qual gera uma tensão de tração transversal ao plano de aplicação da carga. A partir da medida do deslocamento diametral recuperável na direção horizontal causada por esta carga, obtém-se o módulo de resiliência, numa dada temperatura.

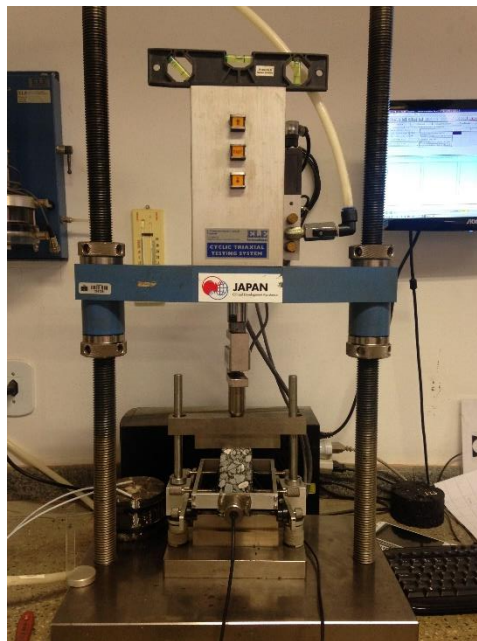


Figura 3.17 - Equipamento utilizado no ensaio de Módulo de Resiliência

A norma brasileira (DNER-ME 133/95) adota um procedimento semelhante e sugere a aplicação de uma carga que resulte em uma tensão menor ou igual a 30% da resistência à tração determinada no ensaio de resistência à tração indireta por compressão diametral, com frequência de aplicação de 60 ciclos por minuto, sendo a aplicação de carga de 0,1s e repouso de 0,9s. Assim, a partir dos resultados de deformação obtidos, determina-se o módulo de resiliência pela expressão (3.13). O módulo de resiliência de cada corpo-de-prova corresponderá à média aritmética dos módulos determinados a 300, 400 e 500 aplicações da carga.

$$MR = \frac{F}{100 \times \Delta \times H} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (3.13)$$

Onde:

MR = Módulo de Resiliência, MPa;

F = Carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo-de-prova, N;

Δ = deformação elástica ou resiliente registrada no oscilógrafo, para 300, 400 e 500 aplicações da carga (F), cm;

H = altura do corpo-de-prova, cm;

μ = coeficiente de Poisson, sendo que a norma brasileira sugere o valor de 0,3.

Neste projeto, foram utilizados três corpos-de-prova, os quais foram mantidos em um ambiente climatizado a 25 °C por duas horas, antes do ensaio.

Ensaio de Fluência – Creep Estático

O afundamento de trilhas de rodas causado por deformações permanentes corresponde a um dos defeitos funcionais mais comuns dos pavimentos. Com o aumento das solicitações devido à maior frequência de voos e ao maior peso das aeronaves, os pavimentos ficam ainda mais suscetíveis a este tipo de falha e, portanto, ensaios capazes de avaliar as misturas antes de sua aplicação assumem papel importante no projeto de revestimentos asfálticos. No Brasil, o ensaio mais utilizado para prever este tipo de defeito corresponde ao *creep* estático.

Também chamado de ensaio de compressão uniaxial, ele consiste na aplicação de uma carga constante no sentido vertical do corpo de prova, sendo as deformações geradas medidas ao longo do tempo. A Figura 3.18 apresenta o aparato experimental utilizado neste ensaio.



Figura 3.18 - Aparato experimental utilizado no Ensaio de *Creep* Estático

Neste ensaio, é importante garantir o paralelismo das faces do corpo-de-prova e, com esse objetivo, foi feito o capeamento utilizando pasta de cimento. Em seguida, a amostra foi mantida a 25 °C por duas horas antes da realização do ensaio. Durante o procedimento, foi aplicada uma carga estática de 0,1 MPa (1 kgf/cm²) durante cerca de uma hora, sendo que, após este período, o corpo de prova permaneceu em fase de descarregamento durante 15 minutos, para que fosse possível determinar as deformações plásticas da mistura. O resultado esperado corresponde à obtenção dos valores de deformações uniaxiais em função do tempo de aplicação da carga, o que permite a determinação da função fluência. Essa função é definida dividindo as deformações obtidas pela tensão constante aplicada.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Seguindo a metodologia descrita, foram obtidos resultados que permitiram a análise funcional e mecânica da mistura SMA. Dessa forma, neste capítulo, são apresentados os dados resultantes destes ensaios, bem como uma interpretação destes parâmetros.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS AGREGADOS

O primeiro passo para a avaliação dos agregados corresponde à verificação da graduação escolhida em relação às especificações existentes. Neste projeto, a curva granulométrica da mistura foi definida como a média dos limites exigidos pela Inframerica e, portanto, está dentro dos limites requeridos para o SMA, o que pode ser observado na Figura 4.1. Neste mesmo gráfico, são apresentados os limites da Faixa C do DNIT, característica das misturas convencionais.

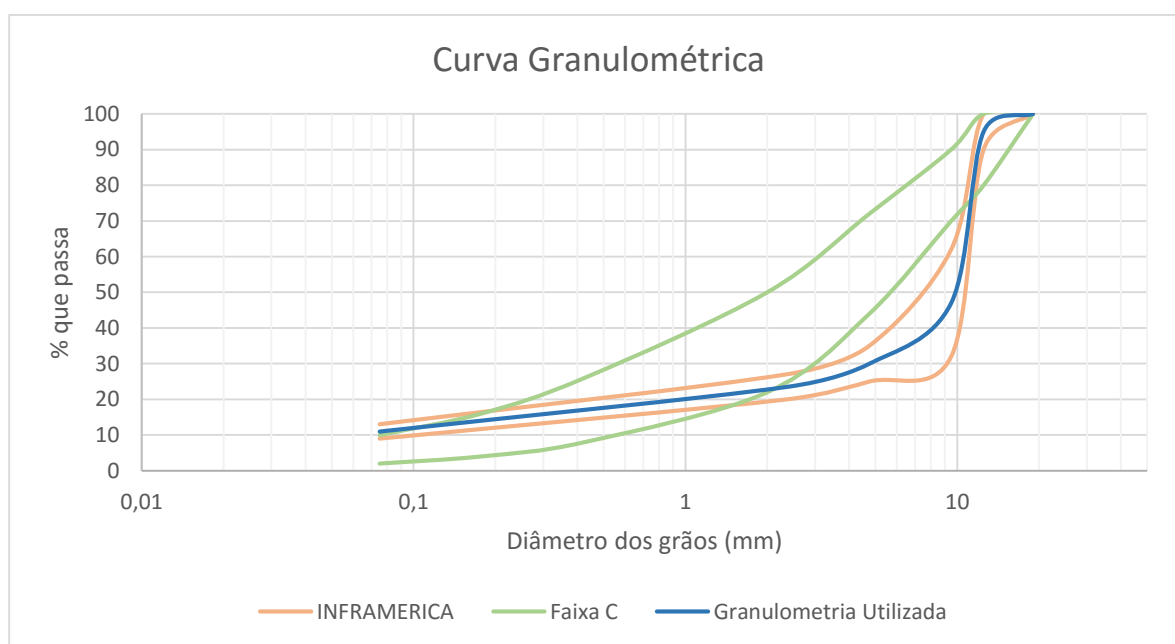


Figura 4.1 - Curva granulométrica utilizada

É possível, por meio da Figura 4.1, verificar a diferença entre os dois tipos de mistura. No caso do SMA, observa-se uma curva com queda acentuada, devido à pequena porcentagem de agregados com tamanhos intermediários, típica de misturas com granulometria descontínua. Já para o CBUQ, a curva apresenta inclinação suave ao longo de toda a sua distribuição, o que evidencia sua graduação densa.

Definida a graduação a ser utilizada no projeto, foram realizados os ensaios de caracterização dos agregados, cujos resultados e especificações correspondentes estão apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados

	Ensaio	Unidade	Especificações		Resultado Obtido
			Petrobrás	NAPA	
Fração Graúda	Abrasão Los Angeles	%	30 máx.	30 máx.	15
	Forma - Partículas Alongadas e Achatadas				
	3:1 (9,5/ 4,75 mm)	%	20 máx.	20 máx.	18/17
	5:1 (9,5/ 4,75 mm)	%	5 máx.	5 máx.	3/ 0
	Absorção	%	2 máx.	2 máx.	0,51
	Densidade				
	Real	g/cm ³	-	-	2,750
	Aparente	g/cm ³	-	-	2,720
	Durabilidade	%	15 máx.	15 máx.	7
	Adesividade	-	-	-	Satisfatória
	Equivalente de Areia	%	-	-	66
	Ensaio de Faces Fraturadas				
	Uma face	%	100 mín.	100 mín.	100
Duas faces	%	50 mín.	90 mín.	100	
Fração Miúda	Densidade				
	Aparente	g/cm ³	-	-	2,610
	Real	g/cm ³			2,750
	Absorção	%	-	-	0,68
	Durabilidade	%	-	-	7
	Angularidade	%	45 mín.	45 mín.	45,75
Fíler	Densidade	g/cm ³	-	-	2,740

A maximização do contato grão-a-grão em misturas SMA exige que algumas propriedades dos agregados sejam avaliadas com maior rigor, como é o caso da resistência à abrasão, forma e angularidade das partículas.

Em relação à resistência à abrasão, o material escolhido se mostrou bastante adequado, visto que foi obtida uma perda de 15% no ensaio de abrasão Los Angeles, metade do limite especificado.

Quanto à forma da partícula, o primeiro ensaio realizado com o material forneceu um resultado com valor superior ao aceitável, ou seja, o material era composto por um grande número de partículas alongadas e/ou achatadas. O excesso desse tipo de partícula é prejudicial à mistura SMA, pois, durante a compactação, ela tende a quebrar e preencher os vazios existentes, tornando a mistura densa.

Assim, optou-se por analisar a forma do material após o ensaio de abrasão e verificou-se que o material britado se adequava ao limite estabelecido quanto ao critério de forma. Portanto, o procedimento de britar o material antes de sua utilização em qualquer parte do projeto foi adotado, sempre utilizando a mesma quantidade de material e de esferas na máquina Los Angeles (5 kg e 10 esferas). Além disso, por se tratar de material britado, 100% das partículas apresentavam, no mínimo, duas faces fraturadas, atendendo ao requisito exigido.

O ensaio de angularidade da fração miúda também apresentou resultado adequado. Esse resultado, juntamente com o obtido no ensaio de faces fraturadas, indica que o material escolhido favorece o aumento da resistência às deformações permanentes da mistura, devido ao maior atrito entre as partículas.

Por fim, a adesividade entre ligante e agregado foi classificada como satisfatória, já que não foi constatado escorrimento do ligante ao final do ensaio (Figura 4.2). Esta propriedade é muito importante no SMA devido ao alto teor de ligante adotado na mistura, o qual aumenta os riscos de segregação.



Figura 4.2 - Amostra resultante do ensaio de adesividade

4.2 CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO

A caracterização do ligante asfáltico foi feita por meio dos ensaios citados na metodologia, os quais estão listados na Tabela 4.2, juntamente com os resultados obtidos e seus requisitos correspondentes. Além disso, apresentam-se na Tabela 4.3 os resultados da caracterização do CAP 50/70 utilizado no asfalto-borracha, fornecidos pela Refinaria Gabriel Passos.

Tabela 4.2 - Resultado dos ensaios de caracterização do asfalto-borracha

Ensaio	Unidade	Especificação		Resultado
		ANP	DER	
Penetração	0,1 mm	30 - 70	25 - 75	41
Ponto de Amolecimento	°C	50 mín.	55 mín.	58
Densidade Relativa	-	-	1,00 - 1,05	1,02
Viscosidade Brookfield a 175 °C	cP	800 - 2000	800 - 2500	940
Ponto de Fulgor	°C	235 mín.	235 mín.	330
Recuperação Elástica a 25 °C	%	50 mín.	-	52

Tabela 4.3 - Resultado dos ensaios de caracterização do CAP 50/70 (Refinaria Gabriel Passos)

Ensaio	Unidade	Especificação PETROBRAS	Resultado
Penetração	0,1 mm	50 a 70	50
Ponto de amolecimento	°C	46	46
Densidade Relativa	-	-	1,005
Viscosidade Brookfield a 177 °C	cP	57 a 285	66
Ductilidade a 25 °C	cm	60 min	> 150
Ponto de fulgor	°C	235	347

A partir da Tabela 4.2, observa-se que os resultados obtidos estão dentro dos limites exigidos, o que torna o asfalto-borracha produzido em laboratório adequado para compor a mistura SMA deste projeto.

Dentro desta avaliação, destaca-se o aumento da viscosidade do ligante com a adição da borracha, já que, como indica as Tabela 4.2 e Tabela 4.3, o CAP 50/70 apresentou viscosidade de 66 cP, enquanto o asfalto-borracha obteve 940 cP. De acordo com ODA *et al.* (2005), esta alta viscosidade do asfalto-borracha aliada às propriedades de flexibilidade e coesão permite a utilização deste ligante em misturas descontínuas. Além disso, estes autores realizaram uma pesquisa em um trecho experimental na Bahia, utilizando SMA com asfalto-borracha sem fibras, e obtiveram resultados mecânicos satisfatórios. Com base nisso, optou-se por dispensar o uso de fibras na mistura SMA neste projeto.

Ainda com os dados de viscosidade foram traçadas as curvas “viscosidade *versus* temperatura” do CAP 50/70 e do asfalto-borracha, apresentadas na Figura 4.3, que servem de base para a determinação das temperaturas de usinagem e compactação das misturas asfálticas.

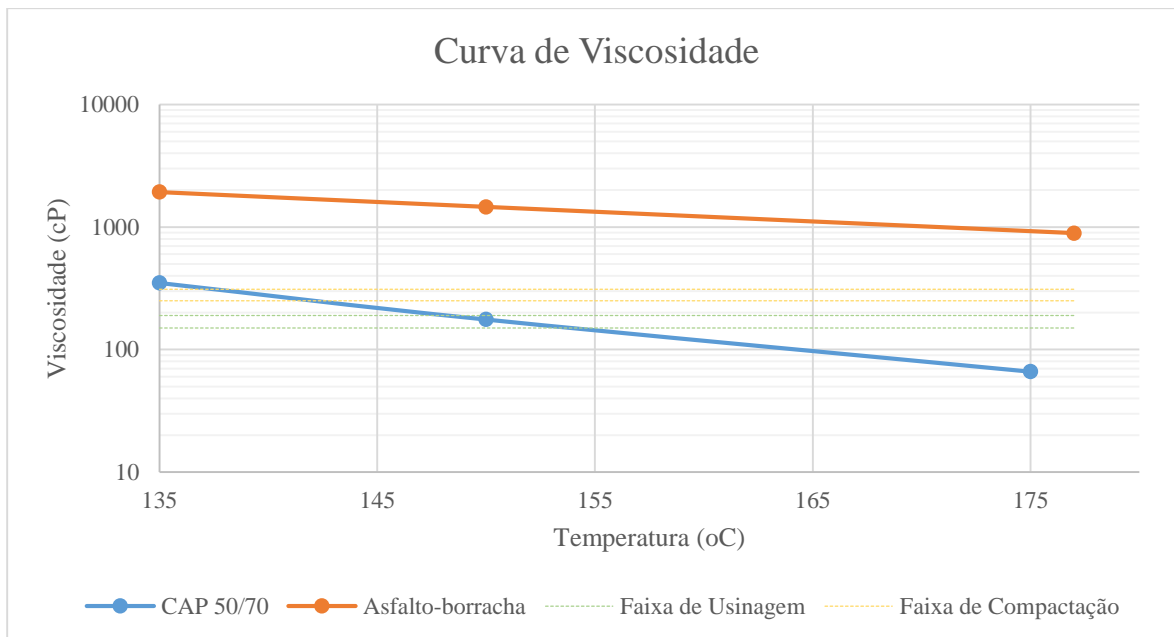


Figura 4.3 - Curva da viscosidade em função do tempo

Segundo a metodologia Superpave, a temperatura adequada de mistura é aquela em que o ligante asfáltico apresenta viscosidade Brookfield entre 150 e 190 cP, enquanto que, para a compactação, essa viscosidade varia entre 250 e 310 cP, sendo essas as faixas de usinagem e compactação indicadas na Figura 4.3. Esse critério, como é possível observar no gráfico apresentado, não é adequado a ligantes modificados. Dessa forma, foi utilizada a recomendação norma DNIT 112/2009 – ES para ligantes asfalto-borracha, que indica que a temperatura de usinagem deve ficar entre 165 e 180°C e que a compactação deve ocorrer a uma temperatura mínima de 145°C.

4.3 DOSAGEM DA MISTURA

A compactação dos 8 corpos-de-prova com a granulometria adotada a diferentes teores de ligante (6%, 6,5%, 7% e 7,5%) teve por objetivo a obtenção dos parâmetros volumétricos e densidades das amostras para o traçado da curva “teor de ligante *versus* porcentagem de vazios”, apresentados na Tabela 4.4 e na Figura 4.4, respectivamente.

Tabela 4.4 - Parâmetros obtidos na compactação a diferentes teores de ligante

Teor (%)	Número de Giros	G _{mm} (g/cm ³)	G _{mb} (g/cm ³)	VAM (%)	VCA _{MIX} (%)	%G _{mm}	Va (%)
6	9		2,160			86,80	13,20
	125	2,488	2,426	16,78	41,32	97,49	2,51
	205		2,454			98,79	1,21
6,5	9		2,154			87,18	12,82
	125	2,471	2,422	17,365	41,73	98,02	1,98
	205		2,454			99,32	0,68
7	9		2,168			88,75	11,25
	125	2,443	2,432	17,455	41,79	99,56	0,44
	205		2,448			100,19	-0,19
7,5	9		2,155			88,82	11,18
	125	2,426	2,420	18,285	42,38	99,76	0,24
	205		2,441			100,58	-0,58

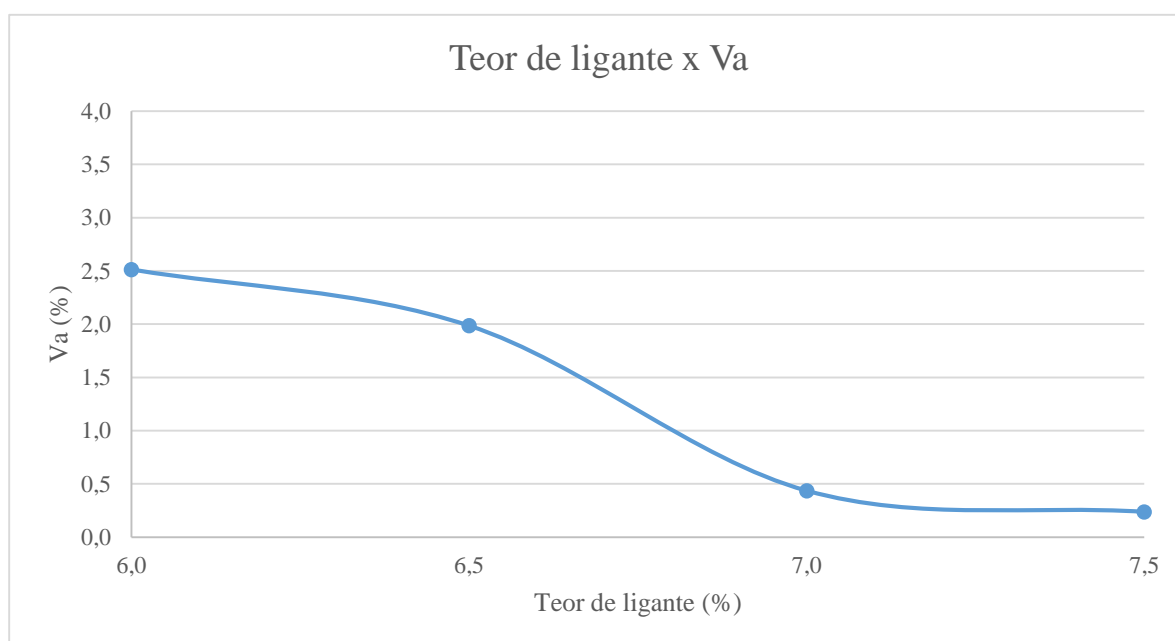


Figura 4.4 - Teor de ligante versus porcentagem de vazios

Como foi usada sempre a mesma granulometria, o VCA_{DRC} é 40,6% para todos as misturas, sendo determinado com auxílio da DNER-ME 153 e a fórmula (3.1). Comparando-se os valores de VCA_{MIX} obtidos da compactação das amostras com o valor de VCA_{DRC}, tem-se que aquele foi sempre maior do que esse e, apesar de próximos, esses valores indicam desacordo com os requisitos da NAPA (2002). Assim, a granulometria escolhida não é a mais adequada a misturas SMA, segundo este critério.

Fora isso, os vazios no agregado mineral (VAM), de modo geral, atingiram o mínimo especificado de 17%, exceto para as misturas de 6% de teor de ligante que ficaram próximas, mas não chegaram a esse valor.

Por fim, observa-se que a %G_{mm} obteve valor adequado para o N_{inicial}, mas esteve acima do limite de 98% para N_{máximo} em todas as misturas, indicando que elas apresentariam volume de vazios muito baixo no fim da vida de serviço do pavimento, levando a um risco de exsudação. Além disso, o volume de vazios no N_{projeto} desejado de 4% não foi atingido, como indica a Figura 4.4 e, portanto, não foi possível a determinação do teor de projeto.

Assim, optou-se pela compactação de mais dois corpos-de-prova com 5% e 5,5% de teor de ligante e a mesma granulometria adotada anteriormente, na expectativa de se obter o teor “ótimo” de asfalto. A Tabela 4.5 apresenta os parâmetros encontrados para as novas amostras.

Tabela 4.5 - Parâmetros obtidos na compactação das amostras com 5% e 5,5% de ligante

Teor (%)	Número de Giros	G _{mm} (g/cm ³)	G _{mb} (g/cm ³)	VAM (%)	VCA _{MIX} (%)	%G _{mm}	Va (%)
5	9		2,149			85,44	14,56
	125	2,515	2,445	16,28	40,97	96,03	3,97
	205		2,455			97,65	2,35
5,5	9		2,142			85,54	14,46
	125	2,504	2,416	16,66	41,23	96,50	3,50
	205		2,453			97,96	2,04

Complementou-se ainda a curva “teor de ligante *versus* porcentagem de vazios”, como mostra a Figura 4.5.

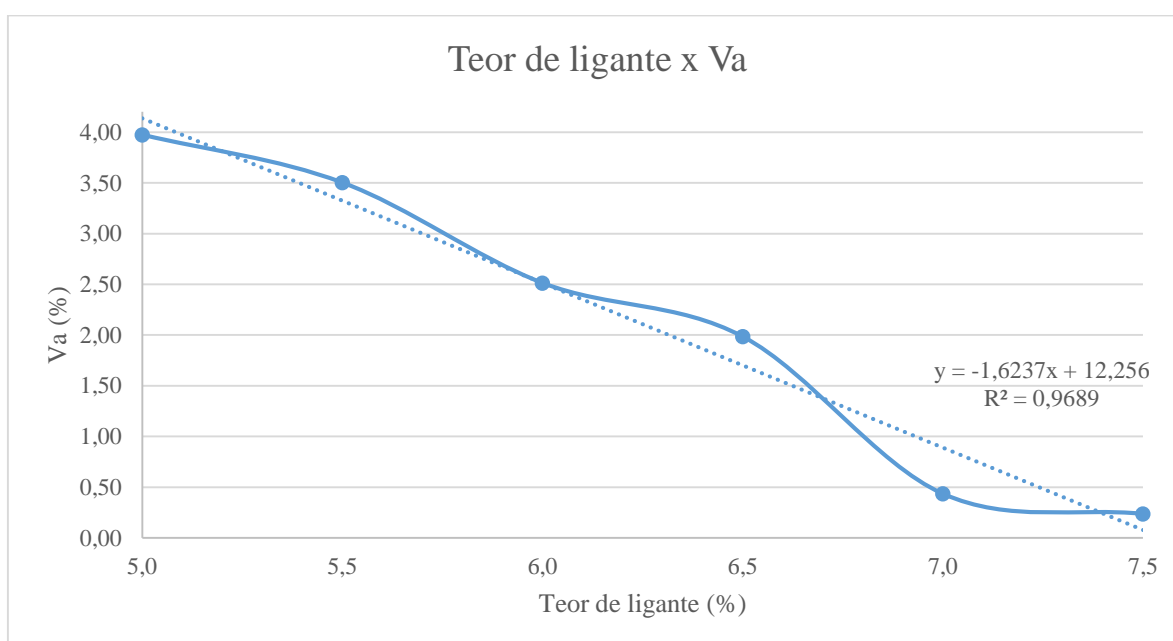


Figura 4.5 - Teor de ligante versus porcentagem de vazios complementada

Os valores de VCA_{MIX} obtidos foram bastante próximos do VCA_{DRC} , indicando um contato grão-grão mais apropriado, à medida que o teor de ligante foi reduzido. No entanto, o VAM se mostrou inadequado em todas as misturas, estando abaixo do requisito especificado.

No entanto, as densidades aparentes obtidas representaram porcentagem adequada da densidade máxima ($\%G_{mm}$) para o $N_{inicial}$ e o $N_{máximo}$. E o volume de vazios na compactação de projeto obteve valores próximos ao requerido.

Assim, por meio da equação de tendência da curva “teor de ligante *versus* porcentagem de vazios”, obteve-se um teor de ligante de 5,1% para 4% de vazios, sendo esse o teor de projeto adotado. Esse valor, no entanto, está bem abaixo do mínimo de 6% de ligante típico de misturas SMA.

Apesar das inconsistências encontradas, optou-se por continuar o projeto com a granulometria escolhida e o teor de ligante determinado, levando em consideração a adequação do volume de vazios na mistura. O ideal seria repetir a dosagem com uma nova granulometria, porém o pouco tempo disponível para a realização desse projeto, juntamente com a dificuldade na obtenção dos materiais, cujos volumes eram restritos, impossibilitou essa opção.

Por fim, realizou-se o ensaio de escorrimento para o teor de projeto escolhido, com base na norma AASHTO T 305. O resultado obtido foi de 0,05% e, portanto, verifica-se que o limite de 0,3% especificado pela NAPA (2002) foi respeitado. Com base nisso, concluiu-se que o asfalto borracha apresentou desempenho satisfatório quanto ao risco de escorrimento do ligante, o que valida a opção pela não utilização de fibras na mistura.

4.4 CONFECCÃO DA PLACA ASFÁLTICA E EXTRAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA

Para a confecção da placa, foram utilizados 30 kg de material, que, conforme descrito na metodologia, foram compactados com o auxílio de um rolo monocilíndrico manual. Essa compactação foi verificada por meio de um densímetro com medições em pontos distintos da placa, que ao final do processo, indicaram valores de grau de compactação que variavam entre 93 e 95%.

A partir da placa, foram extraídos doze corpos-de-prova, que podem ser observados na Figura 4.6 - Corpos-de-prova extraídos da placa asfáltica. Para cada um deles, foi feito o ensaio de densidade aparente que, juntamente com a densidade máxima teórica, permitiu a determinação do volume de vazios. A Tabela 4.6 apresenta estes valores.



Figura 4.6 - Corpos-de-prova extraídos da placa asfáltica

Tabela 4.6 - Densidade e volume de vazios dos corpos-de-prova extraídos

CPs	D_{ap} (g/cm³)	G_{mm} (g/cm³)	V_a (%)
1	2,33	2,52	7,29
2	2,32	2,52	7,87
3	2,31	2,52	8,26
4	2,21	2,52	12,24
5	2,34	2,52	6,94
6	2,33	2,52	7,19
7	2,32	2,52	7,92
8	2,27	2,52	9,80
9	2,32	2,52	7,82
10	2,29	2,52	8,94
11	2,33	2,52	7,53
12	2,28	2,52	9,55

Conforme pode ser observado na Tabela 4.6, o volume de vazios alcançado foi bem superior ao desejável. Isso pode ser justificado pela compactação limitada obtida com o rolo manual, pois a dificuldade de seu manuseio, associada à alta viscosidade do ligante, resultaram em um grau de compactação baixo, gerando um volume de vazios inadequado. Apesar disso, o aspecto visual tanto da superfície como da parte interna da placa, verificada na lateral dos corpos-de-prova extraídos, correspondeu ao esperado, visto que sua aparência se assemelhava a de uma mistura bem compactada, tal como pode ser observado na Figura 4.7.



Figura 4.7 - Aspecto visual da mistura compactada na placa

4.5 ENSAIOS FUNCIONAIS

A análise funcional da mistura SMA desenvolvida nesse trabalho foi feita por meio dos ensaios de mancha de areia e pêndulo britânico na placa confeccionada, para a obtenção do seu Índice de Atrito Internacional (IFI). Além disso, aproveitando uma placa de CBUQ moldada no Infralab no mesmo período, foram realizados estes mesmos ensaios para a avaliação do concreto asfáltico convencional. Com isso, foi possível uma comparação entre os resultados obtidos para as duas misturas.

Ensaio de Mancha de Areia

Os valores da macrotextura avaliados por meio do ensaio de mancha de areia foram obtidos em quatro pontos distintos tanto na placa de SMA, quanto na placa de CBUQ. Sendo assim, o resultado para cada placa é a média entre os quatro pontos ensaiados e podem ser observados na Tabela 4.7, sendo seu resultado avaliado conforme a classificação da Tabela 2.2.

Tabela 4.7 - Resultados para o ensaio de mancha de areia

Mancha de Areia			
	Diâmetro médio (mm)	HS (mm)	Classificação
SMA	19,3	1,1	Grosseira ou Aberta
CBUQ	34,7	0,3	Fina ou Fechada

Os resultados obtidos estão de acordo com o que se esperava, uma vez que evidenciam o fato de que o SMA apresenta maior macrotextura que as misturas densas convencionais,

graças à sua granulometria descontínua e às características físicas dos agregados que a compõem.

Ensaio do Pêndulo Britânico

Para a determinação da microtextura, realizou-se o ensaio do pêndulo britânico nas placas de SMA e CBUQ, com o intuito de avaliar o atrito de revestimentos feitos com ambas as misturas. Assim, foram obtidos os resultados indicados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Resultados para o ensaio do pêndulo britânico

Pêndulo Britânico		
	BPN	Classificação
SMA	70	Rugosa
CBUQ	61	Rugosa

Observa-se na Tabela 4.8 que o SMA apresentou atrito um pouco maior que o CBUQ, no entanto, os resultados tanto de um, quanto do outro se enquadraram na classificação rugosa, segundo a Tabela 2.1. Sendo a microtextura função da superfície das partículas dos agregados, essa semelhança nos resultados para as duas misturas era esperada, já que em ambas foram empregadas calcário de mesma procedência.

Índice de Atrito Internacional (IFI)

Após a determinação dos parâmetros de textura e atrito da superfície das placas asfálticas, foram feitos os cálculos dos parâmetros S_p e F_{60} , para a se conhecer o comportamento do atrito pelo IFI a diferentes velocidades. Primeiramente, analisou-se o valor do índice de atrito pontualmente na velocidade de 60km/h para que fosse possível a comparação desses valores, apresentados na Tabela 4.9, com a classificação indicada na Tabela 2.4.

Tabela 4.9 - Resultados do IFI para 60 km/h

Índice de Atrito Internacional (IFI) - 60km/h					
	S_p	FR₆₀	F₆₀	IFI	Classificação
SMA	108,6	44,0	0,4	0,41	Ótimo
CBUQ	17,6	3,5	0,1	0,08	Muito ruim

Além disso, para se conhecer o comportamento do desse índice a diferentes velocidades, foi desenvolvido o Figura 4.8.

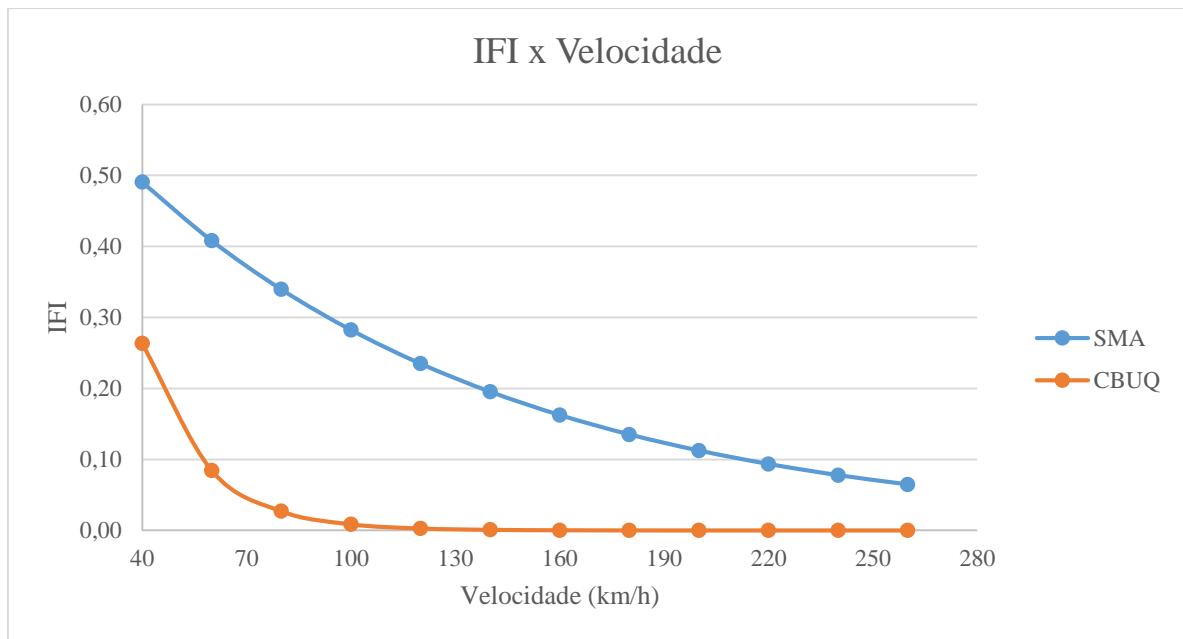


Figura 4.8- Variação do índice de atrito com a velocidade

Por meio desses dados, pode-se dizer que o SMA apresenta bom atrito, em especial a médias e baixas velocidades, como indicado pela classificação mostrada na Tabela 2.4 que a classifica como “ótima” a 60 km/h. O CBUQ, no entanto, não apresentou resultado satisfatório quanto a essa classificação, sendo o seu atrito considerado “muito ruim”. Além disso, observa-se que o SMA apresentou melhor desempenho que o CBUQ em todas as velocidades analisadas, apresentando ainda um decaimento mais suave do atrito com o aumento da velocidade.

Com base nisso, segundo esse estudo simplificado, pode-se dizer que o aspecto superficial de pavimentos em SMA garante maior aderência pneu-pavimento do que o CBUQ, sendo sua macrotextura a maior responsável por isso. Esse é um aspecto de grande relevância na opção por misturas SMA, garantindo maior segurança, em especial, em situações de pista molhada.

4.6 ENSAIOS MECÂNICOS

A avaliação das propriedades mecânicas da mistura SMA neste projeto foi realizada por meio dos ensaios de resistência à tração por compressão indireta, estabilidade Marshall, módulo de resiliência e *creep* estático.

Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral

Foram ensaiados três corpos-de-prova extraídos da placa asfáltica, sob a temperatura de 25 °C. A Tabela 4.10 apresenta os valores de resistência à tração (RT) obtidos.

Tabela 4.10 - Resultados obtidos no ensaio de resistência à tração para o SMA

Resistência à Tração - SMA				
CP	Carga de Ruptura (N)	D_{cp} (cm)	h (cm)	RT (MPa)
1	5800	9,85	5,08	0,74
4	5100	9,88	4,52	0,73
7	7230	9,91	4,89	0,95
Média				0,81

Segundo BERNUCCI *et al.* (2007), os valores típicos de RT para misturas SMA se concentram na faixa de 0,8 a 1,2 MPa. Assim, analisando a Tabela 4.10, verifica-se que a média dos corpos-de-prova ensaiados está dentro desta faixa. No entanto, o CP 7 foi o responsável por elevar essa média, visto que seu valor de RT foi bem superior ao dos outros dois corpos-de-prova, que apresentaram resistências semelhantes e um pouco abaixo do esperado.

A Tabela 4.11 apresenta a resistência à tração obtida pelo mesmo método e equipamento de ensaio utilizados nesse trabalho para uma mistura convencional de CBUQ com CAP 50/70.

Tabela 4.11 - Resistência à tração para o CBUQ (MARTINEZ, 2014)

Resistência à Tração - CBUQ				
CP	Carga de Ruptura (N)	D_{cp} (cm)	h (cm)	RT (MPa)
14	9080	10,29	5,85	0,96
15	9190	10,20	5,98	0,96
16	9530	10,24	5,84	1,01
Média				0,98

Observa-se que a mistura SMA desenvolvida apresentou desempenho menor que o CBUQ quanto à resistência à ruptura por tração. Esse mesmo resultado foi observado em outros trabalhos, como na pesquisa de VASCONCELOS (2004), cujo valor de RT encontrado para misturas SMA foi em média de 0,9 MPa e de 1,54 MPa para misturas densas.

No entanto, vale ressaltar que a comparação aqui realizada representa apenas um tendência em relação aos valores de RT, mas não podem ser consideradas conclusivas, já que as misturas foram compactadas e dosadas por métodos diferentes.

Ensaio de Estabilidade Marshall

Para o ensaio de estabilidade Marshall, foram utilizados três corpos-de-prova, sob temperatura de 60 °C. A Tabela.4.12 apresenta os resultados adquiridos.

Tabela.4.12 - Resultados obtidos para o ensaio de estabilidade Marshall

Estabilidade Marshall		
CP	Estabilidade (N)	Fluência (mm)
2	5250	9,2
3	8120	10,6
8	5610	10,8
Média	6327	10,2

Segundo a NAPA (2002), o valor de estabilidade desejável para o SMA é de, no mínimo, 6200N. Observa-se que este valor só foi atingido pela média dos resultados, sendo que os CPs 2 e 8 apresentaram valor inferior ao adequado. Entretanto, de acordo com BROWN (1992) *apud* EL-HAGE (2012), a estabilidade e a fluência Marshall não refletem o comportamento real das misturas SMA, devido ao fato de que estes parâmetros foram desenvolvidos para misturas densas. Além disso, pesquisas realizadas por este autor indicaram valores de estabilidade das misturas SMA inferiores aos de misturas convencionais, não retratando o real desempenho destas misturas em relação às deformações permanentes.

Ensaio de Módulo de Resiliência

Neste ensaio, foram utilizados três corpos-de-prova a 25 °C, os quais foram submetidos a uma carga capaz de gerar uma tensão igual a 20% da resistência à tração determinada previamente. Após o pré-condicionamento da amostra, o equipamento realizou cinco ciclos de aplicações de carga e determinou as deformações elásticas correspondentes. O módulo de resiliência de cada corpo-de-prova corresponde então à média dos valores obtidos para cada ciclo, apresentados na Tabela.4.13.

Tabela.4.13 - Resultados obtidos no ensaio de módulo de resiliência

CP	Carga (N)	D_{elástica} (µm)	MR (MPa)	RT (Mpa)	MR/RT
6	1204,3	4,2	3232	0,81	3990
9	1153,4	5,06	2016	0,81	2489
11	1107,2	4,29	3201	0,81	3952
	Média		2816	0,81	3477

Como pode ser observado na Tabela.4.13, apesar de o módulo de resiliência médio obtido ter o valor 2816 MPa, dois dos três corpos-de-prova analisados tiveram MR superior a 3200 MPa. Mesmo assim, estes valores são inferiores ao MR de 4747 MPa encontrado por VASCONCELOS (2004) para misturas SMA 12,5mm. Isso pode ser justificado pelo fato desta autora ter utilizado o CAP 50/60 como ligante asfáltico da mistura, que, segundo BERNUCCI

et al. (2007), resulta em valores de MR superiores ao de misturas com asfaltos modificados com polímeros ou borracha.

Na última coluna da Tabela.4.13, é apresentada a razão MR/RT, a qual é considerada um indicador da vida de fadiga de misturas asfálticas, relacionando os parâmetros de rigidez e resistência. Dessa forma, valores mais baixos dessa razão são desejáveis, uma vez que a menor rigidez do material melhora a absorção de tensões e evita o trincamento prematuro do revestimento, e a alta resistência à tração está associada a maior resistência à fadiga (BERNUCCI *et al.*,2007). Nos estudos de VASCONCELOS (2004), foi obtido o valor de 4844, enquanto neste trabalho, a média foi de 3477.

Ensaio de Creep Estático

Para este ensaio, foi ensaiado apenas um corpo-de-prova sob a temperatura de 25 °C e uma tensão constante de 100 kPa. Como resultado, foram obtidas as curvas apresentadas na Figura 4.9 e Figura 4.10.

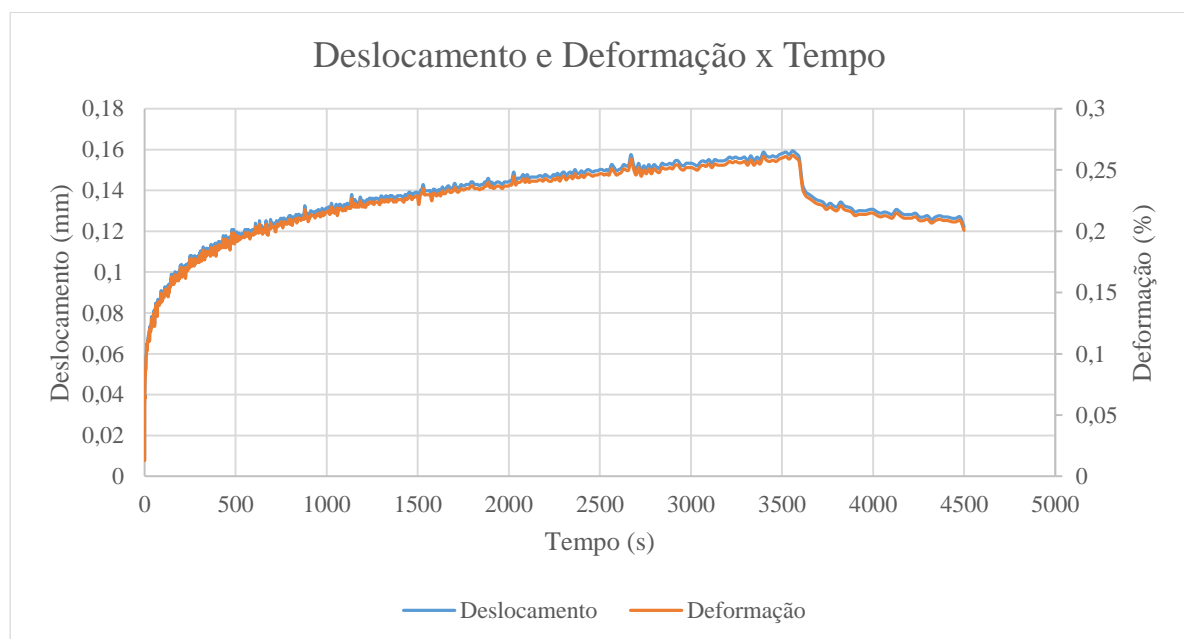


Figura 4.9 - Curvas de deslocamento e deformação em função do tempo

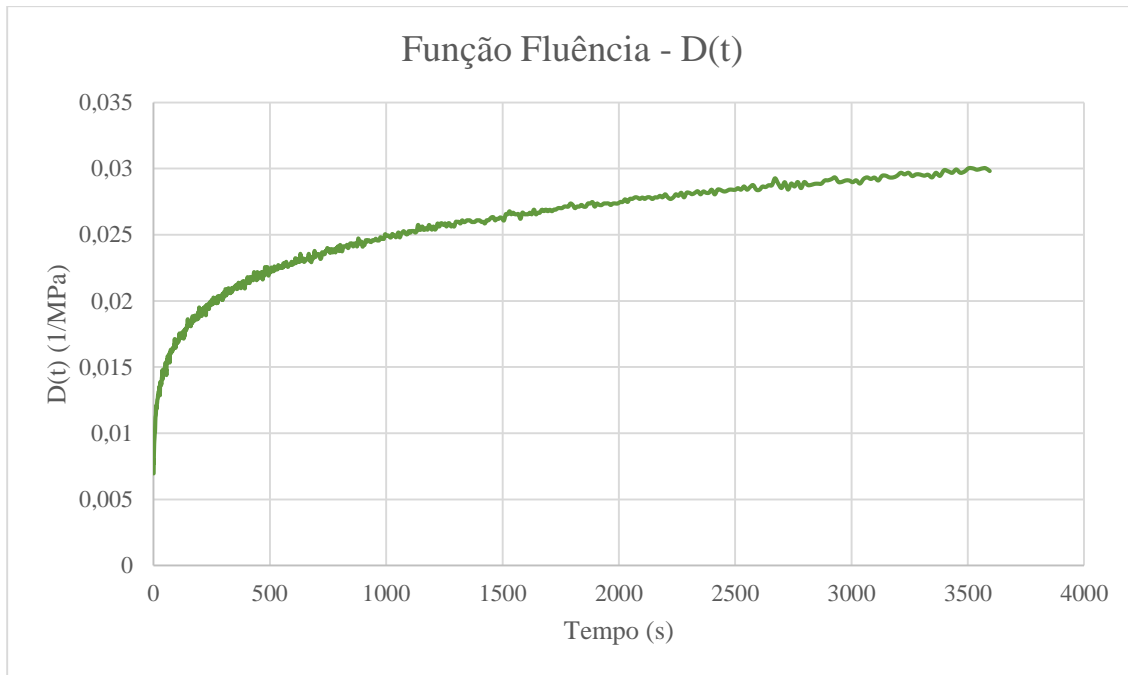


Figura 4.10 - Função fluência

A partir da Figura 4.9, constata-se que o comportamento da mistura sob tensão constante corresponde ao esperado para materiais viscoelásticos, como o concreto asfáltico. Dessa forma, observa-se rápidas deformações no período inicial de carregamento, seguido por uma tendência de estabilização. Esse mesmo princípio é observado no descarregamento, no entanto, a recuperação das deformações não é total, notando-se uma deformação permanente residual.

Além disso, por meio dos dados obtidos durante o ensaio, verifica-se que a deformação acumulada da mistura correspondeu a 0,20% e sua recuperação elástica foi de 23,4%.

5. CONCLUSÃO

Este trabalho surgiu da oportunidade de se realizar um estudo prévio sobre a aplicação do SMA em pavimentos aeroportuários, uma vez que é prevista a sua utilização em futuras obras de reabilitação no Aeroporto de Brasília. Além disso, esta é uma mistura relativamente nova no país, não havendo muita experiência na sua utilização, em especial, em pistas de pouso e decolagem. Dessa forma, esse trabalho busca contribuir para que o conhecimento técnico sobre essa mistura seja desenvolvido, viabilizando o uso mais difundido do SMA no país.

Como observado na revisão bibliográfica, a mistura SMA apresentou bons resultados na maioria dos exemplos internacionais estudados, o que gera boas expectativas em relação ao seu uso no Aeroporto de Brasília e em outras futuras obras de pavimentação aeroportuária no país. No entanto, o desenvolvimento de pesquisas e a realização de ensaios tornam-se essenciais para confirmar esta expectativa sob as condições usualmente encontradas no Brasil, além de certificar o SMA como uma boa alternativa em substituição ao CBUQ nos revestimentos asfálticos de aeroportos como indicam as experiências internacionais.

Com este objetivo, esse trabalho analisou uma mistura SMA 12,5 mm aplicável a pistas aeroportuárias em seus aspectos mecânicos e funcionais, por meio de ensaios normatizados. Porém, para a realização dessa análise, primeiramente, as características dos materiais utilizados foram avaliadas e a dosagem da mistura, determinada.

Os materiais utilizados na composição dessa mistura atenderam aos requisitos especificados para o concreto asfáltico tipo SMA. Dessa forma, os agregados mostraram-se suficientemente resistentes para suportar as cargas geradas pelo tráfego, além de apresentarem forma satisfatória após rebitagem, aumentando o atrito entre grãos e garantindo maior estabilidade da mistura. Já o ligante asfalto-borracha empregado também apresentou resultado positivo quanto à avaliação de suas propriedades, a qual indicou alta viscosidade e boa recuperação elástica. Além disso, o uso desse ligante permitiu que a adição de fibras fosse dispensada, já que não se verificou escorrimento significativo do ligante na mistura.

Na dosagem da mistura, optou-se pelo uso do compactador giratório Superpave pela sua melhor correlação com a compactação de campo. Nesta etapa alguns problemas foram identificados: o VCA_{MIX} obtido apresentou valor ligeiramente superior ao do VCA_{DRC} e o teor de asfalto determinado para o volume de vazios desejado foi de 5,1%, inferior aos 6% encontrados na literatura. Assim, a dosagem não promoveu o contato adequado entre os grãos e nem resultou em um mástique rico em ligante, necessários ao bom desempenho do SMA.

Apesar disso, a avaliação funcional da mistura feita por meio da placa asfáltica confeccionada indicou um bom desempenho do SMA quanto ao atrito superficial. Comparando os resultados dos ensaios de pêndulo britânico e mancha de areia para o CBUQ e para a mistura em estudo, constatou-se que o SMA apresentou melhores condições de aderência pneu-pavimento, devido principalmente a sua elevada macrotextura. Já em relação à avaliação mecânica, foram obtidos valores de resistência à tração, estabilidade, fluência e módulo de resiliência aceitáveis, porém, inferiores ao esperado para misturas SMA, de acordo com a literatura.

Portanto, segundo os estudos apresentados, pode-se concluir que, do ponto de vista do comportamento funcional, o SMA se mostrou uma boa alternativa ao concreto asfáltico convencional em aeroportos. É necessário, no entanto, um estudo mais amplo, com a investigação da drenabilidade do revestimento e com outras formas de avaliação da macro e microtextura. Seria interessante ainda, a análise da alteração dessas características com a compactação devido às solicitações de tráfego.

Por fim, no que diz respeito ao comportamento mecânico do SMA, não foi possível uma análise conclusiva, recomendando-se a realização de maiores estudos, sendo utilizadas misturas com parâmetros de dosagem mais adequados e correlacionando os resultados obtidos com o desempenho de misturas CBUQ desenvolvidas sob as mesmas condições de dosagem e compactação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

PROWELL, B.D., WATSON, D.E., HURLEY, G.C., BROWN, E.R. (2009). **Evaluation of Stone Matrix Asphalt (SMA) for Airfield Pavements – Final Report**. Airfield Asphalt Pavement Technology Program - AAPT. 122 p.

AASHTO. (1997). **Determination of draindown in uncompacted asphalt mixtures: ASSHTO T 305**. American Association of State Highway and Transportation Officials. USA.

ABNT. (1985). **Materiais Betuminosos – Determinação o ponto de amolecimento: NBR 6560**. Rio de Janeiro, RJ/ Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. (1989). **Derivado de Petróleo - Determinação dos Pontos de Fulgor e de Combustão em vaso aberto Cleveland: NBR 11341 - MB 50**. Rio de Janeiro, RJ/ Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. (1989). **Materiais betuminosos – Determinação da recuperação elástica pelo ductilômetro: NBR 1508**. Rio de Janeiro, RJ/ Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. (1998). **Materiais Betuminosos – Determinação da penetração: NBR 6576**. Rio de Janeiro, RJ/ Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT. (2007). **Asfalto borracha – Propriedades reológicas de materiais não newtonianos por viscosímetro rotacional: NBR 15529**. Rio de Janeiro, RJ/ Brasil: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ANAC (2013). **Anuário do Transporte Aéreo 2013**, volume único, 1ª edição, Agência Nacional de Aviação Civil. Disponível em: <http://www2.anac.gov.br/estatistica/anuarios.asp>. Acesso em 18 jun. 2015, 10:53:07.

ANP. (2008). **Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis. Resolução ANP Nº 39**, de 24 de dezembro de 2008.

ARAÚJO, J. L. (2009). **Características Funcionais e Mecânicas de Misturas Asfálticas para Revestimento de Pavimentos Aeroportuários**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 147 p.

ARTERIS, Autopista Litoral Sul (2014) **Avaliação de métodos e dosagem de misturas asfálticas e sua relação com as propriedades mecânicas**. Relatório Final. Curitiba, PR, 209 p.

ASTM. (1993). **Standard test method for measuring surface frictional properties using the British Pendulum tester. ASTM E 303**. American Society of Testing Materials. USA.

ASTM. (1996). **Standard test method for measuring pavement macrotexture depth using a volumetric technique. ASTM E 965**. American Society of Testing Materials. USA.

ASTM. (1999). **Standard test method for flat particles, elongated particles, or flat and elongated particles in coarse aggregate. ASTM D 4791**. American Society of Testing Materials. USA.

ASTM. (2000). **Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures. ASTM D 2041.** American Society of Testing Materials. USA.

ASTM. (2001). **Standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregate. ASTM C 128.** American Society of Testing Materials. USA.

ASTM. (2001). **Standard test method for determining the percentage of fractured particles in coarse aggregate. ASTM D 5821.** American Society of Testing Materials. USA.

ASTM. (2003). **Standard test method for uncompacted void content of fine aggregate (as influenced by particle shape, surface texture, and grading). ASTM C 1252.** American Society of Testing Materials. USA.

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATI, J. A. P. e Soares, J. B. (2007). **Pavimentação Asfáltica.** Formação Básica para Engenheiros. Petrobras. ABEDA. Rio de Janeiro, 501p.

CAMPBELL, C.. **The Use of Stone Mastic Asphalt on Aircraft Pavements.** Submitted in fulfillment of the requirements for Research/Professional Practice Projects, School of Engineering and Technology, Deakin University, Melbourne, 1999.

DANTAS NETO, S. A. (2004). **Avaliação das Propriedades dos Ligantes e das Misturas Asfálticas Modificados com Borracha Granulada de Pneus Usados.** Tese de Doutorado, Publicação G.TD - 024/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 265p.

DNER (1994). **Agregado graúdo – Adesividade a ligante betuminoso: ME 078/94.** Rio de Janeiro, Norma Rodoviária de Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem.

DNER (1994). **Agregados – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio: ME 084/94.** Rio de Janeiro, Norma Rodoviária de Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem.

DNER (1995). **Agregado miúdo – Determinação da densidade real: ME 084/95.** Rio de Janeiro, Norma Rodoviária de Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem.

DNER (1998). **Agregados – Determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo: ME 081/98.** Rio de Janeiro, Norma Rodoviária de Método de Ensaio, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem.

DNER. (1994). **Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos – Determinação da densidade: ME 193/94.** Rio de Janeiro, Norma Rodoviária de Método de Ensaio, RJ/Brasil: Departamento de Infraestrutura de Transporte.

DNER. (1994). **Material finamente pulverizado - Determinação da massa específica real: ME 085/94.** Rio de Janeiro, Norma Rodoviária de Método de Ensaio, RJ/Brasil: Departamento de Infraestrutura de Transporte.

DNER. (1994). **Misturas betuminosas – determinação da resistência à tração por compressão diametral: ME 138/94.** Rio de Janeiro, Norma Rodoviária de Método de Ensaio, RJ/Brasil: Departamento de Infraestrutura de Transporte.

DNER. (1994). **Misturas betuminosas – Determinação do módulo de resiliência: ME 133/94**. Rio de Janeiro, Norma Rodoviária de Método de Ensaio, RJ/Brasil: Departamento de Infraestrutura de Transporte.

DNER. (1995). **Misturas betuminosas a quente - Método Marshall: ME 043/95**. Rio de Janeiro, Norma Rodoviária de Método de Ensaio, RJ/Brasil: Departamento de Infraestrutura de Transporte.

DNER. (1998). **Agregados - Abrasão Los Angeles: ME 035/98**. Rio de Janeiro, Norma Rodoviária de Método de Ensaio: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte.

DNIT (2009) **DNIT 112/2009-ES: Pavimentos Flexíveis – Concreto Asfáltico com Asfalto-borracha, via Úmida, do tipo “Terminal Blending” – Especificação de Serviço**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.

EL-HAGE, R. B. (2012). **Estudo de misturas asfálticas tipo Stone Matrix Asphalt (SMA) à luz dos compactadores Marshall e Superpave**. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, SP. 138p.

FAA. **Airport Pavement Design and Evaluation. Advisory Circular – AC 150/5320-6E**. Change 4. Federal Aviation Administration. United States Department of Transportation. Washington, DC 2009a.

FHWA e NHI (2000) **Superpave Fundamentals Reference Manual (NHI Course #131053)**. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation. United States, 163 p.

FRANCO, F.A.C.P. (2007). **Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos - SISPAV**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 294p.

NAPA (2002). **Design and Construction SMA Mixtures – State-of-the-Practice**. National Asphalt Pavement Association, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. United States, 47 p.

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

NOVA DUTRA (2010). **Estudo comparativo do comportamento de fadiga de misturas betuminosas com diferentes teores de asfalto – Relatório Final**. Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 281 p.

ODA, S.; EDEL, G.; FERNANDES JR., J. L. (2005). **Primeiro Trecho Experimental Urbano de SMA com Asfalto-Borracha sem Fibras: Projeto, Construção e Avaliação**. Revista Minerva, São Carlos-SP, v. 2, n. 2, p. 203-216.

RAMOS, F. R. Q. (2015). **Aplicação de SMA (Stone Matrix Asphalt) em pavimentos aeroportuários - estudo de caso: Aeroporto de Aracaju - SE**. Dissertação de Mestrado, Escola de Minas, Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.

RAMOS, K.O. (2012). **Estudo sobre Mistura Asfáltica tipo Stone Matrix Asphalt (SMA) para Pavimento Aeroportuário**. Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, 198p.

RODRIGUES FILHO, O. S.. **Características de aderência de revestimentos asfálticos aeroportuários**. Estudo de caso do Aeroporto Internacional de São Paulo/Congonhas. Tese de dissertação. São Paulo, 2006.

SILVA, J.P.S. (2008). **Aderência Pneu-Pavimento em Revestimentos Asfálticos Aeroportuários. Dissertação de Mestrado**. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília, DF. 134 p.

SILVA, P. B.(2005) **Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas SMA 0/8S**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 132 p.

VASCONCELOS, K.L. (2004). **Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias**. Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 149 p.