Universidade de São Paulo
Escola de Engenharia de São Carlos
Departamento de Transportes

**Avaliação do Ensaio de Angularidade do
Agregado Fino (FAA) da Especificação Superpave**

Lilian Taís de Gouveia

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos,
da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a
obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Transportes.

Orientador: Prof. Dr. José Leomar Fernandes Júnior

São Carlos
2002

**Ao Luciano,
por todo companheirismo e dedicação.**

Agradecimentos

Ao Prof. Dr. José Leomar Fernandes Júnior, pela excelente orientação fornecida durante a elaboração deste trabalho.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES, pela bolsa de estudo concedida.

Aos professores Dr. Glauco Túlio Pessa Fabbri e Dr. Alexandre Benetti Parreira pelas sugestões, incentivo e apoio durante o período de desenvolvimento deste trabalho.

Às Pedreiras Santa Isabel, Fazenda Velha, Contil, São Jerônimo, Basalto de Americana, Bonato, São Roque, Bandeirantes, Basalto 6, Basalto de Jaguariuna, Galvani, Basalto 5 e Edispel pelo fornecimento dos materiais granulares para a pesquisa.

À Concessionária Ecovias dos Imigrantes S.A. e ao Eng.º José Carlos Cassaniga, Coordenador de Gestão Tecnológica, pelo fornecimento dos materiais granulares referentes às pedreiras 52.314 AM:01, 52.314 AM:02, 52.414, 52.232 e 52.304.

Ao técnico do Laboratório de Estradas do Departamento de Transportes da EESC-USP, Antônio Carlos Gigante, e aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Geotecnia da EESC-USP, Oscar dos Santos Neto e José Luiz Guerra, pelo apoio e colaboração na execução dos ensaios de laboratório.

Aos colegas Carlos Prado Júnior, Ana Paula Furlan e Jisela Aparecida Santanna pela colaboração na execução dos ensaios Marshall.

A todos os colegas, professores e funcionários do Departamento de Transportes e do Departamento de Geotecnia da EESC-USP pela colaboração e amizade.

Sumário

Lista de Figuras	vi
Lista de Tabelas	viii
Resumo	x
Abstract	xi
 Capítulo 1: Introdução	 1
 Capítulo 2: Agregados Pétreos para Pavimentação Asfáltica.....	 5
2.1 <i>Considerações Iniciais.....</i>	5
2.2 <i>Produção de Agregados .....</i>	8
2.3 <i>Operações na Pedreira.....</i>	9
2.4 <i>Comportamento do Agregado Mineral.....</i>	12
2.5 <i>Considerações Finais .....</i>	16
 Capítulo 3: Propriedades dos Agregados.....	 18
3.1 <i>Considerações Iniciais.....</i>	18
3.2 <i>Propriedades Físicas dos Agregados .....</i>	19
3.2.1 Dureza e Resistência à Abrasão.....	19
3.2.2 Durabilidade e Sanidade	21
3.2.3 Forma, Angularidade e Textura da Partícula	22
3.2.4 Limpeza e Materiais Deletérios	27
3.2.5 Densidade	28
3.2.6 Absorção.....	33
3.2.7 Granulometria	33
3.2.8 Tamanho Máximo do Agregado	37
3.3 <i>Mineralogia dos agregados.....</i>	37
3.4 <i>Considerações Finais .....</i>	39
 Capítulo 4: A Importância dos Agregados no Desempenho de Misturas Asfálticas.....	 41
4.1 <i>Considerações Iniciais.....</i>	41
4.2 <i>Deformação Permanente .....</i>	42

4.3	<i>Desgaste</i>	46
4.4	<i>Trincas por Fadiga</i>	48
4.5	<i>Resistência à Derrapagem</i>	50
4.6	<i>Considerações Finais</i>	52
Capítulo 5: Angularidade, Textura dos Agregados Finos e Especificações Superpave		54
5.1	<i>Considerações Iniciais</i>	54
5.2	<i>Método Superpave</i>	55
5.3	<i>Propriedades de Consenso</i>	56
5.4	<i>Propriedades de Origem</i>	56
5.5	<i>Angularidade do Agregado Fino</i>	57
5.6	<i>Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA)</i>	59
5.7	<i>Granulometria</i>	64
5.8	<i>Requisitos Volumétricos de Misturas Asfálticas Superpave</i>	67
5.9	<i>Considerações Finais</i>	72
Capítulo 6: Materiais e Métodos Empregados		74
6.1	<i>Considerações Iniciais</i>	74
6.2	<i>Objetivos</i>	75
6.3	<i>Referencial do Programa Experimental</i>	75
6.4	<i>Materiais</i>	78
6.4.1	<i>Ligante Asfáltico</i>	78
6.4.2	<i>Materiais Granulares</i>	79
6.4.3	<i>Misturas</i>	80
6.5	<i>Métodos de Ensaio</i>	81
6.5.1	<i>Ensaio FAA</i>	81
6.5.2	<i>Ensaio de Massa Específica Aparente dos Agregados Finos</i>	81
6.5.3	<i>Análise Visual da Forma, Angularidade e Textura dos Agregados Finos</i>	85
6.5.4	<i>Ensaio de Cisalhamento Direto</i>	88
6.5.5	<i>Método Marshall</i>	92
Capítulo 7: Resultados e Análise dos Resultados		97
7.1	<i>Considerações Iniciais</i>	97
7.2	<i>Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA)</i>	98
7.3	<i>Análise Visual da Forma, Angularidade e Textura dos Agregados Finos</i>	100
7.4	<i>Ensaio de Cisalhamento Direto</i>	101
7.5	<i>Ensaio Marshall</i>	105

Capítulo 8: Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros	108
8.1 <i>Considerações Iniciais.....</i>	108
8.2 <i>Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA) .....</i>	108
8.3 <i>Análise Visual da Forma, Angularidade e Textura dos Agregados Finos.....</i>	109
8.4 <i>Ensaio de Cisalhamento Direto.....</i>	109
8.5 <i>Ensaio Marshall .....</i>	110
8.6 <i>Conclusões .....</i>	111
8.7 <i>Sugestões para Trabalhos Futuros.....</i>	112
 Referências Bibliográficas	 114
 Anexo A: Tabelas Completas com os Resultados dos Ensaios	 118
 Anexo B: Projetos Adaptados dos Equipamentos dos Ensaios FAA e de Massa Específica Aparente	 127
 Apêndice: Artigo Publicado na XV ANPET	 140

Lista de Figuras

Figura 2.1: Redução mecânica por impacto.	10
Figura 2.2: Redução mecânica por combinação de impacto e atrito em um Moinho de Martelo.	10
Figura 2.3: Redução mecânica por combinação de cisalhamento, impacto e compressão em um Rolo Britador Único.	11
Figura 2.4: Redução mecânica por combinação de compressão e impacto em um britador tipo mandíbula.	11
Figura 2.5: Comportamento do agregado quanto ao carregamento cisalhante.	13
Figura 2.6: Dilatância de duas partículas de agregado.	15
Figura 3.1: Máquina Los Angeles.	20
Figura 3.2: Paquímetro especial para medidas de partículas planas e alongadas.	26
Figura 3.3: Ensaio de porcentagem de faces fraturadas do agregado grosso.	26
Figura 3.4: Ensaio de equivalente de areia.	28
Figura 3.5: Ilustração da densidade real dos agregados.	31
Figura 3.6: Ilustração da densidade aparente dos agregados.	31
Figura 3.7: Ilustração da densidade efetiva dos agregados.	32
Figura 5.1: Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA).....	61
Figura 5.2: Gráfico Superpave para a especificação granulométrica do agregado.	65
Figura 6.1: Granulometria de projeto.	78
Figura 6.2: Equipamento utilizado no ensaio de massa específica aparente do agregado fino.	82
Figura 6.3: Graus de arredondamento.	86
Figura 6.4: Escala de comparação visual para graus de esfericidade bidimensional.	88

Figura 6.5: Equipamento utilizado no ensaio de cisalhamento direto.	88
Figura 6.6: Dispositivo de cisalhamento direto.	89
Figura 6.7: Componentes do dispositivo de cisalhamento direto.	90
Figura 6.8: Detalhe dos extensômetros utilizados no ensaio de cisalhamento direto.	91
Figura 6.9: Equipamento empregado para a compactação dos corpos-de-prova Marshall.....	93
Figura 6.10: Prensa empregada para a compressão diametral dos corpos-de-prova Marshall.	94
Figura 7.1: Cisalhamento Direto: tensão de cisalhamento versus deformação horizontal.	102
Figura 7.2: Cisalhamento Direto: deformação vertical versus deformação horizontal.....	102
Figura 7.3: Envoltórias de Resistências de Mohr-Coulomb.	104

Lista de Tabelas

Tabela 5.1: Frações granulométricas usadas no Método A e no Método B.....	61
Tabela 5.2: Especificação Superpave de valores mínimos para FAA (Método A).....	63
Tabela 5.3: Especificação granulométrica para tamanho nominal de 37,5 mm.....	66
Tabela 5.4: Especificação granulométrica para tamanho nominal de 25 mm.....	66
Tabela 5.5: Especificação granulométrica para tamanho nominal de 19 mm.....	66
Tabela 5.6: Especificação granulométrica para tamanho nominal de 12,5 mm.....	67
Tabela 5.7: Especificação granulométrica para tamanho nominal de 9,5 mm.....	67
Tabela 5.8: Requisitos de VAM da especificação Superpave.....	68
Tabela 5.9: Fatores de Graduação.	71
Tabela 5.10: Requisitos de RBV da especificação Superpave.....	72
Tabela 6.1: Granulometria de projeto.....	78
Tabela 6.2: Características físicas do CAP-20 utilizado.....	79
Tabela 6.3: Origem e classificação das amostras de agregados finos coletados.....	79
Tabela 7.1: Resultados dos ensaios de FAA.....	99
Tabela 7.2: Resultados dos ensaios de forma, angularidade e textura dos agregados finos.	100
Tabela 7.3: Resultados das médias das resistências ao cisalhamento máximas.....	103
Tabela 7.4: Resultados das envoltórias de resistência.	105
Tabela 7.5: Resultados do ensaio Marshall para misturas preparadas com agregados finos basálticos, graníticos e areia natural, para volume de vazios de 4%.	105

Tabela A1: Resultados dos ensaios de densidade real, densidade aparente e absorção das partículas de agregados finos, realizados de acordo com a norma ASTM C128.	119
Tabela A2: Médias dos resultados dos ensaios de densidade real, densidade aparente e absorção das partículas de agregados finos.	
Tabela A3: Resultados dos ensaios de forma, angularidade e textura superficial dos agregados finos passantes na peneira 2,36 mm e retidos na peneira 1,18 mm.	120
Tabela A4: Resultados dos ensaios de forma, angularidade e textura superficial dos agregados finos passantes na peneira 1,18 mm e retidos na peneira 0,60 mm.	121
Tabela A5: Resultados dos ensaios de forma, angularidade e textura superficial dos agregados finos passantes na peneira 0,60 mm e retidos na peneira 0,30 mm.	122
Tabela A6: Resultados dos ensaios de forma, angularidade e textura superficial dos agregados finos passantes na peneira 0,30 mm e retidos na peneira 0,15 mm.	123
Tabela A7: Planilha da Dosagem Marshall - Mistura MG.	124
Tabela A8: Planilha da Dosagem Marshall - Mistura MB.	125
Tabela A9: Planilha da Dosagem Marshall - Mistura MA.	126

Resumo

O desempenho dos pavimentos de concreto asfáltico depende das propriedades e proporções relativas dos seus principais componentes, ou seja, dos agregados minerais, do cimento asfáltico e do volume de vazios. O desempenho das misturas asfálticas de graduação densa é predominantemente influenciado pelas características de forma, angularidade e textura superficial dos agregados finos, que condicionam a estabilidade das misturas. O ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA), adotado pelo Superpave para avaliar e quantificar a forma, a angularidade e a textura superficial das partículas, tem levantado muitas dúvidas quanto à sua adequabilidade. O objetivo deste trabalho é verificar se o ensaio FAA é capaz de classificar os agregados finos, identificando materiais com melhores condições para utilização em misturas asfálticas. Para tanto, são realizados, além de ensaios de angularidade do agregado fino, análise visual da forma, angularidade e textura superficial, ensaios de cisalhamento direto em amostras de agregado fino e ensaios Marshall em amostras de misturas asfálticas produzidas com diferentes agregados finos. Os resultados obtidos nas análises visuais indicam que o ensaio FAA não é capaz de separar os efeitos de angularidade e de forma das partículas. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto demonstram que um agregado fino com maior FAA não apresenta, necessariamente, uma maior resistência ao cisalhamento. Os resultados do ensaio Marshall também não demonstram correlação da estabilidade com os valores de FAA. Todos os resultados obtidos revelam que o ensaio FAA não é capaz de classificar adequadamente os agregados finos e, desta forma, não é capaz de identificar agregados que proporcionam misturas asfálticas com melhor desempenho.

Palavras-chave: agregados minerais; forma, angularidade, textura superficial; ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA); especificações Superpave; estabilidade de misturas asfálticas.

Abstract

The performance of hot-mix asphalt (HMA) pavements depends on the properties and proportions of the major components, i.e., mineral aggregates, asphalt cement and air voids. The performance of dense asphalt mixtures is influenced mainly by fine aggregate characteristics, such as shape, angularity and surface texture. The Fine Aggregate Angularity test (FAA), adopted by Superpave to evaluate and quantify the shape, angularity and surface texture of fine aggregate particles, has lead a lot of doubts regarding its suitability. The objective of this work is to verify if the FAA test is really able to classify fine aggregates and identify the good ones to be used in asphalt mixtures. Thus, FAA test, visual analysis of shape, angularity and surface texture, direct shear test with samples of fine aggregates and Marshall test with samples of asphalt mixtures produced with different fine aggregates are performed. The results obtained in the visual analyses indicate that the FAA test is not able to separate the effects of angularity from the effects of shape. The results of the direct shear test demonstrate that a fine aggregate with a higher FAA doesn't present, necessarily, a larger shear strength. The values of the Marshall test doesn't demonstrate correlation between Marshall stability and FAA values. All the results show that the FAA test is not able to classify fine aggregates appropriately and, therefore, is unable to identify aggregates that provide mixtures with better performance.

Keywords: mineral aggregates; shape, angularity, surface texture; Fine Aggregate Angularity test (FAA); Superpave method; stability of asphalt mixtures.

Capítulo 1

Introdução

Atualmente, a deformação permanente e o trincamento por fadiga destacam-se como os principais mecanismos de deterioração dos pavimentos rodoviários brasileiros. O aumento da deformação permanente nesses pavimentos deve-se, entre outros fatores, ao aumento do volume de tráfego e da evolução tecnológica da modalidade rodoviária, que possibilita que caminhões trafeguem com maiores cargas por eixo e, principalmente, com pressões de enchimento dos pneus muito acima dos 550 kPa (75 psi), valor de referência do *AASHO Road Test*.

Uma alternativa para conter o aumento da deformação permanente, considerando que o volume de tráfego de caminhões, as cargas por eixo e as pressões dos pneus não irão decrescer, é aumentar a rigidez do concreto asfáltico à deformação permanente. A solução do problema depende não só de um método de dosagem que simule as condições de campo, mas também da utilização de materiais capazes de suportar as tensões impostas pelo tráfego.

O aumento de estabilidade das misturas asfálticas pode ser alcançado através da exigência de melhores propriedades para os agregados (como, por exemplo, tamanho, forma, angularidade, textura superficial das partículas e granulometria), pois a estrutura granular formada pelos agregados é uma das principais responsáveis pela resistência ao cisalhamento de um concreto asfáltico.

Vários pesquisadores afirmam que para misturas de graduação densa as características da fração fina do agregado têm influência predominante na estabilidade, ou seja, a capacidade das misturas de graduação densa de suportarem as cargas do tráfego é controlada pelas características do agregado fino. É necessária, portanto, a classificação dos agregados finos e a quantificação de suas características associadas diretamente ao desempenho de uma mistura asfáltica (forma, angularidade, textura superficial e dureza), visando a detecção de agregados finos que podem produzir misturas menos estáveis.

O Superpave adota o ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA, *Fine Aggregate Angularity*) para avaliar a forma, a angularidade e a textura superficial dos agregados finos. No entanto, ao longo das implementações e avaliações do método Superpave, têm surgido muitos questionamentos a respeito do uso desse ensaio.

As dúvidas sobre o alcance e validade dos resultados do ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA) motivaram este estudo, que se desenvolve de modo a verificar se o ensaio FAA é mesmo capaz de diferenciar agregados finos quanto à forma, à angularidade e à textura superficial e, principalmente, se pode ser utilizado como indicador da resistência à deformação permanente das misturas asfálticas.

Assim, os objetivos da pesquisa desenvolvida são:

- a) verificar se o ensaio FAA pode ser usado para classificar e quantificar as propriedades de angularidade e textura dos agregados;
- b) avaliar se o ensaio FAA é capaz de identificar agregados que podem proporcionar misturas menos estáveis;
- c) verificar se existe correlação entre o ensaio FAA e a resistência ao cisalhamento dos agregados finos;

- d) avaliar misturas asfálticas produzidas com agregados empregados em obras viárias no Estado de São Paulo e comparar a estimativa de desempenho das misturas com os resultados do ensaio FAA.

Este trabalho encontra-se estruturado em oito capítulos. No Capítulo 2 apresentam-se os tipos de agregados mais utilizados na pavimentação de rodovias, suas origens, alguns aspectos de produção e operação na pedreira, bem como as características principais que interferem na resistência e no comportamento do material perante tensões cisalhantes.

No Capítulo 3 apresentam-se as principais propriedades físicas, químicas e mineralógicas dos agregados, determinantes à sua conveniência para o uso em misturas asfálticas. No Capítulo 4 são abordados alguns defeitos de pavimentos de concreto asfáltico, que podem estar diretamente relacionados à adequabilidade dos agregados utilizados.

O Capítulo 5 trata das propriedades de angularidade e textura superficial do agregado fino, do ensaio Superpave de Angularidade do Agregado Fino (FAA), objeto de estudo deste trabalho, bem como algumas especificações referentes ao projeto volumétrico de misturas Superpave. Além disso, discute os estudos do programa SHRP que resultaram no sistema de projeto de misturas asfálticas Superpave e as propriedades dos agregados em que ele se fundamenta, com destaque para a angularidade do agregado fino.

O Capítulo 6 trata das diretrizes estabelecidas para o trabalho experimental desenvolvido, bem como os materiais e os métodos utilizados nesta pesquisa, que procura contribuir para um melhor entendimento das potencialidades e limitações do Ensaio FAA. No Capítulo 7 são apresentados os resultados e a análise dos resultados obtidos nos ensaios de angularidade do agregado fino, da análise visual da forma, angularidade e textura dos agregados finos, dos ensaios de cisalhamento direto e dos ensaios Marshall.

No Capítulo 8 são estabelecidas algumas conclusões acerca da conveniência da utilização do ensaio FAA na avaliação de agregados finos, juntamente com sugestões para trabalhos futuros sobre o importante tema, que são os agregados minerais utilizados em obras de pavimentação asfáltica.

No Anexo A apresentam-se as tabelas completas dos resultados dos ensaios de massa específica real, massa específica aparente e absorção das partículas dos agregados finos, as tabelas da análise de forma, angularidade e textura superficial, bem como as planilhas de dosagem Marshall das misturas asfálticas realizadas. No Anexo B são mostrados os projetos adaptados dos equipamentos utilizados na realização dos ensaios FAA e de massa específica aparente dos agregados finos, desenvolvidos no Departamento de Transportes e construídos na oficina mecânica da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

Como Apêndice apresenta-se o artigo publicado nos anais do XV ANPET – Congresso da Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes desenvolvido com base neste trabalho de pesquisa.

Assinala-se que o termo agregado, utilizado neste trabalho, refere-se a materiais não coesivos de fragmentos de rochas. Ressalta-se também que as partículas de agregados passantes na peneira 2,36 mm e retidas na peneira 0,075 mm são consideradas como agregados finos, as partículas retidas na peneira 2,36 mm são agregados grossos e as partículas passantes na peneira 0,075 mm são denominadas fíler mineral.

Capítulo 2

Agregados Pétreos para Pavimentação Asfáltica

2.1 Considerações Iniciais

Na produção de concreto asfáltico para pavimentação utiliza-se uma grande variedade de agregados. Dentre os mais freqüentemente utilizados na pavimentação de rodovias e também em pavimentos urbanos, destacam-se os agregados minerais, os agregados sintéticos, os agregados reciclados e os rejeitos.

Os agregados minerais podem ser classificados em agregados naturais ou processados. Os agregados naturais são extraídos de rios ou depósitos glaciais e utilizados sem processamento adicional. Os agregados processados são aqueles que sofrem algum tipo de tratamento antes de serem utilizados como material de pavimentação. Dentre esses processamentos, que procuram melhorar certas propriedades do concreto asfáltico, incluem-se o peneiramento, a lavagem e a britagem.

Agregados sintéticos são quaisquer materiais que não são minerados ou extraídos. Na maioria dos casos esses agregados são subprodutos industriais, por exemplo, a escória de alto forno. Ocasionalmente, um agregado sintético é introduzido numa mistura, de modo a melhorar uma determinada característica do concreto asfáltico. Por exemplo, argilas expandidas de baixa densidade e xisto são utilizados como componentes para aumentar a resistência à derrapagem do concreto asfáltico.

O material reciclado tem se tornado uma fonte importante de agregado mineral para pavimentos asfálticos. Esses materiais são obtidos através da fresagem e reprocessamento da capa asfáltica de um pavimento existente.

Os agregados de rejeitos estão cada vez mais sendo utilizados em revestimentos asfálticos. Borracha de pneus usados e vidro são dois dos mais conhecidos rejeitos que têm sido, com algum sucesso, incorporados em revestimentos asfálticos. Os rejeitos podem ser usados para incrementar certas características dos revestimentos asfálticos, mas podem também ser incorporados aos revestimentos asfálticos na tentativa de amenizar um problema ambiental, mesmo que não haja ganho de propriedades.

Os agregados utilizados na construção de estradas são, na maior parte das vezes, obtidos de rochas naturais. As rochas naturais são classificadas em de três grupos, dependendo de sua origem: ígneas, sedimentares e metamórficas.

As rochas ígneas ou magmáticas resultam da solidificação de material rochoso, parcialmente ou totalmente fundido, denominado magma, gerado no interior da crosta terrestre. Conforme seu local de formação distinguem-se dois tipos de rochas ígneas: plutônicas ou intrusivas e vulcânicas ou extrusivas. As rochas ígneas intrusivas são formadas em profundidade, no interior da crosta terrestre, pelos lentos processos de resfriamento e solidificação do magma, resultando em material cristalino geralmente de graduação grossa e de formas definidas. As rochas ígneas extrusivas são formadas na superfície terrestre, ou nas suas proximidades, pelo extravasamento explosivo, ou não, de lava, resultando em um material vítreo ou cristalino, de granulação fina. As rochas ígneas são classificadas de acordo com o tamanho dos grãos dos cristais e de sua composição ácida ou básica. Os grãos de cristais são classificados como grossos se tiverem tamanho maior que 2 mm e finos quando menores que 0,2 mm. O granito e o riólito são exemplos de rochas ácidas com grãos de cristais grossos e finos respectivamente. O gabro é um exemplo de rocha básica com grãos grossos. O diabásio e o basalto são exemplos de rochas

básicas com grãos finos, sendo que o diabásio apresenta grãos entre 2,00 e 0,06 mm e o basalto apresenta grãos menores que 0,06 mm.

As rochas ígneas são as que apresentam, em geral, melhor comportamento geomecânico. As rochas intrusivas, como o granito, e extrusivas, como o basalto, apresentam resistências mecânicas altas, devido à forte coesão dos minerais constituintes. Maiores quantidades de quartzo aumentam a resistência mecânica da rocha. Por outro lado, também aumentam sua abrasividade, o que leva a um maior desgaste de equipamentos como os britadores.

As rochas sedimentares são rochas formadas pelo depósito de resíduos insolúveis da desintegração de rochas existentes ou do depósito de restos inorgânicos de animais marinhos. São classificadas, geralmente, conforme sua origem (como os arenitos, os siltitos e os argilitos) e conforme sua composição química ou bioquímica (como os calcários e os carvões).

As rochas sedimentares são conhecidas como rochas brandas, pois, em geral, apresentam baixas resistências mecânicas e, muitas vezes, são friáveis, devido à menor coesão de seus minerais constituintes.

As rochas metamórficas são rochas ígneas ou sedimentares que sofreram aquecimento a altas temperaturas e/ou foram submetidas a alta pressão, suficientes para a sua estrutura mineralógica tornar-se diferente da rocha de origem. A rocha resultante de um processo metamórfico depende, essencialmente, da sua composição original, das condições de pressão e de temperatura envolvidos, ou seja, rochas de composição mineralógica diferentes (por exemplo, calcários, folhelhos, basaltos) irão apresentar mineralogia metamórfica diversa, mesmo quando submetidas a ações metamórficas semelhantes. As rochas metamórficas são, geralmente, cristalinas, com o tamanhos dos grãos variando de fino a grosso, por exemplo gnaiss (granulação média a grossa), mármore (granulação fina a grossa) e ardósia (granulação muito fina).

Para o propósito de construção de rodovias não é necessário ter informações geológicas extensas sobre as rochas, mas é muito importante ter o conhecimento das características das rochas, ou seja, de suas propriedades físicas, químicas e mineralógicas, para que se possa selecionar materiais adequados à utilização em diversas aplicações na pavimentação rodoviária, como subbases, bases ou revestimentos asfálticos.

As propriedades das rochas naturais podem variar muito, sendo importante a retirada de amostras e subseqüentes testes do material, de forma a assegurar que as propriedades dos agregados são consistentes e encontram-se dentro dos padrões especificados.

2.2 Produção de Agregados

Características físicas dos agregados como resistência à abrasão e dureza são determinadas principalmente pelas características da rocha matriz. Entretanto, o processo de produção de agregados em pedreiras produz efeitos expressivos na qualidade do agregado, através da eliminação de camadas de rochas fracas ou contaminadas e pelo efeito de britagem, que altera a forma e a graduação das partículas de agregado.

Geralmente, as pedreiras têm uma camada de material alterado que deve ser removido antes da rocha sã ser encontrada. Esse material alterado consiste tipicamente de solo e rocha decomposta. A linha de demarcação entre a rocha sã e rocha alterada é, na maioria das vezes, difícil de ser estabelecida. Geralmente, a decomposição ocorre ao longo das trincas nas rochas ou nas juntas entre camadas de rocha. É muito importante eliminar qualquer alteração de rocha antes de se extrair a rocha sã que será comercializada.

2.3 Operações na Pedreira

O propósito principal das operações na pedreira é extrair a rocha sã. O material alterado é removido e jogado fora antes de ser iniciado o processo de extração. A extração da rocha é feita, na maioria das vezes, através do desmonte com explosivos até as profundidades, quantidades e extensões que não prejudiquem a estabilidade do maciço ou provoquem danos ao mesmo, fora dos limites do desmonte.

A rocha sã, retirada do chão da pedreira após o desmonte, é transportada para britagem. Durante as operações de britagem uma série de britadores, pulverizadores e unidades de peneiras de diferentes tamanhos são utilizados para produzir um material apropriado para a construção de pavimentos. É absolutamente essencial que as propriedades do produto final sejam consistentes e constantes. Isto requer que a rocha colocada no britador tenha propriedades físicas consistentes, como densidade e absorção.

Durante a operação de britagem, o britador primário executa uma redução mecânica da rocha, de onde pode obter-se o tamanho máximo do agregado, variando de 20 a 2,5 cm (Roberts *et al.*, 1991). As britagens secundária e terciária, referem-se a um estágio adicional de redução, que se faz necessário para reduzir o agregado para algum tamanho desejado.

A redução mecânica envolve quatro diferentes mecanismos de britagem: impacto, atrito, cisalhamento e compressão. A maioria dos britadores utilizam a combinação dos quatro mecanismos. A redução por impacto ocorre devido a colisões de um objeto contra o outro, pela ação da gravidade ou por impacto dinâmico. Muitos britadores utilizam o impacto como um dos mecanismos de redução de tamanho (Figura 2.1).

A redução por atrito refere-se a redução do material por uma ação de atrito entre duas superfícies duras (Figura 2.2). A britagem por cisalhamento ocorre como resultado de uma ação de penetração, como a produzida por um rolo britador (Figura 2.3). Esse

tipo de britagem é frequentemente combinada com outros mecanismos de britagem como o impacto e compressão.

A britagem por compressão refere-se ao mecanismo de redução por forças de compressão entre duas superfícies (Figura 2.4). Os britadores com mandíbula que usam a compressão são os mais eficientes sistemas de redução de tamanho para partículas grandes de rochas muito duras e resistentes à abrasão.

Figura 2.1: Redução mecânica por impacto (Abrams, et al., 1991).

Figura 2.2: Redução mecânica por combinação de impacto e atrito em um Moinho de Martelo (Abrams, *et al.*, 1991).

Figura 2.3: Redução mecânica por combinação de cisalhamento, impacto e compressão em um Rolo Britador Único (Abrams, *et al.*, 1991).

Figura 2.4: Redução mecânica por combinação de compressão e impacto em um britador tipo mandíbula (Abrams, *et al.*, 1991).

Os tipos de britadores, para uma particular aplicação, devem ser cuidadosamente selecionados, para produzirem materiais que satisfaçam as especificações desejadas, enquanto opera-se com o menor custo possível. Obviamente, o tipo de rocha a ser processada tem uma grande influência na escolha do equipamento de britagem a ser usado.

Quando a rocha é removida de vários lugares na pedreira, as propriedades físicas do agregado podem variar substancialmente, o que pode causar problemas no concreto asfáltico. O controle de qualidade durante a operação de britagem deve assegurar que as propriedades físicas do agregado não variem excessivamente. Um dos modos para detectar se as propriedades dos agregados estão variando é verificar se a quantidade

de material colocado no britador, que idealmente deve ser constante, apresenta alguma variação na quantidade de material produzido, em uma ou mais peneiras, em relação ao que habitualmente costuma ser produzido.

2.4 Comportamento do Agregado Mineral

Os revestimentos de concreto asfáltico não devem deformar-se ou deslocar-se quando sujeitos à ação do tráfego. Nos meses quentes de verão, quando a viscosidade do cimento asfáltico é baixa, a carga do tráfego é suportada principalmente pela estrutura do agregado mineral. Sendo assim, independentemente da origem, método de processamento ou mineralogia, espera-se que o agregado seja resistente (duro e durável) e que forme um esqueleto mineral resistente às aplicações de cargas repetidas.

Agregados angulares e/ou de textura superficial rugosa proporcionam maior intertravamento entre partículas do que agregados arredondados e/ou de textura superficial lisa. Mesmo que o agregado angular e o agregado arredondado possuam a mesma dureza intrínseca, agregados angulares tendem a intertravarem-se formando um esqueleto estrutural mais forte. Os agregados arredondados, ao invés de intertravarem-se, tendem a deslizar uns sobre os outros, resultando em misturas com menor estabilidade.

A resistência ao cisalhamento do agregado é de importância crítica para o bom desempenho de um concreto asfáltico. Quando é aplicada uma carga sobre uma massa de agregados, pode ocorrer que parte dessa massa de agregados comece a deslizar ou "cisalhar" em relação à outra, o que resulta em deformação permanente da massa (Figura 2.5). Neste caso, a tensão de cisalhamento aplicada excede a resistência ao cisalhamento da massa de agregados.

Figura 2.5: Comportamento do agregado quanto ao carregamento cisalhante (Motta *et al.* 1996).

O método mais simples, mais antigo e mais comum para investigar a resistência de agregados ao cisalhamento é chamado de ensaio de cisalhamento direto ou, mais resumidamente, ensaio de cisalhamento (Terzaghi & Peck, 1967). Esse ensaio está apresentado detalhadamente no Capítulo 6, onde são discutidos os materiais e os métodos utilizados na realização deste trabalho.

O comportamento cisalhante de um agregado é analisado através da teoria de Mohr-Coulomb. A rigor, a resistência de um material granular pétreo é atribuída a duas fontes. Uma delas deve-se ao atrito, que por sua vez se compõe de duas parcelas: a primeira é devida ao deslizamento e a outra é devida ao rolamento das partículas, umas por sobre as outras. A segunda fonte de contribuição refere-se a uma parcela de resistência estrutural representada pelo arranjo das partículas (Bueno & Vilar, 1985). A equação de Mohr-Coulomb usada na descrição da resistência ao cisalhamento de um material é:

$$\tau = c + \sigma \times \tan \theta \quad (2.1)$$

onde:

τ = resistência ao cisalhamento;

c = intercepto de coesão;

σ = tensão normal ou confinante;

θ = ângulo de atrito interno.

Ao analisar a equação 2.1 verifica-se que a resistência ao cisalhamento de um agregado está em função do atrito interno, oriundo dos agregados e da tensão normal a que os agregados estão sujeitos. Ao aplicar uma tensão normal sobre uma mistura de agregados, a massa de agregados tende a se tornar mais rígida, pois a tensão resultante tende a manter as partículas mais próximas umas das outras, ou seja, a resistência ao cisalhamento é aumentada. O ângulo de atrito interno indica a habilidade do agregado em intertravar-se e, assim, criar um esqueleto de agregados mais resistente.

Para materiais granulares ensaiados numa mesma compactidade e com a mesma orientação das partículas, o ângulo de atrito é constante. Para um material granular solto, o ângulo de atrito interno é aproximadamente igual ao ângulo de repouso, definido como ângulo entre a horizontal e a inclinação de um montículo produzido pelo derramamento do material granular seco, de uma pequena altura. O aumento do grau de compactidade dos materiais granulares faz com que o ângulo de atrito também aumente. Há, porém, a influência de tensões elevadas, que provocam esmagamento de partículas e encurvamento da envoltória. Terzaghi & Peck (1967) assinalam que tensões da ordem de 5 MPa provocam uma redução de cerca de 10° no ângulo de atrito, quando comparado aos ângulos determinados com tensões de até 0,5 MPa.

Uma consideração importante no entendimento da resistência ao cisalhamento dos agregados é o conceito de dilatância. Dilatância é a expansão devida ao cisalhamento a um valor constante de pressão confinante (Terzaghi & Peck, 1967). Quando um esqueleto de agregados é sujeito a tensões cisalhantes, as partículas de agregados podem quebrar-se ou sobrepor-se umas sobre as outras, se existir liberdade de movimento. Esse fenômeno de sobreposição de partículas, onde a ruptura requer variações volumétricas que se contraponham às tensões confinantes, é chamado de dilatação, pois resulta em um aumento de volume da massa do agregado (Figura 2.6).

Figura 2.6: Dilatância de duas partículas de agregado (Motta *et al.* 1996).

A experiência mostra que a mudança do índice de vazios, devida ao cisalhamento, depende da carga vertical e da compactidade do agregado. A pressões muito baixas o índice de vazios na ruptura é maior que o índice de vazios inicial e, a pressões muito altas é menor, qualquer que seja o grau de compactidade do agregado. Para valores intermediários de pressão, a força de cisalhamento causa um decréscimo no índice de vazios do agregado fofo e um aumento no índice de vazios do agregado compactado (Terzaghi & Peck, 1967).

O valor c é denominado coesão do agregado. A coesão do agregado pode ser nula, aparente ou verdadeira. A coesão do agregado é nula quando apresenta-se em seu estado seco e livre de qualquer material cimentante. Agregados úmidos geralmente exibem uma parcela de resistência devido à capilaridade que origina pressões neutras negativas. Essa parcela de resistência é conhecida como coesão aparente. Essa coesão aparente é circunstancial e desaparece quando o material é totalmente saturado, visto que isso elimina os meniscos. Os principais fatores que interferem nessa atração inter-partículas são o grau de saturação e o tamanho das partículas. Existem agregados que apresentam uma coesão verdadeira. Esses materiais apresentam em seus pontos de contato algum cimentante, como óxidos de ferro ou cimentos calcários. Nesse caso, desde que o agente cimentante não seja passível de desaparecer, o agregado apresenta coesão verdadeira. O ângulo de atrito interno de um agregado cimentado ou de um agregado úmido é aproximadamente igual ao do mesmo agregado, com o mesmo índice de vazios, no estado sem coesão.

Em resumo, as características principais que interferem na resistência ao cisalhamento dos agregados são a compactidade, o tamanho, a forma, a angularidade, a textura superficial dos grãos e a granulometria.

A influência da compactidade pode ser percebida quando os materiais granulares mais compactos apresentam maior resistência que os materiais granulares fofos. Quanto ao tamanho das partículas, tem-se observado que materiais granulares grossos apresentam maiores ângulos de atrito do que os materiais finos. Nota-se também que materiais granulares compostos de grãos angulares evidenciam maiores ângulos de atrito do que materiais granulares de grãos menos angulares; partículas mais rugosas mostram também maiores ângulos de atrito do que partículas mais lisas. A granulometria dos agregados interfere da mesma forma que a compactidade. Compreende-se que um material granular bem graduado oferece melhores oportunidades de entrosamento, podendo propiciar uma massa de agregados mais compacta e por extensão mais resistente que um material mal graduado (Bueno & Vilar, 1985).

2.5 Considerações Finais

Na pavimentação de rodovias e também em pavimentos urbanos é utilizada uma grande variedade de tipos de agregados, tais como: minerais, sintéticos, reciclados e de rejeitos. Os agregados tipicamente utilizados na produção do concreto asfáltico para a pavimentação das rodovias são os obtidos de rochas naturais. Esses agregados naturais podem derivar de rochas ígneas, sedimentares ou metamórficas. Para a utilização desses agregados naturais em obras de pavimentação rodoviária é muito importante o conhecimento das características da rocha de origem, ou seja, suas propriedades físicas, químicas e mineralógicas, para que se possa selecionar bons materiais para o propósito de pavimentação.

O processo de produção de agregados em pedreiras produz efeitos significativos na qualidade do agregado, principalmente através da britagem, que altera a forma e graduação das partículas do agregado. A importância de uma alta proporção de partículas britadas em misturas de concreto asfáltico tornou-se evidente ao longo dos anos. Vários estudos sobre a influência dos agregados no desempenho dos pavimentos de concreto asfáltico concluem que propriedades como a forma, a angularidade e a textura das partículas dos agregados afetam a rigidez (estabilidade) da mistura.

As propriedades dos agregados usados em misturas de concreto asfáltico são muito importantes para se obter o desempenho desejado dos pavimentos. Essas propriedades principais, que podem determinar a conveniência do agregado para o uso em misturas de concreto asfáltico, são apresentadas no próximo Capítulo.

Capítulo 3

Propriedades dos Agregados

3.1 Considerações Iniciais

As propriedades dos agregados usados em misturas asfálticas são muito importantes para o bom desempenho dos pavimentos. Frequentemente, defeitos nos pavimentos como o desgaste e a deformação permanente podem ser atribuídos diretamente aos agregados usados.

Os agregados utilizados em misturas asfálticas devem apresentar dureza, resistência, durabilidade, granulometria apropriada, partículas cúbicas, angulares, textura superficial rugosa, superfície hidrofóbica e devem ser livres de impurezas. A aceitabilidade ou não dos agregados para o uso em misturas de concreto asfáltico é determinada pela avaliação das seguintes características do material:

- Tamanho e Granulometria;
- Resistência / Dureza;
- Durabilidade / Sanidade;
- Textura superficial;
- Forma e Angularidade das Partículas;
- Absorção;
- Afinidade por Asfalto;
- Presença de Materiais Deletérios.

3.2 Propriedades Físicas dos Agregados

3.2.1 Dureza e Resistência à Abrasão

Os agregados, através do atrito interno entre as partículas, transmitem as cargas do pavimento às camadas subjacentes, portanto, esses agregados devem ser resistentes à abrasão, à degradação e ao polimento devido ao tráfego. Os agregados também são submetidos aos processos de britagem, à manipulação abrasiva durante a produção das misturas, ao espalhamento e compactação do concreto asfáltico durante a execução do pavimento, assim sendo, esses agregados devem apresentar dureza e resistência suficientes para serem britados e evitar a desintegração quando armazenados, misturados com o cimento asfáltico, lançados no pavimento, compactados com rolos e trafegados por caminhões. As propriedades de dureza e resistência à abrasão são especialmente críticas para as misturas asfálticas de graduação aberta, as quais não se beneficiam do efeito de amortecimento dos agregados finos e, portanto, as partículas grossas são sujeitas a altas pressões de contato.

Os agregados que não possuem dureza e resistência à abrasão adequadas podem causar problemas durante a construção e ao desempenho do pavimento. A degradação que ocorre durante o processo de produção da mistura asfáltica pode afetar toda a granulometria e, assim, aumentar as diferenças entre as propriedades das misturas projetadas em laboratório e das misturas produzidas no campo.

Existem muitos ensaios de laboratório que procuram estabelecer a qualidade dos agregados em função de sua utilização. Wu *et al.* (1998) através de uma revisão da literatura e das especificações das agências rodoviárias dos estados dos E.U.A. revelam que 94% dos estados usam o ensaio de Abrasão Los Angeles ou alguma variação deste.

O ensaio de Abrasão Los Angeles mede o desgaste de um agregado por abrasão, através da máquina Los Angeles (Figura 3.1). Este ensaio reproduz o impacto na amostra através da queda das esferas de aço sobre os agregados e da queda dos próprios agregados, uns sobre os outros, e simula o desgaste por meio do atrito dos agregados entre si e com as paredes do tambor enquanto gira. A amostra de agregados graúdos e as esferas de aço são colocadas no tambor da máquina Los Angeles. O tambor gira à velocidade de 30 a 33 rpm, até completar-se o número as revolução especificados. Então, o material é retirado do tambor, peneirado e pesado. O resultado do ensaio é a porcentagem de perda, ou seja, a porcentagem em peso do material grosso perdido durante o ensaio, resultado da degradação mecânica. No Brasil, o DNER aceita valores de Abrasão Los Angeles $\leq 50\%$ e o DER-PR $\leq 45\%$ (Motta, *et al.*, 1996).

Figura 3.1: Máquina Los Angeles.

O ensaio de Desgaste de Agregado por Abrasão Los Angeles (DNER ME 35-64) também é o mais usado no Brasil quando se deseja obter indicações sobre a dureza e resistência à abrasão. Entretanto, observações de campo não mostram boa relação entre o ensaio Abrasão Los Angeles e o desempenho no material no campo. Estudos realizados por Wu *et al.* (1998) e Rodgher & Fabbri (1996) mostram que o ensaio de Abrasão Los Angeles não deve ser utilizado sozinho na qualificação de agregados, pois é incapaz de identificar materiais com elevado grau de alteração e impróprios para o uso.

Outros ensaios podem ser utilizados para se obter indicações sobre a dureza e resistência à abrasão dos agregados, tais como: o Ensaio de Determinação do Índice de Tenacidade de Agregados pelo Aparelho Treton (IPT - ME 52), Ensaio de Esmagamento (DNER ME 42-71) e Avaliação da Resistência Mecânica de Agregado pelo Método dos 10% de Finos (DNER ME 096-94).

3.2.2 Durabilidade e Sanidade

Adicionalmente à dureza e resistência à abrasão, os agregados devem ser resistentes a quebras ou desintegração quando submetidos a ciclos de molhagem e secagem e, no caso de regiões com invernos rigorosos, a ciclos de congelamento e descongelamento. Os ciclos de molhagem e secagem, congelamento e descongelamento, não têm grande efeito nas misturas de concreto asfáltico se a película de cimento asfáltico sobre o agregado permanecer intacta. Isto porque, durante a produção da mistura é promovida a secagem do agregado. Após a secagem, o agregado é envolvido por uma fina película de asfalto que o previne de absorver quantidades significativas de umidade durante a vida de serviço do pavimento. Sendo assim, os ciclos de molhagem e secagem e congelamento e descongelamento não devem representar um grande problema para o pavimento (Wu *et al.*, 1998 e Roberts *et al.*, 1991).

Entretanto, se ocorrer problemas de infiltração de água nas partículas de agregado devido a alguma quebra de partículas (planas e alongadas) da mistura durante a construção, ou devido à perda de adesividade entre o asfalto e o agregado, a água pode penetrar nas partículas dos agregados. Portanto, é essencial o uso de agregados duráveis e são para manter a integridade das misturas de concreto asfáltico durante sua vida de serviço. Defeitos no pavimento como o desgaste e em casos extremos, a deformação permanente, podem resultar do uso de agregados que não possuem resistência suficiente à ação das intempéries.

Uma revisão da literatura e especificações das agências rodoviárias dos estados dos E.U.A. revelam que há um grande número de métodos disponíveis para avaliar a durabilidade dos agregados, mas somente poucos são usados. A pesquisa indicou que 53% dos estados usam o ensaio de sanidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio e 19% usam o ensaio de sanidade pelo emprego de sulfato de magnésio (Wu *et al.*, 1998).

Esses ensaios de sanidade são empíricos e fornecem uma indicação de durabilidade devido à ação do tempo, sendo útil para avaliar novos agregados quanto à sua origem. O ensaio envolve ciclos de submersão do agregado em solução de sulfato de sódio ou magnésio e secagem. Durante o ensaio, os cristais de sal crescem nos poros dos agregados e causam a desintegração de algumas partículas. Apesar do ensaio de sanidade ser o mais aceito e o mais usado, ele tem sido bastante criticado em vários artigos que descrevem a inadequabilidade de seus resultados com os resultados de desempenho do agregado no campo.

3.2.3 Forma, Angularidade e Textura da Partícula

Desde muitos anos têm-se notado que a forma, a angularidade e a textura superficial das partículas dos agregados minerais afetam a resistência e influenciam na trabalhabilidade das misturas asfálticas.

A forma ideal dos agregados, para uso em concreto asfáltico, é a cúbica. Partículas achatadas e alongadas são indesejáveis em misturas asfálticas. As partículas planas e alongadas dos agregados freqüentemente tendem a ficar apoiadas com suas faces planas na mistura quando compactadas, o que resulta em uma mistura com menores vazios do agregado mineral (VAM). Essas partículas tendem também a quebrar mais durante a compactação, o que resulta em uma mistura que pode ser bastante diferente da mistura projetada. Essas partículas de agregados apresentam maior superfície específica que as partículas de forma cúbica, o que leva necessariamente a consumos

maiores de asfalto nas misturas. Em alguns casos, misturas com excesso de partículas planas e alongadas têm dificuldade de trabalhabilidade e compactação.

Misturas que contêm partículas de agregados angulares apresentam maior intertravamento e atrito interno, que resultam em maior estabilidade mecânica do que misturas que contêm partículas arredondadas. Por outro lado, misturas que contêm partículas arredondadas, como seixos e areias de rio, possuem melhor trabalhabilidade e requerem menor esforço de compactação para se atingir a densidade necessária. Essa facilidade de compactação não é necessariamente uma vantagem, pois quando a mistura possui fácil compactação durante a construção pode continuar a se densificar sob a ação do tráfego, causando deformação permanente.

Partículas com textura superficial rugosa, como encontrado em muitas pedras britadas, tendem a proporcionar um aumento da estabilidade da mistura, mas também um aumento da quantidade de cimento asfáltico consumido para compensar a baixa trabalhabilidade, quando comparado com misturas que contêm agregados de superfície lisa, como seixos e areias naturais. Misturas onde são utilizadas partículas com textura rugosa apresentam maiores teores de vazios quando compactadas, o que também justifica a necessidade de utilização de uma maior quantidade de cimento asfáltico. Os agregados com textura superficial lisa são, geralmente, cobertos mais facilmente pela película asfáltica, porém o cimento asfáltico forma uma união mecanicamente mais forte com os agregados de textura superficial rugosa.

A forma, a angularidade e a textura da partícula da fração grossa dos agregados são mais críticas em misturas de concreto asfáltico de graduação aberta que em misturas de graduação densa. A utilização de agregados grossos de formas arredondadas e lisas, como os seixos, não proporcionam bom intertravamento entre suas partículas, assim as partículas tendem a escorregar umas sobre as outras, o que torna a mistura pouco estável e com menor resistência ao cisalhamento.

O efeito combinado da forma e/ou angularidade e/ou textura superficial da partículas de agregado grosso pode ser determinado através dos ensaios de Índice de Forma e

Textura das Partículas de Agregados (ASTM D 3398), Partículas Planas e Alongadas em Agregados Grossos (ASTM D 4791), Porcentagem de Partículas Fraturadas para Agregados Grossos (ASTM D 5821). Para avaliação dos agregados finos quanto à forma, angularidade e textura superficial são utilizados os ensaios de Índice de Forma e Textura das Partículas de Agregados (ASTM D 3398) e Vazios não Compactados do Agregado Fino (ASTM C 1252).

O ensaio de Índice de Forma e Textura das Partículas de Agregados (ASTM D 3398) é baseado no conceito de que o volume de vazios entre as partículas de agregados, de tamanhos uniformes, indicam o efeito combinado da forma, angularidade e textura superficial das agregados. Os resultados do ensaio são expressos como índice de partícula do agregado. O equipamento necessário para a realização do ensaio consiste basicamente de cilindros de ferro de diâmetros diferentes e seus correspondentes soquetes. O procedimento do ensaio requer o preenchimento do molde com três camadas iguais de agregados, utilizando uma única fração de agregado, lavada e seca, sendo que cada camada é compactada com 10 golpes do soquete. Após, o cilindro é pesado, determinando-se a massa de agregado dentro do cilindro, assim a correspondente porcentagem de vazios é calculada usando a massa específica aparente do agregado. Esse procedimento é repetido para o mesmo material, aplicando-se agora, 50 golpes do soquete em cada uma das três camadas. O índice de partícula é então calculado através da fórmula 3.1:

$$Ia = 1,25 \times V_{10} - 0,25 \times V_{50} - 32 \quad (3.1)$$

onde:

Ia = valor do índice de partícula;

V_{10} = porcentagem dos vazios contidos entre os agregados compactados com 10 golpes por camada;

V_{50} = porcentagem dos vazios contidos entre os agregados compactados com 50 golpes por camada.

Agregados compostos de partículas arredondadas com textura superficial lisa geralmente apresentam baixos índices de partículas, variando de 6 a 7, enquanto que para agregados com altas angularidades e com textura superficial rugosa, o índice de partícula pode ser superior a 15 (Kandhal & Parker Jr., 1998).

O ensaio de índice de partícula requer a separação dos agregados em diferentes frações e realização do ensaio para cada fração, o que demanda um consumo de tempo e custo do ensaio (devido à mão-de-obra) bastante grandes. Devido a isto, não é prática comum a realização desse ensaio para a fração fina do agregado, a qual envolve uma maior quantidade de frações a serem ensaiadas.

O ensaio de Partículas Planas e Alongadas em Agregados Grossos (ASTM D 4791) consiste na utilização de um paquímetro especial (Figura 3.2) para medir a razão dimensional, entre largura e espessura ou largura e comprimento, de uma amostra representativa de agregados. A porcentagem de partículas planas, de partículas alongadas e de partículas planas e alongadas são calculadas através do número de partículas ou massa total das partículas.

Entretanto, poucas agências rodoviárias dos E.U.A. medem separadamente a porcentagem de partículas planas e alongadas. A maioria das agências medem a razão entre a mínima dimensão (espessura) e a máxima dimensão (comprimento) da partícula do agregado para a determinação da porcentagem de partículas planas e alongadas. Geralmente, a razão máxima especificada é de 1:3 a 1:5. Entretanto, essa razão não representa o quanto essas partículas são planas, nem o quanto são alongadas, sendo portanto questionável. Além disso, a textura superficial das partículas não pode ser avaliada. Em razão disso, é muito improvável que esse parâmetro por si só possa ser um bom indicador do desempenho de misturas asfálticas. A maioria das agências rodoviárias usam esse ensaio principalmente para minimizar a degradação ou quebra das partículas durante a produção e compactação das misturas asfálticas (Kandhal & Parker Jr., 1998).

Figura 3.2: Paquímetro especial para medidas de partículas planas e alongadas.

O ensaio de Porcentagem de Partículas Fraturadas para Agregados Grossos (ASTM D 5821) consiste em contar manualmente as partículas de agregados que apresentam uma ou mais faces fraturadas (Figura 3.3). A porcentagem de faces fraturadas é determinada através da relação entre a massa das partículas com faces fraturadas e a massa total da amostra.

Esse ensaio é aplicado principalmente para agregados de seixos. No entanto, a subjetividade das determinações das porcentagens de partículas fraturadas faz com que o ensaio apresente baixa reprodutibilidade (Kandhal & Parker Jr., 1998).

Figura 3.3: Ensaio de porcentagem de faces fraturadas do agregado grosso.

O ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA, *Fine Aggregate Angularity*) ou Vazios não Compactados do Agregado Fino (ASTM C 1252) é apresentado com detalhes no Capítulo 5.

3.2.4 Limpeza e Materiais Deletérios

A limpeza refere-se à ausência de certos materiais externos ou materiais deletérios, que tornam os agregados impróprios para o uso em concreto asfáltico. A lavagem dos agregados pode, muitas vezes, reduzir a quantidade imprópria de material deletério para níveis aceitáveis. Geralmente, materiais deletérios incluem vegetação, partículas leves, torrões de argila, camada de argila aderida às partículas de agregados e algumas vezes excesso de poeira resultante da operação de britagem. Essa propriedade é medida pela AASHTO T 112, Torrões de Argila e Partículas Friáveis em Agregados, podendo ser realizado tanto em agregados graúdos quanto miúdos, e pela AASHTO T 176, Finos Plásticos em Agregados Graduados e Solos usando o Ensaio de Equivalente de Areia.

O ensaio Torrões de Argila e Partículas Friáveis em Agregados é realizado peneirando-se frações úmidas de agregados em um conjunto de peneiras. A porcentagem em peso dos agregados peneirados é reportada como a porcentagem de torrões de argila e partículas friáveis. Existe uma larga faixa máxima de teores de torrões de argila ou materiais friáveis, variando desde 0,2% até 10%, dependendo da composição dos materiais deletérios.

O ensaio de Finos Plásticos em Agregados Graduados e Solos usando o Ensaio de Equivalente de Areia da AASHTO T 176 e adotado no DNER ME 54-63 mede o teor de argila presente na fração de agregados passantes na peneira 4,75 mm. Nesse ensaio, a amostra de agregados finos é colocada em uma proveta graduada com uma solução floculante e agitada de modo a soltar as partículas de argila presente e aderidas aos agregados. A solução floculante força o material argiloso a formar uma suspensão sobre o material granular. Após um período de sedimentação é medida a

altura de argila suspensa e areia sedimentada (Figura 3.4). O valor do equivalente de areia é calculado como a relação entre a leitura da altura de areia pela leitura da altura da argila, expressa em termos percentuais.

Figura 3.4: Ensaio de equivalente de areia.

3.2.5 Densidade

As densidades dos agregados mais comumente utilizadas nos cálculos das propriedades das misturas asfálticas são baseadas no método que define o volume das partículas de agregados. Essas densidades são:

- Densidade real
- Densidade aparente
- Densidade efetiva

3.2.5.1 *Densidade Real*

A densidade real corresponde à razão da massa das partículas do agregado, secas em estufa, pelo volume das partículas do agregado adicionado do volume dos poros impermeáveis ou poros internos. Esse volume das partículas do agregado não inclui o volume de qualquer poro ou capilar que encontrar-se preenchido com água após 24 horas de imersão.

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s \times \rho_w} \quad (3.2)$$

onde:

ρ_s = densidade dos sólidos ou densidade real;

m_s = massa dos sólidos, seca;

V_s = volume dos sólidos;

ρ_w = densidade da água.

3.2.5.2 Densidade aparente

A densidade aparente corresponde à razão da massa das partículas de agregado, secas em estufa, pelo volume total das partículas. O volume total das partículas, corresponde ao volume das partículas de agregado adicionado do volume dos poros impermeáveis e do volume dos poros preenchidos com água após 24 horas de imersão.

$$\rho_{ap} = \frac{m_s}{(V_s + V_{pp}) \times \rho_w} \quad (3.3)$$

onde:

ρ_{ap} = densidade aparente;

m_s = massa dos sólidos, seca;

V_s = volume dos sólidos;

V_{pp} = volume dos poros preenchidos com água;

ρ_w = densidade da água.

3.2.5.3 *Densidade efetiva*

A densidade efetiva corresponde à razão da massa das partículas do agregado, secas em estufa, pelo volume total das partículas (volume das partículas do agregado adicionado do volume dos vazios impermeáveis e do volume dos poros preenchidos com água após 24 horas de imersão), menos o volume dos poros que absorvem asfalto.

$$\rho_e = \frac{m_s}{(V_s + V_{pp} - V_{pa}) \times \rho_w} \quad (3.4)$$

onde:

ρ_e = densidade efetiva;

m_s = massa dos sólidos, seca;

V_s = volume dos sólidos;

V_{pp} = volume dos poros preenchidos com água;

V_{pa} = volume dos poros que absorveram asfalto;

ρ_w = densidade da água.

O volume dos sólidos (V_s), contém poros internos que são impermeáveis à água e ao asfalto. Assim, o volume dos poros impermeáveis não pode ser precisamente determinado. Para praticamente todos os propósitos, eles são considerados como parte do volume dos sólidos. Ao reduzir o tamanho dos agregados por britagem, mais vazios internos ficam expostos, podendo aumentar assim a densidade dos sólidos.

A escolha da densidade do agregado influencia significativamente os cálculos do volume de vazios das misturas asfálticas. O volume de vazios das misturas asfálticas compactadas são os espaços preenchidos por ar, entre as partículas de agregados cobertas com uma película de asfalto. Considerando que a densidade real do agregado leva em conta apenas o volume da massa sólida da partícula do agregado (Figura 3.5), então o volume de poros permeáveis à água estão incluídos como parte

do volume de vazios da mistura, resultando em uma mistura com maior volume de vazios do que realmente possui.

Figura 3.5: Ilustração da densidade real dos agregados (Roberts *et al.*, 1991).

Se a densidade aparente é usada, admite-se que o asfalto não é absorvido por nenhum poro permeável à água (Figura 3.6), então o volume dos vazios preenchidos pelo asfalto está incluído como parte do volume da partícula do agregado, resultando em uma mistura com menor volume de vazios do que realmente possui. Exceto em raros casos, nem a densidade aparente nem a densidade dos real provêm uma correta medida do volume de vazios na mistura de concreto asfáltico.

Figura 3.6: Ilustração da densidade aparente dos agregados (Roberts *et al.*, 1991).

Ao utilizar a densidade efetiva dos agregados nos cálculos do volume de vazios das misturas, os resultados aproximam-se mais dos volumes de vazios que realmente ocorrem na camada compactada de concreto asfáltico no campo, pois a densidade efetiva do agregado na mistura leva em conta a absorção de asfalto pelo agregado (Figura 3.7).

Figura 3.7: Ilustração da densidade efetiva dos agregados (Roberts *et al.*, 1991).

A densidade efetiva é igual ou maior que a densidade aparente e igual ou menor que a densidade real. Quando a absorção do agregado é zero, todas as densidades descritas aqui são teoricamente iguais.

Os equipamentos e procedimentos para a determinação das densidades e absorção dos agregados grossos e finos são mostrados na AASHTO T85 e ASTM C127 e AASHTO T84 e ASTM C128, respectivamente. A norma brasileira DER-SP M25-54t estabelece os equipamentos e procedimentos para a determinação das densidades e absorção dos agregados grossos e finos.

Ao serem ensaiadas frações diferentes de agregados (grossa e fina) separadamente quanto à sua densidade, a média do valor da densidade pode ser calculada através da seguinte equação:

$$\rho = \frac{P_1 + P_2 + \dots P_n}{\frac{P_1}{\rho_1} + \frac{P_2}{\rho_2} + \dots \frac{P_n}{\rho_n}} \quad (3.5)$$

onde:

ρ = densidade média;

$\rho_1, \rho_2, \dots, \rho_n$ = valores das densidades 1, 2, ... n das frações;

$P_1, P_2, \dots, P_n$ = porcentagens em peso das frações 1, 2, ... n.

Essa mesma equação pode ser usada para calcular a densidade média de uma mistura de agregados, onde $\rho_1, \rho_2, \dots, \rho_n$ são as densidades de cada um dos agregados 1, 2, ... n e $P_1, P_2, \dots, P_n$ são as porcentagens em peso de cada agregado na mistura. Pode-se usar essa equação para determinar as densidades médias, atendendo para que o cálculo seja feito com o mesmo tipo de densidade para todos os agregados misturados.

3.2.6 Absorção

A absorção é a penetração de líquido dentro das partículas de agregado, que resulta em um aumento do peso da partícula. A absorção pode variar em relação ao tipo de agregado de 0 (zero) a mais de 30% do peso do agregado seco. Ao utilizar agregados com alta absorção numa mistura, aumenta-se a quantidade de cimento asfáltico necessária, sendo assim, os custos de produção dessa mistura também são afetados. Agregados que tenham menos que 1% de absorção minimizam a quantidade de cimento asfáltico necessário na mistura, o que faz com que sejam preferidos para a maioria das aplicações construtivas (Abrams *et al.*, 1991).

3.2.7 Granulometria

A granulometria ou graduação dos agregados é a distribuição do tamanho das partículas, expressas em porcentagem do peso ou do volume total da mistura. A granulometria expressa como uma porcentagem do volume total é de muita importância, porém, para maior facilidade, é prática padrão expressá-la como uma porcentagem de peso. Pode-se assumir essa simplificação, pois as granulometrias apresentadas em volume ou peso são aproximadamente iguais se as densidades dos vários agregados utilizados na mistura forem também aproximadamente iguais. Se existirem grandes diferenças entre as densidades dos agregados usados na mistura, então a granulometria deve ser determinada como uma porcentagem do volume total da mistura.

Determina-se a granulometria por análises de peneiramento, que consistem em passar o material através de uma série de peneiras empilhadas com tamanhos progressivos, da maior abertura para a menor e pesar o material retido em cada peneira. Essa granulometria é normalmente expressa como a porcentagem total passante pelos vários tamanhos de peneiras, que pode ser representada graficamente por uma curva, onde na ordenada tem-se a porcentagem passante em peso num determinado tamanho de peneira, em escala aritmética. A abscissa é o tamanho da abertura da peneira, expressa em escala logarítmica.

O procedimento padronizado para uma análise por peneiramento a seco é dado na ASTM C136 e DNER ME 83/63, e para análise por peneiramento com lavagem, para a determinação da porcentagem de material passante na peneira n.º 200, está na ASTM C117. A análise por peneiramento com lavagem é mais precisa, mas o método a seco é mais rápido e mais frequentemente usado para estimar a graduação dos agregados. Quando o método a seco é usado, a quantidade de material passante na peneira n.º 200 tem um valor, muito provavelmente, mais baixo que o valor real na mistura de agregados. Uma análise de peneiras a seco, pode ser considerada correta o bastante, desde que o valor do material passante na peneira n.º 200 seja baixo.

A granulometria afeta quase todas as propriedades de maior importância de um concreto asfáltico, incluindo estabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga e resistência à derrapagem. Portanto, a granulometria é a consideração mais importante no projeto de misturas asfálticas, assim, algumas especificações estabelecem limites na graduação dos agregados que podem ser usados no concreto asfáltico.

Teoricamente, seria razoável dizer que a melhor graduação para o concreto asfáltico é uma graduação densa. A graduação tendo densidade máxima proporciona um acréscimo de estabilidade através de um aumento de contato entre as partículas e redução dos vazios do agregado mineral. Entretanto, deve existir volume de vazios suficientes para permitir a incorporação de uma quantidade adequada de cimento

asfáltico que assegure a durabilidade da mistura e ao mesmo tempo proporcionar vazios suficientes para evitar exsudação e/ou deformação permanente. Uma mistura de agregados muito densa (poucos vazios no agregado mineral) também resulta em uma mistura que é muito sensível a pequenas variações da quantidade de cimento asfáltico.

Muitos pesquisadores têm proposto graduações ideais para uma máxima densidade. Uma das mais conhecidas dessas graduações é a da curva de Fuller, proposta por Fuller & Thompson* apud Roberts *et al.* (1991). A equação para a curva de máxima densidade é:

$$P = 100 \times \left(\frac{d}{D} \right)^n \quad (3.6)$$

onde:

P = porcentagem passante total;

d = diâmetro da peneira em questão;

D = tamanho máximo do agregado.

Estudos feitos por Fuller & Thompson mostram que uma densidade máxima pode ser obtida quando $n = 0,5$. Porém, Goode & Lufsey* apud Roberts *et al.* (1991) concluem que a graduação correspondente ao expoente de 0,5 pode apresentar baixo volume de vazios do agregado mineral (VAM) para assegurar suficiente volume de vazios na mistura e quantidade de cimento asfáltico, que garantem a durabilidade da mistura. Por volta de 1960, o *Federal Highway Administration* (FHWA) sugere um gráfico de graduação de agregados baseado na graduação de Fuller, mas usando 0,45 como expoente da equação. Esse gráfico mostrou-se muito conveniente para a determinação da linha de densidade máxima e para o ajuste da graduação do

---

* Fuller, W. B. e S. E. Thompson (1907). The Laws of Proportioning Concrete. *Journal of Transportation Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 59.

* Goode, J. F. e L. A. Lufsey (1962). Graphical Chart for Evaluating Aggregates Gradation. *Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 31.

agregado. Nesse gráfico, a linha de densidade máxima pode ser facilmente obtida pelo traçado de uma reta da origem do gráfico ao ponto de porcentagem do tamanho máximo nominal do agregado.

As curvas granulométricas muito próximas à linha de máxima densidade podem não proporcionar volume de vazios suficiente no agregado mineral, ao utilizar uma quantidade adequada de cimento asfáltico para promover um envolvimento apropriado nas partículas de agregados e possibilitar a máxima durabilidade da mistura, sem causar exsudação.

Em certos casos, divergências da curva de densidade máxima são necessárias para promover um aumento dos vazios do agregado mineral (VAM). Muitas agências de pavimentação preferem que a curva granulométrica da mistura de agregados seja aproximadamente paralela com a curva de densidade máxima e que tenha alguns pontos um pouco abaixo ou acima da linha de densidade máxima. No caso do agregado fino ser predominantemente uma areia natural arredondada é preferível que a curva granulométrica passe abaixo da linha de densidade máxima para minimizar a quantidade e, assim sendo, o efeito da areia natural na mistura. Se o agregado fino selecionado for britado ou predominantemente angular, a curva granulométrica pode passar acima da linha de densidade máxima.

A curva de densidade máxima deve ser utilizada apenas como um guia e não deve ser incorporada dentro de especificações que requerem que todas as granulometrias devam estar acima ou abaixo dessa linha. Granulometrias muito próximas da linha de densidade máxima geralmente possuem baixo VAM, o que resulta em misturas menos duráveis e mais sensíveis a pequenas variações da quantidade de cimento asfáltico durante a produção da mistura. Sendo assim, faz-se necessário um VAM mínimo que assegure vazios suficientes entre os agregados, que permitam o envolvimento adequado do asfalto no agregado, provendo uma mistura durável e com volume de vazios suficientes para manter a estabilidade da mistura.

3.2.8 Tamanho Máximo do Agregado

O tamanho máximo da partícula de agregado em uma mistura é importante para assegurar seu bom desempenho. Se o tamanho máximo da partícula é muito pequeno, a mistura pode ser instável. Se muito grande, problemas com a trabalhabilidade e de segregação da mistura podem aparecer. Existem duas designações para o tamanho máximo da partícula (ASTM C125):

- Tamanho Máximo: é o menor tamanho de peneira através da qual 100% das partículas da amostra passam;
- Tamanho Nominal Máximo: é a maior peneira que retém algumas partículas de agregado, mas geralmente não mais que 10%.

Do ponto de vista da construção, o tamanho nominal máximo do agregado deve ser menor ou igual à metade da espessura da camada lançada. Nos últimos anos, tem-se aumentado o uso de misturas com agregados de maior graduação para minimizar o potencial de deformação permanente na mistura. O uso de agregados de tamanhos maiores aumenta a concentração de agregados na mistura. Esse fator contribui para a redução do cimento asfáltico e o custo da mistura. Essas misturas com agregados com maior tamanho nominal máximo são geralmente mais resistentes à deformação permanente que misturas com agregados de tamanhos menores. Entretanto, o uso de um tamanho nominal máximo de agregados maiores que 25 mm, frequentemente resulta em misturas mais "duras", que tendem a segregar durante a execução. Devido a isso, uma atenção especial deve ser dada ao projeto da mistura, à espessura da camada, à manipulação do material, à produção da mistura e aos procedimentos de pavimentação quando essas misturas forem usadas.

3.3 Mineralogia dos agregados

A maioria dos agregados são compostos por vários minerais, frequentemente de variadas composições. Desde que os minerais tenham composição química definida e estrutura cristalina específica, as propriedades física e química dos agregados podem

ser esperadas por serem associadas com a mineralogia dos agregados. Contudo, a mineralogia sozinha não pode proporcionar uma base para prognosticar o comportamento do agregado em serviço, pois mesmo que o agregado apresente mineralogia uniforme, suas propriedades podem ser alteradas por oxidação, hidratação, lixiviação, desgaste e camadas exteriores.

Fatores mineralógicos afetam a utilidade do agregado em um pavimento de concreto asfáltico. Por exemplo, a resistência à derrapagem do pavimento pode ser afetada pela composição mineral dos agregados grossos. Agregados grossos, compostos por exemplo de quartzo e feldspato, os quais normalmente são encontrados em rochas ígneas como basalto e gabro, são minerais duros e bastante resistentes ao polimento. Por outro lado, a calcita e a dolomita, que ocorrem em rochas calcárias, são exemplos de minerais fracos. Rochas calcárias que apresentam alta porcentagem de minerais fracos tendem a polir-se mais rapidamente que outros tipos de agregados.

Um dos efeitos mais importantes da mineralogia do agregado no desempenho de um pavimento de concreto asfáltico é a influência na adesividade. Um potencial problema envolvendo os agregados em misturas asfálticas é a perda de adesividade do asfalto em relação à superfície do agregado na presença de água durante a vida de serviço do pavimento. O cimento asfáltico tem melhor adesão com determinados agregados, por estes possuírem certos tipos de minerais. É comumente aceito que a natureza das cargas elétricas na superfície dos agregados quando em contato com água afeta a adesividade entre o agregado e o cimento asfáltico. As cargas superficiais das partículas de agregados representam um importante papel na apropriada seleção do cimento asfáltico.

Agregados básicos, como as rochas calcárias, são geralmente mais facilmente molhados pelo cimento asfáltico do que pela água. Esse tipo de agregado é chamado de hidrofóbico. Talvez uma melhor descrição disso seja dizer que esses agregados apresentam cargas positivas em presença de água, isto é, possuem uma carga superficial positiva que tende a repelir a água.

Agregados ácidos, como os agregados silicosos, os quais incluem granito e quartzito, são molhados mais facilmente pela água do que pelo asfalto. Existem evidências de que alguns agregados parecem ter uma maior afinidade por água que por cimento asfáltico e o filme de asfalto, nessas partículas de agregados, pode separar-se após exposição à água, pois as cargas superficiais das partículas de agregados tornam-se negativamente carregadas na presença da água. Esses agregados são chamados de hidrófilos.

Muitos agregados contêm os dois tipos de cargas, devido à sua composição mineral, com sílica, que possui cargas negativas, e também cálcio, magnésio, alumínio ou ferro, com cargas positivas. O basalto é um exemplo típico de agregado que apresenta os dois tipos de cargas elétricas.

O reconhecimento do tipo de carga elétrica superficial do agregado é potencialmente importante pois asfaltos catiônicos (+) e aniônicos (-) estão comercialmente disponíveis. O asfalto selecionado deve possuir maior compatibilidade com um determinado agregado. Um asfalto aniônico deve ser utilizado com agregados eletricamente positivos e um asfalto catiônico deve ser utilizado com agregados eletricamente negativos.

3.4 Considerações Finais

O agregado mineral constitui cerca de 80% do volume e 95% do peso de uma mistura asfáltica, tendo assim uma importante influência nas propriedades e no desempenho das misturas asfálticas. Embora existam muitos tipos de misturas, pode-se determinar o perfil do agregado ideal para a maioria dos casos de utilização em pavimentação.

O agregado ideal deve possuir tamanho de partículas e granulometria apropriados, ser forte e resistente, apresentar partículas angulares e aproximadamente equidistantes (cúbicas) com baixa absorção. A superfície desse agregado deve ser

limpa, rugosa e hidrofóbica, ou seja, ter afinidade pelo asfalto em presença de água. A natureza superficial do agregado também é importante para a interação asfalto-agregado. O cimento asfáltico deve cobrir e aderir adequadamente na superfície do agregado. Agregados com superfície lisa e com muito baixa porosidade ou, com superfície química desfavorável, não apresentam boa união com o cimento asfáltico. A boa adesividade entre o cimento asfáltico e o agregado é particularmente importante quando a mistura é exposta à água.

Muitos casos de insucessos precoces em pavimentos podem ser atribuídos ao uso de agregados minerais inadequados para o propósito de pavimentação. No próximo Capítulo será discutido como essas características dos agregados afetam o desempenho dos pavimentos de concreto asfáltico.

Capítulo 4

A Importância dos Agregados no Desempenho de Misturas Asfálticas

4.1 Considerações Iniciais

O desempenho de pavimentos de concreto asfáltico depende amplamente das propriedades e proporções relativas dos seus principais componentes, ou seja, dos agregados, do cimento asfáltico e do volume de vazios. Os agregados minerais, objeto de estudo deste trabalho, podem variar muito quanto às características que condicionam a sua adequabilidade como material de pavimentação asfáltica, tais como: mineralogia, granulometria, resistência, durabilidade, forma, angularidade e textura superficial das partículas.

Vários trabalhos de pesquisa têm demonstrado a importância dos agregados para a obtenção de pavimentos de alta qualidade. Segundo Kandhal & Parker Jr. (1998) e Roberts *et al.* (1991), as propriedades dos agregados estão relacionadas aos parâmetros de desempenho de pavimentos de concreto asfáltico, tais como: deformação permanente, desgaste, trincas por fadiga e resistência à derrapagem.

Neste Capítulo, são abordados alguns parâmetros de desempenho do pavimento de concreto asfáltico que podem estar diretamente relacionados a adequabilidade dos agregados utilizados.

4.2 Deformação Permanente

A Pesquisa sobre o Inter-relacionamento dos Custos Rodoviários (PICR), desenvolvida pelo GEIPOT em 1982, mostra que na década de 1970 a deformação permanente não era um grave problema para os pavimentos brasileiros. Atualmente, em função do aumento do volume de tráfego e, principalmente, da evolução tecnológica da modalidade rodoviária, que permitiu maiores cargas por eixo, maiores pressões de enchimento dos pneus e novos tipos de pneus e de rodagem (pneus extralargos), a deformação permanente tem merecido toda a atenção no dimensionamento e dosagem de misturas asfálticas e tem condicionado muitos projetos de reabilitação de pavimentos. O acúmulo de deformação permanente nas trilhas de roda tornou-se uma das principais formas de deterioração dos pavimentos flexíveis brasileiros, a exemplo do que ocorre há várias décadas nos Estados Unidos e na Europa.

Estudos realizados por Parker Jr. & Brown (1992) mostram que a pressão de enchimento dos pneus dos caminhões e, conseqüentemente, a pressão de contato dos pneus com o pavimento têm aumentado drasticamente, estando muito acima dos 550 kPa (75 psi), valor de referência do *AASHTO Road Test*. A média de pressão dos pneus utilizada atualmente é de 700 kPa (100 psi), com uma grande parcela de caminhões utilizando pressões de pneus ainda maiores, de 900 a 960 kPa (entre 120 e 130 psi).

A deformação dos pavimentos desenvolve-se gradualmente com o aumento do número de solicitações das cargas por eixo e geralmente aparecem sob a forma de depressões longitudinais nas faixas de rodagem (trilha de rodas), acompanhadas ou não de elevações laterais, ao longo dessas faixas. A variação longitudinal da magnitude da deformação permanente causa irregularidade no pavimento, o que diminui a segurança, causa desconforto ao usuário e, principalmente, aumenta os custos de operação dos veículos. A água da chuva pode se acumular nas depressões longitudinais das faixas de rodagem resultando em uma redução na resistência à derrapagem, com aumento do potencial de hidroplanagem e a formação de *spray*, que reduz a visibilidade.

A deformação permanente é causada pela ação combinada de densificação (compactação pelo tráfego) e deformação por cisalhamento. Essas deformações podem ocorrer em uma ou mais camadas do pavimento, inclusive no próprio subleito.

A parcela de deformação causada pela densificação é uma compactação adicional da camada de concreto asfáltico, devido ao tráfego, após a construção. Isso caracteriza uma diminuição no volume da camada, sem movimento relativo entre as partículas senão a aproximação entre elas. Isso ressalta a importância da compactação da camada para sua resistência inicial à deformação permanente.

A parcela de deformação causada pelo cisalhamento resulta em um fluxo plástico lateral à trilha de roda da camada de concreto asfáltico. Segundo Roberts *et al.* (1991), esse tipo de deformação é causado por misturas que possuem resistência ao cisalhamento insuficiente para resistir à passagem das cargas repetidas a que estão sujeitas. Cada vez que um caminhão pesado aplica carga, ocorre uma pequena, porém permanente, deformação cisalhante.

A resistência ao acúmulo de deformação permanente de um concreto asfáltico depende das características dos materiais constituintes (ligante asfáltico e agregados pétreos) e das propriedades das misturas asfálticas. Muitos fatores influem na estabilidade das misturas de concreto asfáltico. Para os agregados, objeto de estudo deste trabalho, destacam-se a forma das partículas, a angularidade, a textura superficial, o diâmetro nominal máximo, a granulometria e a dureza do material. Quanto ao ligante, destaca-se sua rigidez sob altas temperaturas. Na análise das misturas destaca-se a influência o teor de ligante, o volume de vazios, os vazios do agregado mineral e o método de compactação.

Uma alternativa para conter o aumento na deformação permanente, considerando que o volume de tráfego de caminhões, carregamento e pressão de pneus não irão decrescer, é aumentar a resistência do concreto asfáltico à deformação permanente. Apesar de muito simples e óbvia, essa solução deve ser abordada com precaução. Modificações benéficas em uma determinada propriedade podem causar mudanças

prejudiciais em outras propriedades. Por exemplo, um decréscimo da quantidade de cimento asfáltico na mistura pode resultar em um aumento da resistência à deformação permanente, mas numa diminuição da durabilidade e da resistência às trincas por fadiga. O aumento da viscosidade do cimento asfáltico pode resultar em uma mistura mais "dura", que pode ser mais resistente à deformação permanente, mas com maior suscetibilidade às trincas térmicas e à fadiga. Mudanças nas propriedades dos agregados (como tamanho, forma, angularidade, textura superficial das partículas e granulometria) são alternativas mais indicadas para garantir maior estabilidade dos pavimentos e, sendo assim, melhorar a resistência à deformação permanente da mistura (Parker Jr. & Brown, 1992).

Roberts *et al.* (1991) afirmam que o aumento da resistência ao cisalhamento da mistura asfáltica pode ser alcançado através do uso de agregados de qualidade, com maiores tamanhos nominais máximos, angulares e com textura rugosa, o que intensifica o contato entre partículas e, uma apropriada seleção e quantificação do cimento asfáltico, de modo que um volume de vazios adequado esteja presente na mistura.

Estudos em laboratórios e a experiência em campo têm mostrado que os agregados possuem uma importância fundamental para a resistência à deformação de um concreto asfáltico. Na literatura corrente parece haver um entendimento consensual de que a estrutura granular formada pelos agregados é um dos principais responsáveis pela estabilidade de um concreto asfáltico (Coelho, 1996). Por essa razão, muitas pesquisas têm sido realizadas para que sejam avaliados tanto os aspectos qualitativos como os quantitativos da influência que esses materiais exercem no produto final de uma mistura asfáltica.

Vários pesquisadores têm apresentado resultados que demonstram que as propriedades dos agregados são essenciais para a capacidade da mistura de resistir à deformação permanente. Sanders & Dukatz (1992) apresentam dados indicando que a influência das propriedades do cimento asfáltico é secundária diante dos efeitos das propriedades dos agregados para atenuar a deformação permanente.

Roberts *et al.* (1991) afirmam que se o agregado usado na mistura de concreto asfáltico apresentar-se bem graduado, anguloso e com textura rugosa, a consistência (penetração ou viscosidade) do cimento asfáltico tem um papel relativamente pequeno na resistência à deformação permanente. Segundo eles, as propriedades dos agregados (e.g., tamanho, forma, angularidade, textura superficial da partícula e granulometria) afetam diretamente a deformação permanente, embora uma correta seleção e quantificação do cimento asfáltico e uma compactação adequada também ajudem a atenuá-la.

Cross & Brown (1992), através de estudos realizados para identificar as propriedades dos agregados que contribuem para a produção de misturas com desempenho satisfatório, afirmam que misturas com maiores quantidades de faces fraturadas e com maior angularidade do agregado fino têm maior resistência à deformação permanente. Os autores concluem que agregados com partículas angulares devem ser utilizados em misturas de concreto asfáltico para resistir à deformação permanente.

Button *et al.* (1990), em estudos sobre a influência dos agregados na deformação permanente em pavimentos de concreto asfáltico, concluem que a forma e a textura das partículas dos agregados afetam diretamente a deformação permanente. Os autores mostram que misturas asfálticas contendo areia natural (arredondada) deformam-se plasticamente, sob a ação de cargas estáticas ou dinâmicas, muito mais rapidamente que misturas de graduação similar contendo somente partículas britadas (angulares).

Kim *et al.* (1992) apresentam uma avaliação dos efeitos do tipo do agregado e da granulometria na resistência à deformação permanente das misturas de concreto asfáltico, onde cinco fatores são investigados: tipo do agregado, granulometria, tipo de asfalto (maior e menor suscetibilidade térmica), teor de asfalto, volume de vazios, temperatura e nível de tensão aplicada. Os dados obtidos indicam que o tipo de agregado utilizado tem efeito direto na estabilidade da mistura e que o melhor intertravamento entre as partículas mais angulares resultam em menores deformações permanentes. Os resultados mostram que mudanças nas proporções das frações fina e

grossa dos agregados com um mesmo tamanho nominal máximo não afetam a deformação permanente. Os efeitos das outras variáveis (como o tipo de asfalto, volume de vazios e a temperatura) na estabilidade da mistura foram maiores com misturas contendo agregados arredondados e com textura superficial lisa. Isto ocorre provavelmente porque a capacidade de carga suportada pelas misturas com fraco intertravamento entre as partículas de agregados arredondados e com textura superficial lisa dependem muito mais da viscosidade do cimento asfáltico que misturas com melhor intertravamento entre partículas de agregados mais angulares.

4.3 Desgaste

Segundo Roberts *et al.* (1991), o desgaste, *ravelling* em língua inglesa, é a desintegração progressiva da camada de concreto asfáltico que ocorre a partir da superfície do pavimento para baixo, como resultado do desalojamento das partículas de agregado. A desagregação é precedida pela perda de adesividade entre as partículas de agregado e o asfalto. Algumas situações que podem conduzir à desagregação são: o agregado possuir uma cobertura de pó grossa o suficiente para o filme de asfalto aderir no pó em lugar do agregado e em locais onde ocorre segregação na camada asfáltica, ou seja, locais onde a maior parte do agregado fino está ausente.

Nas áreas segregadas a maior parcela de contato entre as partículas se dá entre os agregados grossos. Esses pontos de contato entre as partículas de agregados grossos são poucos e, assim sendo, os pontos onde o cimento asfáltico une essas partículas também são poucos. Com o passar do tempo, pode ocorrer o endurecimento (envelhecimento) do cimento asfáltico, a umidade pode comprometer a união asfalto-agregado e as forças de tração que ocorrem no pavimento podem ser altas o bastante para quebrar a união entre as partículas e removê-las da área segregada da camada de concreto asfáltico, ocorrendo assim a desagregação. A desagregação pode ocorrer também devido à baixa densidade da capa asfáltica, resultado de uma má compactação. Uma compactação adequada promove a densidade necessária para

proporcionar suficiente coesão nas misturas asfálticas. Caso contrário, o agregado é facilmente deslocado da mistura.

Também ocorre desgaste em revestimentos de concreto asfáltico em função da presença de umidade, que provoca a perda da união entre o agregado e o cimento asfáltico. O desgaste devido a influência prejudicial da umidade ocorre, tipicamente, na parte inferior da camada de concreto asfáltico e progride para cima, ao contrário do desgaste causado por desagregação (Roberts *et al.*, 1991).

A perda de adesividade é um problema complexo que depende de muitas variáveis, incluindo o tipo e uso da mistura, as características do asfalto, as características do agregado, os fatores climáticos, o tráfego, as práticas de construção e o uso de aditivos para melhorar a adesividade. Entretanto, a presença de umidade é um fator comum. Na literatura, atribui-se maior importância à perda de adesividade entre o agregado e a película de asfalto, à prejudicial influência da umidade, à mineralogia e à composição química do agregado.

Roberts *et al.* (1991) afirmam que as propriedades dos agregados são as principais responsáveis pelo fenômeno da perda de adesividade entre o asfalto-agregado, embora alguns cimentos asfálticos apresentem maior propensão ao desgaste que outros. Estudos realizados por Yoon & Tarrer (1988) sobre o efeito das propriedades dos agregados mostram que as propriedades químicas e eletroquímicas da superfície dos agregados em presença de água têm expressivo efeito no desgaste devido à influência da umidade, *stripping*, em língua inglesa. Kandhal & Parker Jr. (1998) afirmam que, frequentemente, defeitos dos pavimentos como o desgaste por susceptibilidade à umidade podem ser atribuídos diretamente à imprópria seleção e uso de agregados.

A resistência da mistura é decorrente da resistência de coesão do asfalto, do intertravamento dos grãos e da resistência devido ao atrito dos agregados. A resistência de coesão é satisfatória se existir uma boa união entre o asfalto e o agregado. Se a união for fraca, ocorre um enfraquecimento na interface asfalto-

agregado que pode resultar em uma perda de resistência prematura da capa de concreto asfáltico do pavimento. A perda de resistência devido ao enfraquecimento da união entre o asfalto e o agregado, por efeito da umidade, pode ser súbita. Quando a película de asfalto solta-se do agregado, a coesão na mistura é perdida, assim os defeitos no pavimento se desenvolvem rapidamente. Algumas vezes, a película de asfalto sobre o agregado é totalmente perdida, sobrando somente o agregado totalmente descoberto. Mas, na maioria das vezes, ocorre uma perda gradual de resistência ao longo dos anos, fato que contribui para o desenvolvimento da deformação permanente (Roberts *et al.* 1991).

4.4 Trincas por Fadiga

Fadiga é um fenômeno pelo qual a estrutura do material é gradualmente enfraquecida pela ação repetida da aplicação de tensões menores que a tensão de ruptura. No pavimento asfáltico, trincas por fadiga e rupturas podem ser causadas pelo movimento da carga das rodas que produzem alternadamente tensões de compressão e de flexão acima e abaixo da superfície (Maupin, 1970). Nem o método Marshall nem o Hveem medem diretamente qualquer resistência à fadiga. A complexa repetição de cargas necessita ser estimada, para se determinar o número de ciclos que causam danos à amostra.

As trincas por fadiga originalmente não eram reconhecidas como um fenômeno devido à ação de cargas repetidas, mas sim como um mero envelhecimento do pavimento ou defeito do pavimento. Por volta da década de 1950, pesquisadores como Hveem reconheceram que trincas por fadiga são causadas pela ação repetida de flexão das camadas asfálticas sobre bases de solos resilientes. As investigações de Hveem ligaram trincas por fadiga, magnitude de deflexão e rigidez do pavimento, indicando que, estando bem projetado, o pavimento tem que ser capaz de resistir a deflexões ou ter suficiente rigidez para reduzir a deflexão a um nível aceitável (Maupin, 1970).

As variáveis do material que causam fadiga devem ser entendidas, de forma que elas possam ser consideradas quando os componentes do concreto asfáltico são selecionados. As variáveis mais comumente investigadas são: o tipo de asfalto, rigidez (viscosidade) do asfalto, granulometria do agregado e o tipo do agregado. O efeito do tipo do agregado no comportamento à fadiga não tem sido extensivamente investigado. Isto ocorre porque os agregados usados em misturas asfálticas variam muito de lugar para lugar, dependendo da geologia e disponibilidade. Mas é importante que os efeitos dos tipos de agregados e suas características de adequabilidade para o concreto asfáltico sejam entendidos.

Maupin (1970) realizou pesquisas por sobre os efeitos da forma e textura dos agregados no comportamento à fadiga do concreto asfáltico. Essas pesquisas evidenciam que agregados com formas mais arredondadas apresentam uma resistência à fadiga maior que agregados com formas cúbicas e lamelares, devido à resistência à fadiga decrescer com o aumento da rigidez da mistura. Quando uma mesma tensão é aplicada, misturas que possuem partículas com maior intertravamento podem produzir maiores tensões no cimento asfáltico entre as partículas, resultando em uma menor resistência à fadiga. As amostras ensaiadas com agregados de forma arredondada, cúbica e lamelar foram seccionadas revelando que os agregados com partículas alongadas e cúbicas apresentam uma melhor estrutura de intertravamento entre suas partículas, enquanto que as partículas arredondadas parecem "flutuar" entre o material asfáltico.

Maupin (1970) afirma que misturas com agregados arredondados apresentam maior resistência à fadiga que misturas feitas com partículas cúbicas e alongadas, mas também cita que Monismith (1965) apresenta resultados que mostram que as misturas feitas com partículas britadas têm maior resistência à fadiga que misturas feitas com partículas arredondadas. Maupin (1970) relata como possível explicação desse desacordo com os ensaios realizados por Monismith (1965) que as misturas feitas com partículas britadas teriam consideravelmente mais volume de vazios que as misturas feitas com agregados arredondados, resultando em uma mistura mais flexível e, portanto mais resistente à fadiga.

Kim *et al.* (1992), através de estudos para avaliar os efeitos do tipo do agregado na resistência à fadiga das misturas, investigam cinco fatores: tipo do agregado, onde são testados agregados com textura superficial rugosa e agregados com textura superficial lisa, tipo de asfalto, teor de asfalto, volume de vazios e variação da temperatura. Os dados obtidos indicam que as misturas contendo agregados com textura superficial rugosa são mais resistentes à fadiga. Isto é, os agregados com textura superficial rugosa promovem melhor interface para a união entre a partícula do agregado e o cimento asfáltico e, assim sendo, melhor resistência à fadiga. Exames cuidadosos nas superfícies de ruptura, após os ensaios de fadiga, revelam que a ruptura (fratura) ocorrida nas misturas contendo agregados de textura superficial lisa se dá através da interface entre o agregado e cimento asfáltico, provavelmente devido à fraca união da superfície lisa do agregado e o asfalto. Por outro lado, a fratura em misturas contendo agregados de superfície rugosa progride através das partículas dos agregados grossos, indicando uma união muito forte entre o agregado e o asfalto. Os autores concluem que a textura superficial dos agregados têm grande influência na resistência à fadiga das misturas de concreto asfáltico. Isso demonstra a importância de uma boa interface de união entre agregados contendo textura superficial rugosa e o cimento asfáltico, para um aumento da resistência à fadiga das misturas.

4.5 Resistência à Derrapagem

A resistência à derrapagem do revestimento de concreto asfáltico é um importante parâmetro de desempenho do pavimento para a segurança do usuário. Quando a resistência à derrapagem diminui abaixo de um nível mínimo aceitável, o pavimento deixa de desempenhar a função de garantir segurança. Além de resistir a movimentos de aceleração e desaceleração e às cargas verticais, o pavimento deve ser provido de uma resistência suficiente ao deslizamento, permitindo assim movimentos de frenagem seguros. O revestimento asfáltico deve ser projetado para apresentar um atrito pneu-pavimento adequado, mesmo na ocasião de chuvas intensas.

De acordo com Kandhal & Parker Jr. (1998), se a mistura for projetada corretamente (i.e., não existir excesso de asfalto), a resistência à derrapagem depende da textura superficial do pavimento, que pode ser classificada como microtextura e macrotextura.

A microtextura consiste em uma superfície áspera, em que o filme fino de água pode penetrar e assim aumentar a adesão entre o pneu e a superfície do pavimento. A microtextura depende da superfície da partícula do agregado (aspereza ou rugosidade) e, portanto, das propriedades do agregado, incluindo sua mineralogia.

A macrotextura proporciona canais de drenagem para a expulsão da água entre o pneu e o pavimento, portanto, diminui a hidroplanagem, pois a água pode escapar rapidamente através da textura grossa do pavimento. Essa textura grossa pode ser obtida através do controle da granulometria dos agregados na mistura. A macrotextura também causa maiores deformações na borracha do pneu, o que aumenta as características de atrito do pneu.

As características da textura fina (microtextura) da superfície do pavimento distinguem-se das características da textura grossa (macrotextura) devido às diferentes influências desses parâmetros em interações entre pneu e pavimento. De acordo com Balmer & Hegmon (1980), a microtextura contribui para a resistência à derrapagem em todas as velocidades e sua influência predominante está em velocidades abaixo de 50 km/h. Em contraste, a macrotextura é menos importante em baixas velocidades, mas é essencial para a segurança em altas velocidades de tráfego, principalmente em pavimentos molhados. As profundidades médias de 0,5 mm ou menores podem ser classificadas como microtextura e maiores que 0,5 mm como macrotextura.

No projeto da mistura de concreto asfáltico deve-se escolher agregados que produzam misturas com adequada resistência à derrapagem e utilizar uma quantidade correta de asfalto na mistura para que não ocorra exsudação, com subsequente perda da resistência à derrapagem do pavimento. Roberts *et al.* (1991) citam quatro

características dos agregados que devem ser avaliadas para selecionar materiais que produzam superfícies resistentes à derrapagem: textura superficial, forma, tamanho, resistência ao desgaste e ao polimento. Fatores como forma, angularidade e tamanho são afetados pela mineralogia dos agregados e pelo tipo do processo de britagem selecionado para a obtenção do agregado. A dureza dos vários minerais constituintes da rocha, o tamanho individual do mineral na rocha e vários fatores de tráfego afetam a resistência ao desgaste e ao polimento do agregado.

4.6 Considerações Finais

Os agregados possuem um papel muito importante para que os pavimentos de concreto asfáltico apresentem um bom desempenho. Alguns parâmetros de desempenho como deformação permanente, desgaste (tanto por desagregação como por susceptibilidade à umidade), trincas por fadiga e resistência à derrapagem podem ser atribuídos diretamente à seleção e à utilização impróprias dos agregados.

Atualmente, o problema da deformação permanente se faz presente nos pavimentos rodoviários brasileiros e tem merecido toda atenção no dimensionamento e dosagem das misturas asfálticas, condicionando também muitos projetos de reabilitação de pavimentos. O aumento da deformação permanente nos pavimentos rodoviários brasileiros se deve, entre outros fatores, ao aumento do volume de tráfego e da evolução tecnológica da modalidade rodoviária. Na tentativa de conter esse aumento da deformação permanente, muitos estudos vêm sendo realizados. Na literatura corrente, parece haver um entendimento consensual de que a estrutura granular formada pelos agregados é uma das principais responsáveis pela estabilidade do concreto asfáltico. As características principais dos agregados que contribuem para a produção de misturas asfálticas com maior estabilidade são: granulometria, tamanho nominal máximo, forma, angularidade e textura superficial da partícula.

Desgastes devidos à desagregação e desgastes devidos à susceptibilidade à umidade possuem causas diferentes, porém ambos promovem a perda de adesividade entre o

asfalto e o agregado, promovendo a desintegração progressiva do revestimento asfáltico. As trincas por fadiga podem ser atribuídas a algumas variáveis do material que compõem a mistura, como o tipo de ligante, a granulometria e o tipo do agregado. Existem evidências que agregados com formas mais arredondadas resultam em uma resistência à fadiga maior que agregados com formas cúbicas e lamelares, pois a resistência à fadiga decresce com o aumento da rigidez da mistura. Já as misturas que contêm agregados com textura superficial rugosa são mais resistentes à fadiga, pois promovem melhor interface de união entre as partículas do agregado e o cimento asfáltico.

A resistência à derrapagem do revestimento de concreto asfáltico é muito importante para a segurança dos usuários. O pavimento deve ter uma resistência ao deslizamento que permita frenagens seguras, mesmo na ocasião de chuvas intensas. A resistência à derrapagem depende da textura superficial do pavimento, que pode ser classificada como microtextura e macrotextura. Quatro características dos agregados devem ser avaliadas para selecionar materiais que produzam superfícies com suficiente atrito pneu-pavimento: textura superficial, forma e angularidade das partículas, tamanho e resistência ao desgaste e ao polimento.

Através da revisão bibliográfica pode-se concluir que as atividades de seleção e avaliação das propriedades dos agregados são essenciais para assegurar que pavimentos de alta qualidade sejam construídos. Atenção especial deve ser dada às características de angularidade e de textura superficial das partículas dos agregados, que condicionam o aparecimento e evolução de muitos defeitos no pavimento, como a deformação permanente, o desgaste, as trincas por fadiga, além da resistência à derrapagem.

No próximo Capítulo será discutida a importância das características de angularidade e textura superficial dos agregados finos para revestimentos de concreto asfáltico e as especificações Superpave para selecionar e avaliar os agregados finos a serem utilizados em revestimento asfáltico.

Capítulo 5

Angularidade, Textura dos Agregados Finos e Especificações Superpave

5.1 Considerações Iniciais

Os estudos do Programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) sobre materiais utilizados em pavimentos asfálticos, realizados entre 1987 e 1993, forneceram resultados que foram agrupados e patenteados sob a denominação Superpave®. Esse programa foi estabelecido pelo Congresso dos Estados Unidos, com uma dotação inicial de 150 milhões de dólares. Coordenado pelos Estados Unidos, esse programa conta com a participação de 22 países, inclusive o Brasil (SHRP, 1993). As pesquisas do Programa SHRP desenvolveram métodos de análise de materiais betuminosos e de misturas asfálticas com base em propriedades fundamentais, diretamente relacionadas ao desempenho dos pavimentos quando em serviço.

O projeto volumétrico de misturas Superpave fundamenta-se na especificação dos agregados e em proporções volumétricas da mistura. No método Superpave, as misturas asfálticas são controladas pelas propriedades dos agregados e pelo equilíbrio do volume de vazios, do volume de asfalto e do volume de agregados. As propriedades volumétricas são empregadas em todas as situações, assim como, as

propriedades dos agregados, separadas em propriedades de consenso e de origem (Huber *et al.*, 1998).

5.2 Método Superpave

O método Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavement System*) consiste de novas especificações para ligantes asfálticos e misturas betuminosas, um elenco de novos ensaios e procedimentos (para dar suporte às especificações), um novo método de dimensionamento de misturas asfálticas, propostas de procedimentos para avaliação e desenvolvimento de modificadores (polímeros e borracha de pneus, por exemplo), um sistema para controle da construção e programas computacionais.

Os estudos realizados pelo programa SHRP visam principalmente a avaliação de ligantes asfálticos, o projeto de misturas e a análise de misturas. Não houve, de início, esforços de pesquisa específicos para os agregados. Os estudos das misturas incluíam os agregados, mas não houve nenhuma pesquisa destinada a avaliar separadamente os agregados dos outros componentes da mistura. Como os agregados são uma parte muito importante da mistura, os pesquisadores do programa SHRP perceberam, ainda que tardiamente, que teria de ser tomada alguma providência. A providência tomada foi uma abordagem consensual de um grupo de especialistas (método de Delfos), onde recomendações foram estabelecidas para as propriedades necessárias dos agregados em relação aos vários níveis de tráfego e às profundidades das camadas em relação à superfície do pavimento.

Esse grupo de especialistas foi consultado acerca das propriedades mais importantes dos agregados que influenciam o desempenho do pavimento. Houve, ao final, uma aprovação unânime de que as propriedades dos agregados influenciam diretamente a deformação permanente e a serventia do pavimento e que as trincas por fadiga e de origem térmica são menos influenciadas pelas características do agregado mineral. As propriedades principais dos agregados foram organizadas em duas categorias e

incorporadas ao sistema Superpave. Essas categorias são denominadas propriedades de consenso e propriedades de origem.

5.3 Propriedades de Consenso

Foi consenso geral entre os especialistas que certas propriedades dos agregados são críticas e devem ser atendidas em todos os casos a fim de gerar misturas de concreto asfáltico de desempenho satisfatório. Essas propriedades são ditas de "consenso" pois foram resultado de um amplo entendimento quanto ao seu uso e aos valores de especificação. Essas propriedades são:

- Angularidade do agregado grosso;
- Angularidade do agregado fino;
- Partículas planas e alongadas;
- Teor de argila.

5.4 Propriedades de Origem

Esses especialistas também concordavam que outras propriedades dos agregados são críticas. Entretanto, não houve consenso para valores limites dessas propriedades por serem muito dependentes da origem dos materiais. Dessa forma, um grupo de propriedades de origem foi criada e cada organismo rodoviário dos Estados Unidos estabelece valores específicos para elas. Como essas propriedades de origem são relevantes no projeto de mistura, podem ser utilizadas como critérios de aceitação. Essas propriedades são:

- Dureza;
- Sanidade;
- Materiais deletérios.

Os ensaios adotados pelo programa SHRP para análise das propriedades de consenso e de origem foram escolhidos entre ensaios existentes. Alguns desses ensaios já eram usados e o Superpave apenas modificou alguns procedimentos e/ou critérios, mas recomendações específicas a respeito de todos os ensaios foram feitas.

5.5 Angularidade do Agregado Fino

Dentre as propriedades mais importantes dos agregados identificadas pelos pesquisadores do programa SHRP destaca-se a angularidade do agregado fino. Muitos pesquisadores têm afirmado que as características da fração fina do agregado têm influência predominante na resistência à deformação permanente das misturas asfálticas, principalmente para misturas bem graduadas e densas, pois as características dos agregados finos são fundamentais no que se refere à estabilidade dessas misturas.

Herrin & Goetz (1954), através de estudos para avaliar os efeitos da angularidade dos agregados na estabilidade das misturas de concreto asfáltico, concluem que ao aumentar a angularidade das partículas da fração grossa da mistura, a estabilidade das misturas de graduação aberta aumenta, mas para as misturas de graduação densa não ocorre variação relevante. Benson (1970) mostra que, independente do agregado graúdo usado, a resistência de misturas de graduação densa e de misturas de graduação aberta varia substancialmente em função dos agregados finos na mistura.

Griffith & Kallas (1958) mostram que a influência da angularidade e textura do agregado fino nas estabilidades Marshall e Hveem é consideravelmente maior que a influência da angularidade e textura do agregado grosso, para misturas contendo mais que 50% de agregados finos. Os autores também comparam misturas de mesma granulometria, contendo agregados grossos e finos arredondados e agregados grossos e finos angulares e concluem que as misturas que contêm agregados arredondados necessitam de menores quantidades de cimento asfáltico, pois, apresentam menores porcentagens de vazios do agregado mineral (VAM).

Shklarsky & Livneh (1964) desenvolvem um extenso estudo sobre as diferenças entre a fração grossa de agregados angulares e arredondados combinados com agregados finos angulares e arredondados, onde vários parâmetros são estudados incluindo: estabilidade e fluência Marshall, ângulo de atrito interno e coesão, medidos através do ensaio triaxial, resistência à deformação permanente através do ensaio de trilha de rodas, resistência à fadiga e permeabilidade. Os autores concluem que ao substituir a fração fina de areia natural (arredondada) por agregado fino britado ocorre uma melhora incomparável na qualidade do produto: aumento da estabilidade, redução da deformação permanente, menor susceptibilidade à umidade e elevação da qualidade da mistura (com agregado grosso arredondado) para o nível de qualidade de uma mistura que contém agregados grosso e fino britados. Por outro lado, ao substituir o material grosso arredondado pelo britado nenhum efeito significativo é verificado.

Algumas misturas Marshall são projetadas por Moore & Welke* apud Kandhal *et al.* (1991) com 110 areias do estado de Michigan, nas quais o agregado grosso, o teor de asfalto e o fíler mineral são mantidos constantes. Esses autores concluem que tanto a angularidade do agregado fino quanto a granulometria da mistura são críticas: agregados finos mais angulares apresentam maiores estabilidades e, em relação à granulometria, quanto mais densa a graduação, ou seja, quanto mais próxima da curva de Fuller estiver a curva granulométrica, maior é a estabilidade.

Foster (1970) apresenta resultados de dois trechos experimentais: misturas de areia-asfalto e misturas feitas com dois agregados grossos diferentes e o mesmo agregado fino usado na mistura de areia-asfalto. Após a observação do desempenho dos pavimentos, conclui que a capacidade das misturas de graduação densa de suportarem as cargas do tráfego é controlada pelas características do agregado fino.

---

* Moore, R. B. E R. A. Welke (1979) Effects of Fine Aggregate on Stability of Bituminous Mixes. Research Report 78 TB-34-79F, Testing and Research Division, Testing Laboratory Section, Michigan Department of Transportation.

Esses trabalhos evidenciam a necessidade de um ensaio confiável para a classificação dos agregados finos quanto à forma, à angularidade e textura superficial de suas partículas. O uso dos termos areias naturais ou areias britadas em especificações não é racional. Algumas areias naturais são mais angulares do que arredondadas e, por outro lado, algumas areias provenientes de britagem são mais arredondadas do que completamente angulares. Isso demonstra a necessidade de quantificação da sua forma, angularidade e textura dos agregados finos, ao invés de uma simples classificação genérica (Kandhal *et al.*, 1991).

Pesquisas mostraram também que embora areias britadas tendam a ter maiores angularidades que as areias naturais, algumas areias naturais apresentam maior atrito entre partículas (Kandhal *et al.*, 1992). Portanto, um ensaio capaz de quantificar e classificar os agregados finos quanto à forma, à angularidade e textura superficial de suas partículas tem potencial para diferenciar os agregados que provavelmente proporcionam misturas com baixa resistência à deformação permanente (menor estabilidade) dos que proporcionam misturas com bom desempenho (maior estabilidade).

5.6 Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA)

Visando suprir essa necessidade, o ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA, *Fine Aggregate Angularity*), desenvolvido pelo *National Aggregate Association*, foi introduzido no Método Superpave de modo a avaliar a angularidade e textura superficial dos agregados finos. A adoção do ensaio FAA baseia-se na hipótese de que agregados finos com altos valores de FAA apresentam suas partículas angulosas e/ou com textura superficial rugosa, o que resulta em um maior intertravamento das partículas, o que promove maior resistência ao cisalhamento e, conseqüentemente, maior estabilidade da mistura.

A angularidade do agregado fino é avaliada através da determinação dos vazios na condição não compactada (vazios não compactados) quando a amostra é vertida de uma altura de queda estabelecida, dentro de um cilindro de volume conhecido (100 cm^3) (Figura 5.1). O material em excesso sobre o topo do cilindro é retirado delicadamente com uma espátula, para não causar compactação (acomodação de partículas) por vibração. Determina-se a massa de agregado fino dentro do cilindro, sendo o volume do agregado contido no cilindro calculado usando-se a massa específica aparente do agregado, determinada de acordo com a norma ASTM C128. Os vazios não compactados são calculados pela diferença entre o volume do cilindro e o volume de agregado no cilindro (Equação 5.1):

$$U = \frac{V_c - \frac{m_a}{\rho_{ap}}}{V_c} \times 100 \quad (5.1)$$

onde:

U = vazios não compactados (%);

m_a = massa do agregado contida no cilindro (g);

ρ_{ap} = massa específica aparente do agregado fino (g/cm^3);

V_c = volume do cilindro (cm^3).

As partículas de agregados arredondadas e lisas permitem uma acomodação mais fácil entre suas partículas e, sendo assim, apresentam menor volume de vazios não compactados (FAA) quando comparadas com partículas de agregados com maior angularidade e rugosidade. A granulometria do agregado também afeta o volume de vazios não compactados, pois agregados que são bem graduados apresentam menor volume de vazios não compactados do que agregados contendo partículas uniformemente graduadas.

Figura 5.1: Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA).

O ensaio FAA pode ser realizado de acordo com três métodos distintos (A, B ou C). No Método A é usada uma combinação de frações especificadas de agregado fino, nas quantidades apresentadas na Tabela 5.1. O resultado final de vazios não compactados (FAA) referentes ao agregado fino ensaiado corresponde à média entre duas determinações. O Método B utiliza frações individuais especificadas, como mostra a Tabela 5.1, sendo o ensaio realizado para cada fração de agregado separadamente, com o valor de FAA correspondendo à média dos três valores. No Método C a amostra ensaiada consiste de 190 g de agregado fino passante na peneira de 4,75 mm (# 4), não havendo qualquer controle da granulometria.

Tabela 5.1: Frações granulométricas usadas no Método A e no Método B.

Peneira (passando – retido)	Método A Massa (g)	Método B Massa (g)
2,36 mm - 1,18 mm	44	190
1,18 mm - 0,60 mm	57	190
0,60 mm - 0,30 mm	72	190
0,30 mm - 0,15 mm	17	-
Total	190	-

ASTM C 1252 - 93

Estudos realizados por Fernandes *et al.* (2000) mostram que os métodos A, B e C resultam em valores de FAA diferentes, pois os vazios entre as partículas aumentam quando a granulometria do agregado torna-se mais uniforme. Como o Método B é executado com um tamanho único de partículas por fração de material ensaiado, resulta em um maior valor de FAA. No Método A a granulometria do material ensaiado é menos uniforme que no Método B, porém tende a ser mais uniforme do que no Método C, cuja granulometria não é controlada. Sendo assim, tem-se, geralmente, maiores valores de FAA para o Método B, seguido do Método A e por último o Método C. Apesar dos métodos apresentarem valores de FAA de magnitudes diferentes, os dois métodos que usam granulometria controlada (métodos A e B) resultam em mesma hierarquização, indicando que ambos os métodos são sensíveis às mesmas características dos agregados e que, para o propósito de classificação, são equivalentes.

Estudos sobre deformação permanente desenvolvidos pelo *National Center for Asphalt Technology* (NCAT) relacionam empiricamente a deformação permanente com valores de FAA. Parte desse estudo global sobre deformação permanente em pavimentos flexíveis avaliou a influência das propriedades dos agregados em misturas de concreto asfáltico no Estado do Alabama. Foram selecionados treze locais do Estado do Alabama, onde das amostras de misturas coletadas foram separados os agregados e o cimento asfáltico. As propriedades dos agregados analisadas incluem: granulometria, porcentagem de faces fraturadas do agregado grosso, angularidade e textura das partículas de agregados finos (Parker Jr. & Brown, 1992). Esses estudos serviram de base para a Especificação Superpave (Tabela 5.2) (Huber *et al.*, 1998).

O Superpave especifica maiores valores mínimos de FAA (Método A) com o aumento do nível de tráfego ou com a proximidade da camada em relação à superfície (Tabela 5.2). A especificação Superpave estabelece o valor de FAA igual a 45 como o mínimo admissível para rodovias com volume de tráfego alto. Para volume de tráfego médio, especifica FAA igual a 40. Areias naturais são consideradas aceitáveis para volume de tráfego médio, pois muitas apresentam o valor de FAA entre 40 e 45. Para volume de tráfego baixo não é necessário atribuir

valor para o FAA, pois areias naturais com FAA menores que 40 são consideradas aceitáveis (Huber *et al.*, 1998).

Estudos recentes indicam que agregados finos angulares e rugosos possuem vazios não compactados maiores que 45 e agregados finos arredondados e lisos possuem vazios não compactados abaixo de 43 (Ahlrich, 1996).

Tabela 5.2: Especificação Superpave de valores mínimos para FAA (Método A).

Tráfego N = 10 ⁶	Profundidade em relação à Superfície*	
	< 100 mm	> 100 mm
< 0,3	-	-
< 1	40	-
< 3	40	40
< 30	45	40
< 100	45	45
> 100	45	45

* Profundidade da camada em relação à superfície do pavimento. (Cominsky *et al.*, 1998)

Kandhal & Parker Jr. (1998) efetuam estudos com o objetivo de avaliar vários ensaios utilizados para quantificação de propriedades dos agregados finos (forma da partícula, angularidade, textura) e identificar o ensaio que melhor se relaciona com a deformação permanente e trincas por fadiga em pavimentos de concreto asfáltico. A conclusão é que o ensaio FAA é o mais recomendado para avaliar a forma, a angularidade e a textura da fração fina. O ensaio FAA também apresenta boa correlação com resultados de deformação permanente, sem ter, no entanto, qualquer relação com as trincas por fadiga.

Stuart & Mogawer (1994) também realizam estudos com o objetivo de avaliar alguns ensaios utilizados para quantificação das propriedades de angularidade e textura superficial das areias naturais e britadas e distingui-las entre materiais com bom e mau desempenho. Cinco métodos são avaliados, dentre eles o ensaio FAA (método A). As areias analisadas são classificadas como: areias naturais de boa qualidade, areias naturais de baixa qualidade e areias britadas de boa qualidade, com base na experiência das agências de pavimentação estaduais dos EUA. Esses autores concluem que o ensaio FAA (método A) não diferencia perfeitamente os agregados

finos. Uma areia de baixa qualidade teve a mesma hierarquização que uma areia de boa qualidade. Os autores alertam que a areia de baixa qualidade, hierarquizada como de boa qualidade pelo ensaio FAA, não apresenta frações acima de 0,60 mm, ou seja, possui granulometria diferente dos demais agregados finos ensaiados.

Os estudos realizados por Fernandes *et al.* (2000) para avaliar o ensaio FAA, mediante comparação com o ensaio de cisalhamento direto, relatam que o FAA sozinho não é um bom indicador da resistência ao cisalhamento do agregado fino. Segundo os autores, o ensaio de cisalhamento direto pode prover parâmetros de maior relevância para avaliar os agregados finos.

Dúvidas se o ensaio FAA é um bom indicador da resistência à deformação permanente da mistura, ou seja, se é mesmo capaz de diferenciar agregados finos quanto à angularidade e textura e, principalmente, quanto ao desempenho das misturas asfálticas, motivam e justificam a realização deste trabalho.

5.7 Granulometria

O Superpave representa as curvas granulométricas em um diagrama onde a ordenada é a porcentagem passante e a abcissa apresenta a escala numérica de tamanhos de peneiras ASTM (em mm), elevada à potência de 0,45 (Figura 5.2). Apresenta-se nesse gráfico a linha de densidade máxima, que corresponde à reta que parte da origem e vai até o ponto do tamanho máximo do agregado.

Esse gráfico, adotado pelo Superpave para a especificação granulométrica dos agregados, apresenta duas características: pontos de controle e zona de restrição (Figura 5.2). Todo projeto de misturas Superpave deve passar entre os pontos de controle, evitando a zona de restrição. Os pontos de controle funcionam como limites dentro dos quais a curva granulométrica deve passar para satisfazer os requisitos do Superpave. Os pontos de controle são fixados nas peneiras de tamanho máximo,

nominal máximo, uma peneira abaixo do tamanho nominal máximo e nas peneiras de 2,36 mm e 0,075 mm.

A zona de restrição repousa sobre a linha de densidade máxima, entre as peneiras intermediárias (4,75 ou 2,36 mm) e 0,30 mm. Essa zona define uma região por onde a curva granulométrica não deve passar, porém essa restrição serve apenas como recomendação para se evitar misturas com alta proporção de areia fina natural em relação ao total de agregados finos, que geralmente apresentam baixo volume de vazios do agregado mineral (VAM). Agregados que não possuem excessivas quantidades de partículas arredondadas e que satisfaçam o VAM mínimo necessário podem passar através da zona de restrição e ainda assim apresentar desempenho satisfatório.

Figura 5.2: Gráfico Superpave para a especificação granulométrica do agregado.

O Superpave define as especificações granulométricas de acordo com o tamanho nominal dos agregados, de 9,5 mm a 37,5 mm, como mostram as tabelas (5.3 a 5.7).

Tabela 5.3: Especificação granulométrica para tamanho nominal de 37,5 mm.

Peneiras (mm)	Pontos de Controle		Limites da Zona de Restrição	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
50	100,0	100,0	-	-
37,5	90,0	100,0	-	-
25	-	90,0	-	-
19	-	-	-	-
12,5	-	-	-	-
9,5	-	-	-	-
4,75	-	-	34,7	34,7
2,36	15,0	41,0	23,3	27,3
1,18	-	-	15,5	21,5
0,60	-	-	11,7	15,7
0,30	-	-	10	10
0,15	-	-	-	-
0,075	0,0	6,0	-	-

Tabela 5.4: Especificação granulométrica para tamanho nominal de 25 mm.

Peneiras (mm)	Pontos de Controle		Limites da Zona de Restrição	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
37,5	100,0	100,0	-	-
25	90,0	100,0	-	-
19	-	90,0	-	-
12,5	-	-	-	-
9,5	-	-	-	-
4,75	-	-	39,5	39,5
2,36	19,0	45,0	26,8	30,8
1,18	-	-	18,1	24,1
0,60	-	-	13,6	17,6
0,30	-	-	11,4	11,4
0,15	-	-	-	-
0,075	1,0	7,0	-	-

Tabela 5.5: Especificação granulométrica para tamanho nominal de 19 mm.

Peneiras (mm)	Pontos de Controle		Limites da Zona de Restrição	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
25	100,0	100,0	-	-
19	90,0	100,0	-	-
12,5	-	90,0	-	-
9,5	-	-	-	-
4,75	-	-	-	-
2,36	23,0	49,0	34,6	34,6
1,18	-	-	22,3	28,3
0,60	-	-	16,7	20,7
0,30	-	-	13,7	13,7
0,15	-	-	-	-
0,075	2,0	8,0	-	-

Tabela 5.6: Especificação granulométrica para tamanho nominal de 12,5 mm.

Peneiras (mm)	Pontos de Controle		Limites da Zona de Restrição	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
19	100,0	100,0	-	-
12,5	90,0	100,0	-	-
9,5	-	90,0	-	-
4,75	-	-	-	-
2,36	28,0	58,0	39,1	39,1
1,18	-	-	25,6	31,6
0,60	-	-	19,1	23,1
0,30	-	-	15,5	15,5
0,15	-	-	-	-
0,075	2,0	10,0	-	-

Tabela 5.7: Especificação granulométrica para tamanho nominal de 9,5 mm.

Peneiras (mm)	Pontos de Controle		Limites da Zona de Restrição	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
12,5	100,0	100,0	-	-
9,5	90,0	100,0	-	-
4,75	-	90,0	-	-
2,36	32,0	67,0	47,2	47,2
1,18	-	-	31,6	37,6
0,60	-	-	23,5	27,5
0,30	-	-	18,7	18,7
0,15	-	-	-	-
0,075	2,0	10,0	-	-

Motta *et al.* (1998).

5.8 Requisitos Volumétricos de Misturas Asfálticas Superpave

A estabilidade de uma mistura de concreto asfáltico depende das características dos materiais constituintes (cimento asfáltico e agregados) e das propriedades volumétricas dessa mistura. Na estabilidade das misturas podem influir muitos fatores: com relação aos agregados, objeto de estudo deste trabalho, a forma, a angularidade e a textura superficial das partículas, o diâmetro nominal máximo, a granulometria e a dureza do material; quanto ao ligante, a sua rigidez sob altas temperaturas e; na análise das misturas, o teor de ligante, o volume de vazios, os vazios do agregado mineral e o método de compactação.

O volume de vazios de uma mistura asfáltica compactada depende da porcentagem de vazios do agregado mineral (VAM) e da porcentagem de cimento asfáltico. De uma maneira geral, misturas com volume de vazios menor que 2,5% tendem a apresentar deformação permanente acentuada, independentemente das outras propriedades da mistura, pois nessas condições, os agregados têm pequeno efeito na estabilidade (Cross & Brown, 1992). No Superpave, o volume de vazios para o projeto da mistura é de 4%. No Brasil trabalha-se com volumes de vazios entre 3 a 5% para o revestimento e 4 a 6% para a camada de ligação (*binder*).

A definição Superpave para o volume de vazios do agregado mineral (VAM) é a soma dos vazios preenchidos pelo ar e pelo ligante efetivo (não absorvido), na amostra compactada. Isso representa o espaço vazio entre as partículas de agregado, que é expresso em porcentagem do volume aparente da mistura compactada. O VAM é função da granulometria, forma, angularidade e textura da partícula e do grau de compactação.

O projeto de mistura Superpave visa produzir misturas que apresentem, após compactação pelo tráfego, cerca de 4% de volume de vazios, com 75 a 80% dos vazios do agregado mineral preenchidos por asfalto (RBV, relação betume vazios). Para assegurar essas condições, o Superpave especifica os valores mínimos do VAM, em função do tamanho nominal máximo do agregado (Tabela 5.8). As misturas de graduação densa que apresentem valores de VAM abaixo desses valores especificados provavelmente não possuem espaços ou vazios suficientes para o cimento asfáltico e portanto, tendem a apresentar problemas de durabilidade.

Tabela 5.8: Requisitos de VAM da especificação Superpave.

Tamanho Máximo Nominal do Agregado	VAM Mínimo (%)
9,5 mm	15,0
12,5 mm	14,0
19,0 mm	13,0
25,0 mm	12,0
37,5 mm	11,0

Cominsky *et al.* (1998).

De acordo com Cominsky *et al.* (1998), para um pavimento de concreto asfáltico submetido a processos de compactação adequados e após a compactação pelo tráfego, o VAM depende dos seguintes fatores:

- Angularidade das partículas de agregado;
- Granulometria dos agregados;
- Quantidade de fíler mineral ou material passante na peneira 0,075 mm.

A porcentagem de VAM pode ser aumentada por qualquer dos seguintes fatores:

- Uso de partículas de agregados mais angulares na mistura. A substituição dos agregados finos arredondados pelos britados é geralmente eficaz, se a fração passante na peneira 0,075 mm (# 200) for controlada;
- Reduzir a porcentagem de material passante na peneira 0,15 mm (# 100);
- Deslocar ou afastar a curva granulométrica da linha de máxima densidade;
- Aumentar a quantidade de material passante na peneira 4,75 mm (# 4) e retido na peneira 0,15 mm (# 100). Essa alternativa pode aumentar o consumo de cimento asfáltico na mistura.

A porcentagem de VAM pode ser diminuída por qualquer dos seguintes fatores:

- Uso de partículas arredondadas ou cúbicas na fração grossa dos agregados;
- Uso de areia natural com partículas arredondadas como agregado fino;
- Aumentar a quantidade de fíler mineral na mistura.

O teor de fíler mineral na mistura também é um requisito de projeto de misturas Superpave. Esse teor é calculado como a razão entre a porcentagem em peso do agregado passante na peneira de 0,075 mm pelo teor efetivo de asfalto, expresso como porcentagem do peso total da mistura. O teor efetivo de asfalto é o ligante total menos o absorvido. O teor de fíler é usado na fase de projeto da mistura como critério de projeto. Um teor aceitável de fíler varia entre 0,6 a 1,2 para todas as misturas (Motta, *et al.*, 1996).

Kandhal *et al.* (1998) relatam que o VAM mínimo requisitado pelo Superpave para misturas asfálticas é o mesmo desenvolvido para as misturas densas projetadas pelo método Marshall. Uma revisão na literatura mostrou que a verdadeira razão de se especificar o VAM mínimo foi para incorporar pelo menos uma quantidade mínima necessária de asfalto dentro da mistura, na tentativa de assegurar sua durabilidade. Estudos têm mostrado que misturas asfálticas duráveis estão diretamente relacionadas com a espessura da película de asfalto que recobre o agregado. Portanto, o VAM mínimo deve ser baseado na espessura mínima da película de asfalto ao invés de uma quantidade mínima necessária de asfalto dentro da mistura, devido a quantidade mínima de asfalto ser diferente para misturas com diferentes graduações. Um modo racional, baseado na espessura mínima do filme de asfalto, é sugerido e validado pelos autores. Na opinião dos autores, esse modo racional representa o mais direto, equilibrado e apropriado método de assegurar a durabilidade.

Kandhal *et al.* (1998) afirmam que o VAM mínimo recomendado atualmente pelo Superpave para assegurar a durabilidade das misturas é inadequado, pois penaliza misturas de graduação grossa (abaixo da zona de restrição). Um dos problemas encontrados pelas agências de pavimentação rodoviária dos EUA, para implementação do sistema de projeto de misturas Superpave, é a dificuldade em satisfazer o VAM mínimo especificado. Os baixos VAM dessas misturas podem ser atribuídos ao aumento do esforço de compactação proporcionado pelo compactador giratório e ao uso de misturas mais grossas (graduação abaixo da zona de restrição), especialmente para rodovias com alto volume de tráfego.

Vários estudos têm mostrado que misturas duráveis estão diretamente relacionadas com a espessura do filme de asfalto. Kandhal *et al.* (1998) propõem um ajuste da atual especificação Superpave para o VAM, particularmente para granulometrias abaixo da zona de restrição, através de um **fator de graduação**. Esse fator de graduação deve ser subtraído dos limites Superpave (Tabela 5.8). A Tabela 5.9 mostra os fatores de graduação para diferentes tamanhos máximos nominais de agregados, correspondentes a uma espessura de filme de asfalto de 8 μ m.

Tabela 5.9: Fatores de Graduação.

Tamanho Máximo Nominal				
37,5 mm	25 mm	19 mm	12,5 mm	9,5 mm
0,5	1,0	1,5	1,5	2,0

Como, segundo os autores, uma melhor e imparcial solução para assegurar a durabilidade da mistura é especificar a espessura mínima do filme de asfalto, em vez de um VAM mínimo, eles sugerem como último passo do projeto de misturas Superpave o cálculo da espessura do filme de asfalto e, se esta for igual ou maior que 8 μ m, o projeto de mistura pode ser aprovado.

Outro requisito volumétrico de projeto de misturas Superpave é a relação betume-vazios da mistura. Os vazios preenchidos com asfalto ou a relação betume-vazios (RBV) é definida como a porcentagem de VAM contendo ligante asfáltico. A porcentagem do RBV afeta a durabilidade e flexibilidade do pavimento. As misturas devem conter cimento asfáltico suficiente para assegurar uma adequada espessura da película de asfalto em torno das partículas de agregado, o que minimiza o endurecimento ou envelhecimento do cimento asfáltico durante a produção, execução e em serviço.

Cominsky *et al.* (1998) apresentam o valor de 75% como um valor alvo para a RBV. Em misturas projetadas para rodovias com volume de tráfego médio a alto, valores menores que 65% podem causar prematuro ou excessivo endurecimento do cimento asfáltico, o que causa trincas e até desagregação do pavimento. Valores maiores que 85% podem levar à exsudação, corrugação e deformação permanente. Pode-se obter o valor ótimo de RBV quando o volume de vazios da mistura estiver em 4% e os valores de VAM forem os especificados quanto ao tamanho nominal máximo do agregado.

A Tabela 5.10 apresenta a faixa de valores de RBV de projeto com 4% de vazios na mistura em função do volume de tráfego. No Brasil a relação betume-vazios (RBV) para revestimento é de $75 < \text{RBV} < 82\%$ e para camadas de ligação (*binder*) $65 < \text{RBV} < 72\%$.

Tabela 5.10: Requisitos de RBV da especificação Superpave.

Tráfego (ESALs)	RBV de projeto (%)
$< 3 \times 10^5$	70 - 80
$< 3 \times 10^6$	65 - 78
$< 1 \times 10^8$	65 - 75
$> 1 \times 10^8$	65 - 75

Cominsky *et al.* (1998).

5.9 Considerações Finais

Para os pesquisadores do programa SHRP as propriedades dos agregados influenciam diretamente a resistência ao acúmulo de deformação permanente e a serventia do pavimento, enquanto as trincas por fadiga e por contração a baixas temperaturas são menos influenciadas pelas características do agregado mineral. Esses pesquisadores identificaram duas categorias de propriedades de agregados que foram incorporadas ao sistema Superpave: as propriedades de consenso e as propriedades de origem. A primeira refere-se à angularidade do agregado grosso, à angularidade do agregado fino, à quantidade de partículas planas e alongadas e ao teor de argila, enquanto que a última refere-se à dureza, sanidade e materiais deletérios.

Dentre as propriedades mais importantes dos agregados identificadas pelos pesquisadores do programa SHRP destaca-se a angularidade do agregado fino. Muitas pesquisas demonstram a grande influência dos agregados finos na estabilidade das misturas asfálticas, sendo a capacidade das misturas de graduação densa de suportarem as cargas do tráfego controlada pelas características do agregado fino.

O ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA) foi introduzido no Método Superpave de modo a avaliar a angularidade e textura dos agregados finos, visando identificar agregados lisos e arredondados que podem resultar em misturas asfálticas com baixa estabilidade em função do menor intertravamento entre suas partículas.

A implementação e a avaliação contínua do Método Superpave têm levantado dúvidas sobre a validade do uso do ensaio FAA como indicador da resistência à deformação permanente da mistura. Essas dúvidas motivam e justificam a realização deste trabalho. No próximo Capítulo serão apresentados os materiais e os métodos utilizados na pesquisa experimental desenvolvida neste trabalho.

Capítulo 6

Materiais e Métodos Empregados

6.1 Considerações Iniciais

O desempenho de um pavimento asfáltico depende, além de outros fatores, das características dos agregados minerais constituintes. Os agregados representam aproximadamente 94% do peso total das misturas de concreto asfáltico, ou seja, o desempenho dessas mistura é muito influenciado pelas propriedades dos agregados. Particularmente, as características de forma, angularidade e textura das partículas de agregados finos afetam o desempenho do pavimento.

Devido à necessidade de se classificar os agregados finos e quantificar suas características de forma, angularidade e textura superficial, o programa SHRP introduziu no sistema de projeto de misturas Superpave o ensaio de Angularidade do Agregado Fino, para detectar determinados tipos de agregados finos que podem gerar misturas menos estáveis. No entanto, ao longo das implementações e avaliações do sistema Superpave, têm surgido muitos questionamentos a respeito do uso do ensaio FAA.

6.2 Objetivos

Esta pesquisa desenvolve-se de modo a:

- e) verificar se o ensaio FAA pode ser usado para classificar e quantificar as propriedades de angularidade e textura dos agregados;
- f) avaliar se o ensaio FAA é capaz de identificar agregados que podem proporcionar misturas menos estáveis;
- g) verificar se existe correlação entre o ensaio FAA e a resistência ao cisalhamento dos agregados finos;
- h) avaliar misturas asfálticas produzidas com agregados empregados em obras viárias no Estado de São Paulo e comparar a estimativa de desempenho das misturas com os resultados do ensaio FAA.

6.3 Referencial do Programa Experimental

Inicialmente, são selecionadas vinte amostras de agregados finos representativos de materiais utilizados em obras viárias no Estado de São Paulo. As amostras são submetidas ao ensaio FAA (método A), seguindo os critérios estabelecidos pela norma ASTM (1993b) e classificadas quanto a forma, angularidade e textura superficial das partículas. No método A, conforme apresentado na Tabela 5.1, as frações e quantidades dos materiais são controladas, com o objetivo de neutralizar os efeitos da granulometria.

A massa específica aparente da partícula é necessária para o cálculo do FAA, como mostra a Seção 5.5.1, Equação 1, do Capítulo 5. O ensaio de massa específica aparente é realizado seguindo os critérios estabelecidos pela norma ASTM (1993a), que especifica os métodos de determinação da massa específica real, da massa específica aparente e da absorção das partículas dos agregados finos.

Com os resultados do ensaio FAA procede-se uma hierarquização das vinte amostras de agregados finos. Através dessa hierarquização, selecionam-se três amostras de agregados finos, representativas de materiais que apresentam valores de FAA alto, médio e baixo e que possuem diferentes mineralogias (um basalto, um granito e uma areia natural).

Geralmente, as medidas de resistência ao cisalhamento de amostras de agregados são realizadas em laboratório através de dois tipos de ensaios: cisalhamento direto e compressão triaxial. Nesta pesquisa, o ensaio de cisalhamento direto foi o escolhido para avaliar as características de resistência das amostras por ser, provavelmente, a maneira mais direta e adequada de se determinar a resistência ao cisalhamento dos agregados finos (Fernandes *et al.*, 2000).

Realizam-se ensaios de cisalhamento direto, de acordo com os critérios estabelecidos pela norma ASTM (1990), nas três amostras de agregados finos selecionadas. O objetivo é verificar se existe correlação entre os ensaios FAA e a resistência ao cisalhamento, considerando a hipótese de que agregados finos com altos valores de FAA apresentam suas partículas angulosas e/ou com textura superficial rugosa, o que resulta em um maior intertravamento entre as partículas e, conseqüentemente, numa maior resistência ao cisalhamento.

Análises por comparação visual são realizadas para avaliação da forma, angularidade e textura das partículas das três amostras selecionadas. São utilizados os métodos de análise apresentados por Suguio (1973), baseados na tabela de comparação de angularidade de Russell & Taylor e na tabela de comparação de graus de esfericidade de Rittenhouse, a fim de se determinar o arredondamento (angularidade) e esfericidade (forma) dos agregados finos. A textura superficial das partículas de agregados finos é examinada através de observações microscópicas e classificada quanto ao seu grau de rugosidade.

Misturas de agregados são preparadas para a realização do ensaio de dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall e ensaiadas para determinação da estabilidade e fluência. É utilizado um único tipo de agregado grosso, enquanto varia-se a fração fina da mistura, sendo utilizadas as três amostras de agregados finos selecionadas como representativas de materiais que apresentaram valores de FAA alto, médio e baixo.

Essas misturas de concreto asfáltico são preparadas de acordo com o método de dosagem Marshall através dos critérios estabelecidos pela norma NBR 12891 - ABNT (1993). São moldadas séries de 15 corpos-de-prova, executados com 75 golpes por face. A curva granulométrica (granulometria de projeto) utilizada na realização das misturas é uma curva adaptada, ao propósito deste estudo, a partir da faixa C média do DNER.

Detectou-se que a faixa C média do DNER passa acima da linha de densidade máxima e zona de restrição especificadas pelo Superpave, demonstrando ser uma mistura fina, o que para o estudo em questão é vantajoso, pois maximiza o efeito do agregado fino na mistura. Sendo assim, são realizados ajustes nessa faixa C média do DNER, adequando as quantidades passantes nas peneiras 2,36 e 0,075 mm. Esses ajustes são executados de modo a maximizar a quantidade de material passante na peneira 2,36 mm, respeitando a limitação imposta pelos pontos de controle nessa peneira. Ao maximizar a porcentagem passante na peneira 2,36 mm tem-se uma maior quantidade de material fino em relação ao material grosso na mistura, o que potencializa os efeitos do agregado fino. Segundo Tayebali *et al.* (1998) o fíler não afeta as características de desempenho da mistura se a quantidade utilizada não ultrapassar aproximadamente 4 %. Então, é estipulada a quantidade de fíler na granulometria de projeto de 4%, pois assim a influência do fíler na mistura é minimizada. O resultado dessa composição granulométrica está apresentada na Tabela 6.1 e na Figura 6.1.

Tabela 6.1: Granulometria de projeto.

Peneiras (mm)	Porcentagem Passante
19,00	100
12,50	93
9,50	87
4,75	71
2,36	56
1,18	42
0,60	32
0,30	23
0,15	12
0,075	4

Figura 6.1: Granulometria de projeto.

6.4 Materiais

6.4.1 Ligante Asfáltico

Na Tabela 6.2 apresenta-se as características físicas do ligante asfáltico empregado na pesquisa. Trata-se de um cimento asfáltico tipo CAP-20, com propriedades satisfazendo às exigências contidas no Regulamento Técnico DNC n.º 01/92 - Rev. 02, de 24/03/1993, do Departamento Nacional de Combustíveis.

Tabela 6.2: Características físicas do CAP-20 utilizado.

ENSAIO	RESULTADO	EXIGÊNCIA DNC 01/92	MÉTODO
Viscosidade absoluta a 60 °C (poise)	3200	2000 a 3500	MB-827
Viscosidade Saybolt Furol a 135 °C (s)	120	120 mín.	MB-517
Viscosidade Saybolt Furol a 177 °C (s)	38	30 a 150	
Índice de suscetibilidade térmica	-0.45	-1,5 a 1,0	-
Penetração, 25 °C, 100g, 5s (0,1mm)	48	50 mín.	MB-107
Ponto de fulgor (°C)	262	235 mín.	MB-50
Densidade real (g/cm ³)	1,020*	-	-

* Resultado de ensaio fornecido pela Petrobrás Petróleo Brasileiro S.A.

6.4.2 Materiais Granulares

6.4.2.1 Agregados Finos

A Tabela 6.3 apresenta a origem e a classificação das vinte amostras de agregados finos utilizadas, que constituem um conjunto representativo dos materiais utilizados em obras de pavimentação no Estado de São Paulo.

Tabela 6.3: Origem e classificação das amostras de agregados finos coletados.

Amostras	Origem	Classificação
01	Pedreira Basalto 05 - Rodovia Campinas - Monte Mor - Km 23	Gnaisse
02	Pedreira Santa Isabel - Ribeirão Preto	Basalto
03	Pedreira São Jerônimo - Valinhos	Granito
04	Pedreira São Roque - Santa Bárbara D'Oeste	Granito
05	Pedreira Fazenda Velha-Obra Prolongamento rodovia dos Bandeirantes	Granito
06	Pedreira Contil - Itatiba/Bragança Paulista	Gnaisse
07	Pedreira Bonato - Santa Bárbara D'Oeste	Basalto
08	Pedreira Basalto - Americana	Basalto
09	Pedreira Galvani - Paulínia	Basalto
10	Pedreira Basalto 6 - Campinas/Indaiatuba - Estrada Velha	Basalto
11	Pedreira Basalto - Jaguariuna	Gnaisse
12	Pedreira Edispel - Ribeirão Preto	Basalto
13	Pedreira Bandeirantes - São Carlos	Basalto
14	Rio Moji Guaçú - Areia britada - Rincão (Fazenda Mandi)	Areia natural britada
15	Pedreira 52.304 - próxima do Sistema Anchieta-Imigrantes	Granito
16	Pedreira 52.232 - próxima do Sistema Anchieta-Imigrantes	Granito
17	Pedreira 52.314 AM:01 - próxima do Sistema Anchieta-Imigrantes	Granito
18	Pedreira 52.314 AM:02 - próxima do Sistema Anchieta-Imigrantes	Granito
19	Pedreira 52.414 - próxima do Sistema Anchieta-Imigrantes	Granito
20	Rio Moji Guaçú - Areia natural - Rincão (Fazenda Mandi)	Areia natural

6.4.2.2 Agregado Grosso

O agregado grosso utilizado para a composição das misturas asfálticas é um agregado britado, de natureza basáltica, proveniente da Pedreira Bandeirantes localizada na cidade de São Carlos.

6.4.3 Misturas

São estudadas três tipos de misturas. Essas misturas são produzidas com a mesma granulometria de projeto (Tabela 6.1), tendo variada em sua composição apenas o tipo do agregado fino. Para cada uma dessas misturas é feita a dosagem do ligante asfáltico, de acordo com o método Marshall na versão da norma NBR 12891 - ABNT (1993).

Para a fração grossa dessas misturas é utilizado apenas um tipo de agregado, de natureza basáltica, proveniente da Pedreira Bandeirantes. Para a fração fina são utilizadas as amostras dos três agregados finos selecionados, apresentados no item 6.5.1. As misturas denominam-se MB, MG e MA, correspondendo respectivamente, a agregado fino de Basalto da pedreira Santa Isabel, a agregado fino de Granito da pedreira São Roque e a agregado fino de Areia natural do Rio Moji Guaçu.

Os fíleres utilizados na mistura MB e MG são extraídos, por peneiramento a seco, do pó de pedra dos agregados finos, oriundos das pedreiras Santa Isabel e São Roque, respectivamente. Já para a mistura MA realizada com o agregado fino de areia natural, o fíler utilizado é extraído, por peneiramento a seco, do pó de pedra do agregado fino granítico, oriundo da pedreira São Roque. Nas Tabelas A7, A8 e A9, do anexo A, apresentam-se as planilhas dessas dosagens.

6.5 Métodos de Ensaio

6.5.1 Ensaio FAA

O equipamento utilizado para a realização do ensaio FAA teve seu projeto adaptado da norma ASTM (1993b) no Departamento de Transportes (Anexo B) e foi construído na oficina mecânica da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

Os materiais granulares, utilizados no ensaio FAA, são secos em estufa a 105 °C, separados por peneiramento a seco, nas frações correspondentes às peneiras especificadas na Tabela 5.1, sendo depois pesados e remisturados de acordo com a granulometria especificada e nas quantidades previstas na Tabela 5.1. São compostas três amostras para cada agregado fino ensaiado. O ensaio FAA é realizado de acordo com a norma ASTM (1993b) e os procedimentos utilizados são descritos no item 5.5.1 do Capítulo 5. O valor da porcentagem dos vazios não compactados ou FAA corresponde à média entre três determinação, sendo que para cada determinação foi utilizada uma amostra diferente do mesmo material.

Após a realização dos ensaios FAA são selecionadas três das vinte amostras de agregados finos: agregado basáltico, proveniente da Pedreira Santa Isabel, localizada na cidade de Ribeirão Preto; agregado granítico, proveniente da Pedreira São Roque, localizada em Santa Bárbara D'Oeste e a areia natural, proveniente do Rio Moji Guaçu, localizado em Rincão (Fazenda Mandi), as quais são representativas de materiais que apresentam valores de FAA alto, médio e baixo, respectivamente, conforme será apresentado e discutido em detalhes no Capítulo 7.

6.5.2 Ensaio de Massa Específica Aparente dos Agregados Finos

O equipamento utilizado para a realização do ensaio de massa específica aparente dos agregados finos teve seu projeto adaptado da norma ASTM (1993a) no

Departamento de Transportes (Anexo B) e também foi construído na oficina mecânica da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. A Figura 6.2 mostra os aspectos gerais desse equipamento.

Figura 6.2: Equipamento utilizado no ensaio de massa específica aparente do agregado fino.

O procedimento de ensaio, em síntese, é:

a) Preparação da amostra para o ensaio

As amostras com cerca de 1000 g de material e constituídas inteiramente de agregados finos (passante na peneira 2,36 mm e retido na peneira 0,075 mm) são lavadas na peneira 0,075 mm.

b) Desenvolvimento do ensaio

O material lavado na peneira 0,075 mm é colocado em um recipiente onde água é adicionada em quantidade suficiente para ultrapassar, em pelo menos 2 cm, o nível superior do agregado. O recipiente é deixado em repouso durante 24 horas para permitir a saturação da amostra.

Decorrido o prazo de 24 horas de imersão da amostra, escorre-se o excesso de água, tomando cuidado de não perder material. Passa-se o agregado saturado para uma bandeja, espalhando para formar uma camada fina e de espessura uniforme. Inicia-se então, o processo de secagem do material através da passagem de uma corrente de ar aquecido sobre a bandeja, revirando ao mesmo tempo o agregado, para assegurar uma secagem uniforme. Essa secagem é feita até que se inicie uma mudança na cor do agregado e suas partículas comecem a se desgrudar uma das outras. Quando isso acontece, cessa-se a corrente de ar quente sobre o agregado.

Utilizando o molde cônico sobre uma superfície plana e horizontal não absorvente, com a abertura maior para baixo, enche-se o molde com agregados, despejando-os pela menor abertura do molde e distribuindo-os regularmente em seu interior. Em seguida, compacta-se com 25 golpes do soquete, distribuídos uniformemente pela superfície livre do agregado. O soquete deve cair sobre o agregado de uma altura de 5 mm acima do topo da superfície livre do agregado. Em seguida levanta-se verticalmente o molde, tomando cuidado para não esbarrar no cone de agregados formado. Se a umidade superficial nas partículas de agregados ainda estiver presente, o agregado fino adquire a forma do molde. Ou seja, se o cone de agregados compactados não desmoronar parcial ou totalmente, não se terá atingido ainda o ponto de amostra saturada seca superficialmente. Neste caso, continua-se a secagem do material através da corrente de ar quente como descrita anteriormente, efetuando-se provas cada vez mais freqüentes com o molde cônico, até que seja alcançada a condição de amostra saturada seca superficialmente. Essa condição de amostra saturada seca superficialmente é atingida quando, ao se levantar o molde cônico, o cone de agregado desmorona total ou parcialmente.

Quando a condição de amostra saturada seca superficialmente do agregado é atingida, cerca de 500 g do material é transferido para o picnômetro, onde determina-se a massa do picnômetro com a amostra, obtendo-se a massa da amostra saturada seca superficialmente, mais a tara do picnômetro. Após, adiciona-se água destilada ao picnômetro até cobrir a amostra. Agita-se, levemente, para obrigar a água a molhar toda a amostra. Leva-se o picnômetro ao extrator de bolhas por cerca de 15 a 20 minutos, até que as bolhas de ar sejam eliminadas. Posteriormente, o picnômetro é deixado em repouso durante 1 hora, num banho mantido à temperatura de aproximadamente 25 °C. Após o banho, adiciona-se água destilada ao picnômetro, até o menisco tangenciar o traço de referência. Determina-se, então, a massa do picnômetro mais água mais agregado fino. Mede-se a temperatura do conjunto (água mais agregado fino) contido no picnômetro no momento da pesagem. Remove-se o agregado fino do interior do picnômetro e leva-se para secar em estufa até constância de peso. Após o resfriamento da amostra determina-se a massa da amostra seca. Com

o auxílio da curva de calibragem do picnômetro determina-se a massa do picnômetro cheio de água na temperatura medida no ensaio.

c) Cálculo da massa específica aparente

A massa específica aparente das partículas de agregados finos é determinada pela seguinte fórmula:

$$\rho_{ap} = \frac{A}{(B + S - C)} \quad (6.1)$$

onde:

ρ_{ap} = massa específica aparente dos grãos ou partículas de agregados finos;

A = massa da amostra seca (g);

B = massa do picnômetro cheio de água, obtida da curva de calibração (g);

S = massa da amostra na condição saturada seca superficialmente (g);

C = massa do picnômetro com agregado fino e água (g).

São determinadas, também, a massa específica real e a absorção das partículas de agregados finos, de maneira similar ao cálculo da massa específica aparente, como segue:

A massa específica real das partículas de agregados finos é determinada pela seguinte fórmula:

$$\rho = \frac{A}{(B + A - C)} \quad (6.2)$$

onde:

ρ = massa específica real dos grãos ou partículas de agregados finos;

A = massa da amostra seca (g);

B = massa do picnômetro cheio de água, obtida da curva de calibração (g);

C = massa do picnômetro com agregado fino e água (g).

A absorção das partículas de agregados finos é determinada pela seguinte fórmula:

$$A_{bs} = \frac{S - A}{A} \times 100 \quad (6.3)$$

onde:

A_{bs} = absorção de água dos grãos ou partículas de agregados finos (%);

A = massa da amostra seca (g);

S = massa da amostra na condição saturada seca superficialmente (g).

Na Tabela A1 do Anexo A apresenta-se a planilha completa com os resultados das massas específicas real, aparente e absorção das partículas dos agregados finos das vinte amostras ensaiadas.

6.5.3 Análise Visual da Forma, Angularidade e Textura dos Agregados Finos

Os métodos de análise por comparação visual, apresentados por Suguio (1973) e baseados na tabela de comparação de angularidade de Russell & Taylor e na tabela de comparação de graus de esfericidade de Rittenhouse, são utilizados a fim de se determinar o arredondamento e esfericidade dos agregados finos.

O arredondamento ou angularidade é a característica que os grãos possuem que depende do grau de amaciamento dos cantos e arestas das partículas (Macedo *et al.*, 1988). Russell & Taylor (1937) * apud Suguio (1973) desenvolvem tabelas de comparação com cinco diferentes graus de arredondamento: angular, subangular, subarredondado, arredondado e bem arredondado (Figura 6.3).

---

* Russel, R. D. e R. E. Taylor (1937) Roundness and Shape of Mississippi River Sands. *Journal of Geology*, n.º 45, p. 225-267.

Na análise por comparação visual realizada, os grãos constituintes das amostras dos agregados finos basáltico, granítico e areia natural são examinados um a um e comparados com imagens de partículas arranjadas em classes, de acordo com os diferentes graus de arredondamento da tabela de Russell & Taylor (Figura 6.3).

Na a realização do ensaio, um total de 200 partículas de cada amostra de agregado fino são separadas nas frações de tamanhos utilizadas no ensaio FAA, método A (Tabela 5.1). As comparações são feitas para cada fração granulométrica da amostra, pois alguns agregados finos possuem grãos com diferentes graus de arredondamento em função do tamanho. Nas Tabelas A3, A4, A5 e A6, do anexo A, apresentam-se as planilhas completas referentes a essas análises.

Figura 6.3: Graus de arredondamento. Do topo para a base: angular, subangular, subarredondado, arredondado, bem arredondado (Suguio, 1973).

A esfericidade é uma grandeza que tenta expressar numericamente o grau de aproximação da forma de uma partícula qualquer com a de uma esfera perfeita (Suguio, 1973). A tabela de comparação visual para graus de esfericidade bidimensional desenvolvida por Rittenhouse (1943)* apud Suguio (1973) é utilizada para a determinação comparativa da esfericidade (forma) das partículas das três amostras ensaiadas.

Nessa análise por comparação visual, os grãos constituintes de cada uma das três amostras de agregados finos são examinados um a um e comparados com as imagens das partículas arranjadas em classes de acordo com diferentes graus de esfericidade da tabela de Rittenhouse (Figura 6.4). As 200 partículas de cada amostra de agregados finos são separadas nas frações granulométricas utilizadas no ensaio FAA, método A (Tabela 5.1) e, as comparações são feitas para cada fração, de forma análoga ao adotado para o grau de arredondamento.

Os exames visuais de graus de arredondamento e graus de esfericidade das partículas são sujeitos a variações quando diferentes observadores efetuam o trabalho. Embora as estimativas para grãos individuais possam variar de modo significativo, estudos feitos por Rosenfeld & Griffiths (1953)* apud Suguio (1973) mostram que valores médios baseados em cinquenta ou mais partículas tendem a ser representativos, porque os erros são compensados.

A textura superficial das partículas das três amostras de agregados finos é examinada através de observações microscópicas e classificada quanto ao seu grau de rugosidade. A superfície da partícula é classificada como lisa ou rugosa. Classifica-se como de superfície lisa aquela partícula que não apresenta sulcos, estrias e microcrateras, enquanto uma superfície rugosa é aquela que apresenta desigualdades, projeções ou microcrateras.

---

* Rittenhouse, G. (1943) A visual method of estimating two dimensional sphericity. *Journal of Sed. Petrol.*, n.º 13, p. 79-81.

*Rosenfeld, M. A. e J. C. Griffiths (1953) An experimental test of visual technique in estimating two dimensional sphericity of quartz grains. *Amer. Journal of Sci.*, n.º 251, p. 553-585.

Figura 6.4: Escala de comparação visual para graus de esfericidade bidimensional (Suguio, 1973).

6.5.4 Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios foram realizados de acordo com a norma ASTM (1990). A Figura 6.5 mostra os aspectos gerais do equipamento utilizado.

Figura 6.5: Equipamento utilizado no ensaio de cisalhamento direto.

O procedimento de ensaio, em síntese, consiste em:

a) Preparação da amostra para o ensaio

Os materiais granulares utilizados no ensaio de cisalhamento direto são secos em estufa a 105 °C, separados, por peneiramento a seco, nas frações correspondentes às peneiras especificadas na Tabela 5.1, sendo depois pesados e remisturados de acordo com a granulometria especificada e nas quantidades previstas na Tabela 5.1. São compostas nove amostras de 190 g de material, para cada um dos três agregados finos ensaiados (basalto, granito e areia natural), sendo três réplicas para cada uma das tensões normais utilizadas (192, 382 e 500 kPa).

b) Desenvolvimento do ensaio

A amostra é acomodada dentro de um recipiente formado de dois anéis iguais e superpostos (dispositivo de cisalhamento direto) com dimensões de 5,05 x 5,05 cm e volume de 64,26 cm³ (Figura 6.6). A Figura 6.7 mostra detalhes do dispositivo de cisalhamento direto. Em seguida, a amostra é submetida a compactação por vibração através de uma mesa vibratória. Cada corpo-de-prova é cuidadosamente compactado para alcançar o maior nível de compactação possível. A espessura da camada compactada é determinada e verificada para cada tipo de agregado, devido à variação das densidades entre os materiais. Após a compactação, o dispositivo de cisalhamento que contém o corpo-de-prova é colocado na prensa de cisalhamento, onde o anel inferior é fixo na prensa e o superior é livre para mover-se e aplicar as tensões cisalhantes.

Figura 6.6: Dispositivo de cisalhamento direto.

Figura 6.7: Componentes do dispositivo de cisalhamento direto.

Antes da amostra ser submetida ao cisalhamento, aplica-se sobre o corpo-de-prova tensões normais (pressão de confinamento) que permanecem constantes até o final do ensaio. Tensões normais de: 192, 383 e 500 kPa são utilizadas visando englobar a gama de tensões de confinamento a que o pavimento é submetido quando solicitado pelo tráfego.

O corpo-de-prova é então rompido, aplicando-se incrementos de deformação controlada, através do deslocamento horizontal da parte superior do anel, a uma taxa constante de deformação cisalhante de 0,5 mm/min. Três leituras são tomadas durante o ensaio: deslocamento horizontal, força cisalhante aplicada e deformação vertical. O deslocamento horizontal é medido através do extensômetro (Lh), que mede o deslocamento da caixa onde ficam os anéis, em centésimos de milímetro (0,01 mm) e curso de 10 mm. A força horizontal cisalhante aplicada é medida através do extensômetro (Lm), que mede a deformação da mola (anel dinamométrico), em milésimos de milímetros (0,001 mm). O anel dinamométrico possui capacidade de 500 kgf e constante (k) de 0,16 kgf/divisão. A variação volumétrica da amostra ocorrida durante o ensaio é medida através do extensômetro (Lv), que mede a deformação vertical da amostra, em centésimos de milímetro (0,01 mm) e curso de 10 mm (Figura 6.8).

Figura 6.8: Detalhe dos extensômetros utilizados no ensaio de cisalhamento direto.

A tensão de cisalhamento é obtida pela divisão da força pela área cisalhada, como mostra a equação 6.4:

$$\tau = \frac{F_{hc}}{A} \quad (6.4)$$

onde:

τ = Tensão cisalhante (kgf/cm²);

F_{hc} = Força horizontal cisalhante aplicada (kgf);

A = Área do corpo-de-prova (cm²).

O cálculo da força horizontal cisalhante aplicada é obtido através da equação 6.5:

$$F_{hc} = L_m \times k \quad (6.5)$$

onde:

F_{hc} = Força horizontal cisalhante aplicada (kgf);

L_m = Leitura do extensômetro L_m (0,001 mm);

k = constante da mola (kgf/divisão).

As deformações horizontal e vertical são determinadas a partir dos deslocamentos e das dimensões da amostra, como mostram as equações 6.6 e 6.7, respectivamente.

$$\varepsilon_h = \frac{Lh}{L} \quad (6.6)$$

onde:

ε_h = Deformação horizontal (%);

Lh = Deslocamento horizontal medido através das leituras do extensômetro (Lh) (mm);

L = Dimensão lateral da amostra (mm).

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_o} \quad (6.7)$$

onde:

ε_v = Deformação vertical (%);

ΔV = Variação de volume, medido através das leituras do extensômetro (Lv) (mm);

V_o = Volume inicial da amostra, medido através da leitura inicial do extensômetro (Lv).

6.5.5 Método Marshall

O procedimento do ensaio, em síntese, consistem em:

- a) preparação e separação de material granular para a confecção de 15 corpos-de-prova;
- b) estimativa do teor ótimo de betume ($t_{ót}$), através do método da superfície específica;
- c) moldagem dos corpos-de-prova;
- d) extração dos corpos-de-prova dos moldes cilíndricos e cura, ao ar livre, durante 24 horas;

- e) pesagem e cubagem dos corpos-de-prova para a determinação dos elementos para o cálculo de suas características físicas (densidade aparente, volume de vazios e relação betume/vazios);
- f) realização dos ensaios de estabilidade e fluência Marshall;
- g) plotagem das curvas de variação das grandezas físicas e mecânicas, em função do teor de betume empregado;
- h) determinação do teor ótimo de betume e dos parâmetros do ensaio, para 4% de volume de vazios, atendendo-se aos critérios definidos na Tabela 2 da norma NBR 12891 - ABNT (1993), para os valores dos parâmetros físicos e mecânicos referidos.

A moldagem por impacto dos cinco ternos de corpos-de-prova é realizada com os seguintes teores de ligante ($t_{ót b}$, $t_{ót b} \pm 0,5\%$, $t_{ót b} \pm 1\%$). Em cada face do corpo-de-prova cilíndrico são dados 75 golpes, utilizando-se um soquete padronizado pesando 4,54 g. Na Figura 6.9 apresenta-se uma foto do equipamento empregado para a compactação dos corpos-de-prova Marshall.

Figura 6.9: Equipamento empregado para a compactação dos corpos-de-prova Marshall.

Para os ensaios de Estabilidade e Fluência Marshall os corpos-de-prova são imersos num banho de água a 60 °C, durante cerca de 20 minutos. Após, cada qual é imediatamente submetidos ao ensaio de compressão diametral, na forma idealizada por Marshall, para efeito de determinação de suas características mecânicas (estabilidade e fluência Marshall). A prensa empregada para a compressão diametral dos corpos-de-prova possui velocidade de compressão de 50 mm/min, apresentada na Figura 6.10.

Figura 6.10: Prensa empregada para a compressão diametral dos corpos-de-prova Marshall.

Procedimento de cálculo dos ensaios Marshall

Os ensaios Marshall são realizados de acordo com os procedimentos descritos na norma NBR 12891 - ABNT (1993). A estabilidade Marshall é simbolizada por "E" e a fluência Marshall por "F".

Os cálculos dos parâmetros do ensaio: Densidade de massa teórica máxima (Dt), Volume de vazios (Vv), Vazios do agregado mineral (VAM) e Relação Betume/Vazios (RBV) são realizados com o emprego das seguintes expressões:

$$Dt = \frac{100}{\frac{Pb}{Db} + \frac{Pa}{Drm}} \quad (6.6)$$

onde:

Dt = Densidade de massa teórica máxima;

Pb = Porcentagem de material betuminoso empregado, expressa em relação à massa total da mistura;

Db = Densidade de massa do material betuminoso empregado, obtida de acordo com a NBR 6296 da ABNT;

Pa = Porcentagem de agregado empregado, expressa em relação à massa total da mistura (igual a 100 - Pb);

Drm = Densidade real de massa média dos grãos ou fragmentos, dada por:

$$Drm = \frac{100}{\frac{Pag}{Drag} + \frac{Pam}{Dram} + \frac{Pf}{Drf}} \quad (6.7)$$

onde:

Drm = Densidade de massa média dos grãos ou fragmentos;

Pag, Pam, Pf = Porcentagens de agregado graúdo, agregado miúdo e fíler respectivamente;

Drag, Dram, Drf = Densidade real da massa dos grãos ou fragmentos de agregado graúdo, agregado miúdo e fíler, respectivamente.

$$Vv(\%) = 100 \times \left(1 - \frac{Da}{Dt}\right) \quad (6.8)$$

onde:

Vv = Vazios não preenchidos da mistura compactada, expressos em porcentagem do volume aparente do corpo-de-prova;

Da = Densidade de massa aparente do corpo-de-prova;

Dt = Densidade de massa teórica máxima.

$$VAM = V_v + VCB \quad (6.9)$$

onde:

VCB = Vazios preenchidos por betume ou Vazios com betume, que é calculado por:

$$VCB = \frac{Da \times Pb}{Db} \quad (6.10)$$

onde:

Da, Pb, Db são os parâmetros acima definidos.

$$RBV = 100 \times \frac{VCB}{VAM} \quad (6.11)$$

Os valores da estabilidade Marshall (E) são corrigidos, em função do volume dos corpos-de-prova, de acordo com os coeficientes de correção da Tabela 1 da norma NBR 12891 - ABNT (1993).

Capítulo 7

Resultados e Análise dos Resultados

7.1 Considerações Iniciais

Para a comparação dos resultados são realizadas análises estatísticas baseadas no teste de hipóteses para diferenças entre médias de amostras pequenas e independentes utilizando a variável t-Student. Todas as descrições e premissas do teste de hipóteses foram consultadas em Scheffler (1988) e encontram-se, resumidamente, a seguir:

- as duas populações têm médias μ_1 e μ_2 e variâncias σ_1 e σ_2 ;
- são obtidas duas amostras independentes de tamanho n_1 e n_2 e médias $\overline{X}_1$ e $\overline{X}_2$ para cada população;
- uma nova variável aleatória é determinada pela diferença entre as médias $\overline{X}_1 - \overline{X}_2$, que é maior que zero quando $\overline{X}_1 > \overline{X}_2$ e menor que zero quando $\overline{X}_1 < \overline{X}_2$;
- o valor esperado da diferença entre as médias das amostras independentes é igual à diferença das médias das populações;
- as populações possuem distribuição normal;
- as amostras possuem variâncias iguais;
- as amostras são independentes;

- utiliza-se a distribuição t de Student fazendo uso da estatística $t = \frac{(\overline{X}_1 - \overline{X}_2) - (\mu_1 - \mu_2)}{S_{\overline{X}_1 - \overline{X}_2}}$ onde $\overline{X}_1$ e $\overline{X}_2$ são estimativas não tendenciosas das médias populacionais μ_1 e μ_2 e $(\mu_1 - \mu_2)$ representa a diferença entre as médias populacionais, geralmente adotada como igual a zero;
- o erro amostral da diferença entre as duas médias é $S_{\overline{X}_1 - \overline{X}_2} = \sqrt{\frac{S_p^2}{n_1} + \frac{S_p^2}{n_2}}$;
- a variância estimada é: $S_p^2 = \frac{S_1^2 + S_2^2}{2}$, se $n_1 = n_2$, onde S_1^2 e S_2^2 são as variâncias das duas amostras;
- grau de liberdade $gl = (n_1 + n_2 - 2)$;

O teste de hipótese é dado por:

$$H_0: \mu_1 = \mu_2$$

$$H_1: \mu_1 \neq \mu_2$$

onde:

H_0 = hipótese nula;

H_1 = hipótese alternativa;

μ_1 = média da população 1;

μ_2 = média da população 2.

7.2 Ensaios de Angularidade do Agregado Fino (FAA)

Na Tabela 7.1 são apresentados os resultados dos ensaios FAA, correspondentes à média entre três determinações, e a massa específica aparente (ρ_{ap}) dos agregados finos.

Tabela 7.1: Resultados dos ensaios de FAA.

Pedreiras do Estado de São Paulo	Classificação	ρ_{ap} (g/cm³)	FAA (%)
01. Pedreira Santa Isabel	Basalto	2,830	51,1
02. Pedreira Fazenda Velha	Granito	2,890	50,4
03. Pedreira Contil	Gnaiss	2,709	49,7
04. Pedreira São Jerônimo	Granito	2,596	49,1
05. Pedreira Basalto - Americana	Basalto	2,917	49,0
06. Pedreira Bonato	Basalto	2,903	48,7
07. Pedreira São Roque	Granito	2,732	48,3
08. Pedreira Bandeirantes	Basalto	2,835	48,3
09. Pedreira Basalto 6	Basalto	2,690	48,2
10. Pedreira 52.314 AM:02	Granito	2,701	48,2
11. Pedreira 52.314 AM:01	Granito	2,654	47,9
12. Pedreira Basalto - Jaguariuna	Gnaiss	2,891	47,8
13. Pedreira 52.414	Granito	2,660	47,8
14. Pedreira Galvani	Basalto	2,974	47,4
15. Pedreira Basalto 05	Gnaiss	2,941	47,0
16. Pedreira 52.232	Granito	2,630	47,0
17. Pedreira Edispel	Basalto	2,818	46,9
18. Pedreira 52.304	Granito	2,738	46,8
19. Rio Moji Guaçú	Areia natural britada	2,632	46,7
20. Rio Moji Guaçú	Areia natural	2,632	44,0

Nos resultados dos ensaios de FAA, mostrados na Tabela 7.1, todos os agregados ensaiados, com exceção da areia natural do Rio Moji Guaçú, atendem aos requisitos Superpave para volume de tráfego alto, cujo valor de FAA mínimo é de 45. A areia natural do Rio Moji Guaçú é considerada aceitável para volume de tráfego médio, por apresentar seu valor de FAA entre 40 e 45.

Com os resultados do ensaio FAA procede-se a hierarquização das vinte amostras de agregados finos. Através dessa hierarquização são selecionadas três dentre as vinte amostras de agregados finos, com o objetivo de se obter amostras representativas de valores de FAA alto, médio e baixo.

O agregado basáltico, proveniente da Pedreira Santa Isabel, localizada na cidade de Ribeirão Preto, é selecionado por apresentar valor de FAA igual a 51%, ou seja, o maior valor de FAA encontrado entre as amostras ensaiadas.

A areia natural, proveniente do Rio Moji Guaçú, localizado em Rincão (Fazenda Mandi), é selecionada por apresentar valor de FAA igual a 44%, ou seja, o menor valor de FAA encontrado entre as amostras ensaiadas e também por ser a única amostra a apresentar FAA menor do que o mínimo especificado pelo Superpave para rodovias com volume de tráfego alto.

Para selecionar a amostra de agregado representativa de valor de FAA médio, calcula-se a média dos valores de FAA das amostras restantes. Dentre as amostras que possuem valores de FAA próximos da média calculada, opta-se pela amostra granítica da pedreira São Roque, localizada em Santa Bárbara D'Oeste, por ser de mineralogia distinta das amostras anteriormente selecionadas.

7.3 Análise Visual da Forma, Angularidade e Textura dos Agregados Finos

A Tabela 7.2 mostra os valores médios obtidos para 200 partículas analisadas visualmente quanto a forma, angularidade e textura superficial, realizadas com as amostras basáltica, granítica e de areia natural, as quais são representativas de materiais com FAA alto, médio e baixo, respectivamente.

Tabela 7.2: Resultados dos ensaios de forma, angularidade e textura superficial dos agregados finos.

	Angularidade	Forma	Textura
Areia Natural	arredondada	0,84	lisa
Granito	subangular	0,84	rugosa
Basalto	angular	0,65	rugosa

As partículas do agregado fino basáltico mostram-se angulares, ou seja, com cantos agudos, sem sinais de desgaste. Essas partículas basálticas possuem esfericidade média de 0,65, apresentando forma plana e alongada e textura superficial rugosa.

As partículas do agregado fino granítico mostram-se subangulares, ou seja, com cantos apresentando incipiente desgaste. Essas partículas graníticas possuem

esfericidade média de 0,84, ou seja, apresentam forma arredondada e textura superficial rugosa.

As partículas de areia natural mostram-se arredondadas, com cantos suavemente desgastados. As partículas de areia natural possuem esfericidade média de 0,84, ou seja, apresentam forma arredondada. A textura superficial dessas partículas mostra-se, em sua maioria, lisa mas apresentando sinais de corrosão em alguns pontos.

7.4 Ensaios de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto são realizados com as três amostras de agregados finos selecionados. Das curvas tensão-deformação (Figura 7.1), obtidas nos ensaios, são tomados os valores máximos das tensões cisalhantes que, conjugados com as tensões normais correspondentes, permitem a definição de pontos num diagrama tensão de cisalhamento versus tensão normal. O ajuste de uma reta entre os pontos obtidos no diagrama permite definir a envoltória de resistência de Mohr-Coulomb e, assim, os parâmetros c (intercepto de coesão) e ϕ (ângulo de atrito interno) do agregado fino ensaiado (Figura 7.3).

As Figuras 7.1 e 7.2 mostram os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto com uma das amostras ensaiadas. Pode-se observar na Figura 7.1 que a resistência ao cisalhamento, após atingir o valor máximo (resistência de pico), cai e se estabiliza (resistência residual). A forma da curva, na Figura 7.1, demonstra que quando a deformação da amostra cresce, a força necessária para aumentar essa deformação também cresce e se aproxima de um máximo denominado valor de pico. Após atingido o valor de pico, a força necessária para aumentar o deslocamento horizontal da amostra decresce, devido a desintegração progressiva da estrutura da amostra, e tende a se estabilizar. A Figura 7.2 mostra que a força de cisalhamento provoca variações volumétricas na amostra durante o ensaio, que tendem a se estabilizar quando a resistência residual é atingida.

Figura 7.1: Cisalhamento Direto: tensão de cisalhamento versus deformação horizontal.

Figura 7.2: Cisalhamento Direto: deformação vertical versus deformação horizontal.

Admitindo-se que as características principais que interferem na resistência ao cisalhamento dos agregados são a compactidade, o tamanho nominal máximo, a granulometria, a resistência mecânica das partículas, a forma, a angularidade e a textura superficial das partículas, ao serem realizados ensaios de cisalhamento com amostras na mesma compactidade, mesmo tamanho de partículas e mesma granulometria, está-se analisando as características de forma, de angularidade, de textura superficial e de resistência mecânica dessas partículas.

A Tabela 7.3 apresenta os valores médios das resistências ao cisalhamento máximas obtidos para as trélicas de corpos-de-prova de amostras graníticas, basálticas e de areia natural. Através da análise estatística dos resultados verifica-se que a areia natural apresenta menor valor de resistência ao cisalhamento em relação às amostras graníticas e basálticas para todas as tensões normais ensaiadas, considerando-se um nível de significância de 5%. Para as tensões normais de 191 e 500 kPa os valores de resistência ao cisalhamento máxima das amostras graníticas e basálticas podem ser considerados semelhantes, ao nível de significância de 5%. Para uma tensão normal de 383 kPa, as amostras graníticas apresentam maiores valores de resistência ao cisalhamento que as amostras basálticas, também ao nível de significância de 5%.

Tabela 7.3: Resultados das médias das resistências ao cisalhamento máximas.

Tensões Normais	Materiais		
	Areia Natural	Granito	Basalto
191	207	242	234
383	380	445	425
500	481	566	559

O menor valor de resistência ao cisalhamento máxima da amostra de areia natural deve-se, provavelmente, ao fato de possuir partículas menos angulares (cantos arredondados) e com textura superficial lisa, que resulta num menor intertravamento entre suas partículas.

Para a tensão normal de 383 kPa o maior valor de resistência ao cisalhamento máxima da amostra granítica é, provavelmente, devido ao fato de possuir partículas de formas cúbicas, subangulares e com textura superficial rugosa, que resulta num maior intertravamento entre suas partículas, enquanto as partículas basálticas, apesar de mais angulares que as graníticas e de possuírem textura superficial similar, apresentam forma plana e alongada.

Para as tensões de 191 e 500 kPa as resistências ao cisalhamento das amostras graníticas e basálticas são consideradas semelhantes, ou seja, nessas tensões de

confinamento o ensaio de cisalhamento não é capaz de diferenciar as amostras de agregados basálticos e graníticos analisados.

A Figura 7.3 mostra os valores médios da relação entre a tensão normal (tensão confinante) e o correspondente valor máximo médio das resistências ao cisalhamento máximas das amostras graníticas, basálticas e areia natural, obtidas para as tréplicas de corpos-de-prova nos ensaios de cisalhamento direto.

Figura 7.3: Envolórias de Resistência de Mohr-Coulomb.

Na Tabela 7.4 apresenta-se o ângulo de inclinação médio das amostras ensaiadas, que representa o ângulo de atrito interno entre as partículas das amostras compactadas. Pode-se observar que o ângulo de atrito interno da amostra de areia natural é menor do que os das amostras graníticas e basálticas e que os agregados graníticos e basálticos apresentam ângulos de atrito aproximadamente iguais.

Os ângulos de atrito mais elevados das amostras graníticas e basálticas em relação às amostras de areia natural indicam uma maior habilidade dos agregados graníticos e basálticos de intertravarem-se e criar, assim, uma estrutura granular mais resistente. Portanto, os maiores valores do ângulo de atrito podem ser atribuídos à maior angularidade e à textura superficial mais rugosa das amostras graníticas e basálticas

em relação à amostra de areia natural. Porém, não há distinção entre os ângulos de atrito interno das amostras graníticas e basálticas, embora possuam forma e angularidade distintas. Os resultados evidenciam a importância relativa da textura superficial e, eventualmente, da resistência mecânica das partículas para a resistência ao cisalhamento.

Tabela 7.4: Resultados das envoltórias de resistência.

Amostras	Intercepto de coesão (c)	Ângulo de atrito interno (ϕ)	Coefficiente de determinação (R^2)
Areia Natural	38,05	41,6	0,9999
Granito	41,98	46,4	1,0000
Basalto	31,48	46,3	0,9985

7.5 Ensaio Marshall

A Tabela 7.5 mostra um resumo dos valores médios das características físicas e mecânicas, obtidos para as réplicas de corpos-de-prova no ensaio Marshall de misturas contendo agregados finos basálticos, graníticos e areia natural, com teor de ligante asfáltico correspondente a um volume de vazios de 4%.

Tabela 7.5: Resultados do ensaio Marshall para misturas preparadas com agregados finos basálticos, graníticos e areia natural, para volume de vazios de 4%.

Mistura	MB	MG	MA
Porcentagem de Agregados Grossos, (%)	44	44	44
Porcentagem de Agregados Finos, (%)	52	52	52
Porcentagem de Fíler, (%)	4	4	4
Porcentagem de Ligante Asfáltico, (%)	6,0	6,0	5,0
Densidade Aparente da Mistura	2,440	2,420	2,410
Volume de Vazios, (%)	4	4	4
Vazios dos Agregado Mineral (%)	18,39	18,50	15,93
Relação Betume/Vazios, (%)	78,08	76,98	74,14
Fluência Marshall (0,01")	15	15	12
Estabilidade Marshall (kgf)	1028	1445	933

Através de uma análise estatística baseada em teste de hipóteses comparam-se as misturas MB, MG e MA, realizadas com agregados finos basálticos, graníticos e de

areia natural, respectivamente. Pode-se observar que os valores da densidade aparente e da relação betume-vazio da mistura MB são maiores em relação aos obtidos para a mistura MA, enquanto que podem ser considerados semelhantes entre as misturas MB e MG, para um nível de significância de 5%. Para o mesmo nível de significância pode-se observar também que os valores dos vazios do agregado mineral (VAM) das misturas MB e MG são considerados semelhantes, porém maiores que o obtido para a mistura MA.

Os valores da fluência Marshall para as misturas MB e MG podem ser considerados iguais, porém maiores em relação ao obtido para a mistura MA, ao nível de significância de 5%. Já os valores da estabilidade Marshall mostram um desempenho superior da mistura MG em relação à mistura MB e da MB em relação à MA.

Na NBR 12891 - ABNT (1993) as características recomendadas para as misturas de concreto asfáltico são: estabilidade Marshall mínima de 350 kgf, fluência entre 8 a 18 centésimos de polegadas, volume de vazios entre 3 a 5% e vazios preenchidos de material betuminoso (RBV) entre 75 a 82%. Pode-se verificar que as misturas MB, MG e MA atendem a todas as características recomendadas pela NBR 12891, com exceção do RBV da mistura MA, que se apresenta ligeiramente abaixo do limite inferior recomendado.

Os requisitos volumétricos de misturas asfálticas Superpave, para misturas contendo cerca de 4% de volume de vazios, são: VAM mínimo de 14% para o tamanho nominal máximo do agregado de 12,5 mm (Tabela 5.8) e RBV de 65 a 80% em função do volume de tráfego (Tabela 5.10). Pode-se verificar que as misturas MB, MG e MA atendem ao VAM mínimo recomendado pelo Superpave para o tamanho nominal máximo de 12,5 mm, utilizado nesta pesquisa. Em relação ao RBV, as misturas atendem aos requisitos Superpave para baixo volume de tráfego, porém, para alto volume de tráfego, apenas a mistura MA atende às especificações, apresentando RBV ligeiramente abaixo do limite superior especificado.

Ressalta-se ainda, que as misturas asfálticas MB e MG consomem uma maior quantidade de cimento asfáltico em relação à mistura MA, para um mesmo volume de vazios de 4%. Uma possível explicação é que misturas contendo agregados arredondados e de textura superficial lisa possuem menores porcentagens de vazios do agregado mineral (VAM) e, conseqüentemente, necessitam de menores quantidades de cimento asfáltico para um mesmo volume de vazios.

Capítulo 8

Conclusões e Sugestões para Trabalhos Futuros

8.1 Considerações Iniciais

A partir dos resultados expostos são estabelecidas conclusões acerca da conveniência da utilização do ensaio FAA na avaliação de agregados finos com diferentes características de forma, angularidade e textura superficial em misturas asfálticas densas, com base nos resultados dos ensaios laboratoriais utilizados nesta pesquisa.

8.2 Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA)

A partir dos resultados obtidos do ensaio FAA, apresentados neste trabalho, pode-se concluir:

- ❖ todos os agregados ensaiados, com exceção da areia natural do Rio Moji Guaçu, atendem aos requisitos Superpave para volume de tráfego alto;
- ❖ a areia natural do Rio Moji Guaçu atende aos requisitos Superpave para volume de tráfego médio.

8.3 Análise Visual da Forma, Angularidade e Textura dos Agregados Finos

As principais conclusões quanto aos resultados da análise visual da forma, angularidade e textura superficial das partículas de agregados finos são:

- ❖ partículas do agregado fino basáltico:
  - angulares, com cantos agudos, sem sinais de desgaste;
  - esfericidade média de 0,65;
  - textura superficial rugosa;
- ❖ partículas do agregado fino granítico:
  - subangulares, com cantos apresentando incipiente desgaste;
  - esfericidade média de 0,84;
  - textura superficial rugosa;
- ❖ partículas de areia natural:
  - arredondadas, com cantos suavemente desgastados;
  - esfericidade média de 0,84;
  - textura superficial lisa, com alguns sinais de corrosão.

8.4 Ensaio de Cisalhamento Direto

A partir dos resultados obtidos de ensaios de cisalhamento direto, apresentados neste trabalho, pode-se concluir:

- ❖ a areia natural apresenta menores valores de resistência ao cisalhamento máxima em relação às amostras graníticas e basálticas, para todas as tensões normais ensaiadas;
- ❖ para as tensões normais de 191 e 500 kPa, as amostras graníticas e basálticas apresentam resistências ao cisalhamento máximas da mesma ordem de grandeza;

- ❖ para a tensão normal de 383 kPa as amostras graníticas apresentam maiores valores de resistência ao cisalhamento que as amostras basálticas;
- ❖ o ângulo de atrito interno da amostra de areia natural é menor do que os das amostras graníticas e basálticas;
- ❖ as amostras de agregados graníticos e basálticos apresentam ângulos de atrito aproximadamente iguais.

8.5 Ensaio Marshall

- ❖ os valores da densidade aparente e da relação betume-vazios (RBV) da mistura com agregados finos basálticos (MB) são maiores que os obtidos para a mistura com agregados finos de areia natural (MA), enquanto que podem ser considerados iguais entre as misturas MB e MG (misturas com finos graníticos);
- ❖ os valores dos vazios do agregado mineral (VAM) das misturas MB e MG podem ser considerados iguais, porém maiores em relação ao obtido para a mistura MA;
- ❖ os valores da fluência Marshall para as misturas MB e MG podem ser considerados iguais, porém são maiores em relação ao obtido para a mistura MA;
- ❖ os valores da estabilidade Marshall mostram um desempenho superior da mistura MG em relação à mistura MB e da MB em relação à MA;
- ❖ as misturas MB, MG e MA atendem a todas as características recomendadas para as misturas de concreto asfáltico da norma NBR 12891 - ABNT (1993) (Tabela 2), com exceção do RBV da mistura MA, que se apresenta ligeiramente abaixo do limite inferior recomendado;
- ❖ as misturas MB, MG e MA atendem ao requisito de VAM mínimo recomendado pela especificação Superpave para o tamanho nominal máximo de 12,5 mm;

- ❖ as misturas MB, MG e MA atendem ao RBV recomendado pelo Superpave para baixo volume de tráfego;
- ❖ a mistura MA atende ao RBV especificado pelo Superpave para alto volume de tráfego, apresentando RBV ligeiramente abaixo do limite superior especificado;
- ❖ as misturas MB e MG não atendem ao RBV especificado pelo Superpave para alto volume de tráfego, apresentando RBV acima do limite superior especificado;
- ❖ as misturas asfálticas MB e MG apresentam um maior consumo de cimento asfáltico do que a mistura MA.

8.6 Conclusões

As conclusões deste trabalho são fundamentadas na hipótese de que agregados finos com altos valores de FAA apresentam suas partículas angulosas e/ou com textura superficial rugosa, o que resulta em um maior intertravamento entre as partículas, promovendo maior resistência ao cisalhamento e, conseqüentemente, maior estabilidade da mistura. Com base nos resultados dos ensaios laboratoriais desta pesquisa, pode-se concluir:

- ❖ Os resultados das análises visuais quanto à forma, angularidade e textura superficial das partículas indicam que o ensaio FAA não é capaz de separar os efeitos de angularidade e forma das partículas. Partículas cúbicas, que são as mais desejáveis para o propósito da pavimentação, com angularidade e textura adequadas, podem apresentar menores valores de FAA que partículas com formas lamelares;
- ❖ Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto indicam que um agregado fino com maior FAA não apresenta, necessariamente, uma maior resistência ao cisalhamento;

- ❖ Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto também indicam que um agregado fino com maior FAA não apresenta, necessariamente, um maior ângulo de atrito interno;
- ❖ Os valores da estabilidade Marshall mostram um desempenho superior da mistura com agregados finos graníticos (MG) em relação à mistura com agregados finos basálticos (MB) e da MB em relação à mistura com agregados finos de areia natural (MA), portanto não são correlatos com os valores de FAA, ou seja, ensaio FAA não é um bom indicador de agregados que proporcionam misturas com maiores estabilidades.

Com base nos resultados dos ensaios laboratoriais desta pesquisa também pode-se concluir que:

- ❖ Misturas produzidas com agregados finos angulares e com textura superficial rugosa apresentam maiores estabilidades;
- ❖ Misturas asfálticas produzidas com agregados finos angulares e com textura superficial rugosa consomem maiores quantidades de cimento asfáltico em relação a misturas produzidas com agregados finos arredondados e com textura superficial lisa;
- ❖ Agregados finos angulares e com textura superficial rugosa proporcionam misturas asfálticas com maiores porcentagens de vazios do agregado mineral.

8.7 Sugestões para Trabalhos Futuros

Tendo em vista as considerações feitas durante a exposição deste trabalho e os resultados obtidos nesta pesquisa, podem ser feitas as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- ❖ Estudo sobre o efeito da forma, da angularidade e da textura superficial dos agregados sobre a estabilidade das misturas asfálticas;
- ❖ Estudo sobre os efeitos da forma e angularidade dos agregados na vida de fadiga das misturas asfálticas;
- ❖ Estudo sobre os efeitos da textura superficial dos agregados na vida de fadiga das misturas asfálticas;
- ❖ Estudo do efeito da granulometria e do diâmetro nominal máximo nas propriedades volumétricas, na resistência à deformação permanente e na resistência à formação e propagação de trincas por fadiga das misturas asfálticas;
- ❖ Estudo comparativo da resistência ao cisalhamento, através do ensaio de cisalhamento direto, das misturas asfálticas produzidas com agregados de formas, angularidades e texturas superficiais distintas;
- ❖ Estudo da influência das propriedades dos agregados sobre os vazios do agregado mineral (VAM);
- ❖ Estudo sobre a influência do VAM na durabilidade das misturas asfálticas.

Referências Bibliográficas

- ABNT (1993) NBR 12891 - Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Abrams, A. L. et al. (1991) The Aggregate Handbook. National Stone Association, Washington.
- Ahlich, R.C. (1996) Influence of Aggregate Properties on Performance of Heavy-Duty Hot-Mix Asphalt Pavements. *Transportation Research Record*, n. 1547, p. 7-14.
- ASTM (1990) D3080 - 90 – Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM (1993a) C 128 - 93 – Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM (1993b) C 1252 - 93 – Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading). American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Balmer, G. G. e R. R. Hegmon (1980) Recent Developments in Pavement Texture Research. *Transportation Research Record*, n. 788, p. 28-33.
- Benson, F.J. (1970) Effects of Aggregate Size, Shape, and Surface Texture on the Properties of Bituminous Mixtures - A literature Survey. *Highway Research Board*, SR 109, p. 12-22.
- Bueno, B. S. e O. M. Vilar (1985) *Mecânica dos Solos - Volume II*. EESC, São Carlos.
- Button, J. W.; D. Perdomo e R. L. Lytton (1990) Influence of Aggregate on Rutting of Asphalt Concrete Pavements. *Transportation Research Record*, n. 1259, p. 141-152.
- Coelho, V. (1996) *Contribuição ao Estudo das Deformações Permanentes, nas Condições Gerais do Brasil, em Camadas de Concreto Asfáltico de Pavimentação*. São Carlos. 281p. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- Cominsky, R. J.; B. M. Killingsworth; R. M. Anderson; D. A. Anderson e W. W. Crockford (1998) Quality Control and Acceptance of Superpave-Designed Hot Mix Asphalt. *National Cooperative Highway Research Program*, report 409, p. 1-26.
- Cross, S.A. e E. R. Brown (1992) Selection of Aggregate Properties to Minimize Rutting of Heavy Duty Pavements. *In: Meininger, R. C. (ed.) Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance*. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Fernandes, J. L.; R Roque; M. Tia e L. Casanova (2000) Evaluation of uncompacted void content of fine aggregate as a quality indicator of materials used in Superpave mixtures. *79th Annual Meeting in January of the Transportation Research Board*, Washington, D.C.
- Foster, C.R. (1970) Dominant Effect of Fine Aggregate on Strength of Dense-Graded Asphalt Mixes. *Highway Research Board*, SR 109, p.1-3.
- GEIPOT - Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes (1982) *Pesquisa do Inter-relacionamento entre Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias*. Relatório Final. Brasília, DF.
- Griffith, J.M. e B.F. Kallas (1958) Influence of Fine Aggregates on Asphaltic Concrete Paving Mixtures. *Proceedings, Highway Research Board*, vol. 38.
- Herrin, M. e W. H. Goetz (1954) Effect of Aggregate Shape on Stability of Bituminous. *Proceedings, Highway Research Board*, vol. 33.
- Huber, G. A.; J. C. Jones; P. E. Messersmith e M. Jackson (1998) Contribution of Fine Aggregate Angularity and Particle Shape to Superpave Mixture Performance. *Transportation Research Record*, n.1609, p.28-35.
- Kandhal, P. S.; J. B. Motter e M. A. Khatri (1991) Evaluation of Particle Shape and Texture: Manufactured Versus Natural Sands. *Transportation Research Record*, n. 1301, p. 48-56.
- Kandhal, P. S.; M. A. Khatri e J. B. Motter (1992) Evaluation of Particle Shape and Texture of Mineral Aggregates and Their Blends. *Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists*, vol. 61.
- Kandhal, P. S.; K. Y. Foo e R. B. Mallick (1998) Critical Review of Voids in Mineral Aggregate Requirements in Superpave. *Transportation Research Record*, n. 1609, p. 21-27.
- Kandhal, P. S. e F. Parker Jr. (1998) Aggregate Tests Related to Asphalt Concrete Performance in Pavements. *National Cooperative Highway Research Program*, Report 405.

- Kim, Y. R. e N. Kim e N. P. Khosla (1992) Effects of Aggregate Type and Gradation on Fatigue and Permanent Deformation of Asphalt Concrete. In: Meininger, R. C. (ed.) *Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance*. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Maupin, G. W. (1970) Effect of Particle Shape and Surface Texture on the Fatigue Behavior of Asphaltic Concrete. *Highway Research Record*, n. 313, p. 55-62.
- Meier Jr., W. R. e E. J. Elnicky (1989) Laboratory Evaluation of Shape and Surface Texture of Fine Aggregate for Asphalt Concrete. *Transportation Research Record*, n. 1250, p. 25-34.
- Moavenzadeh, F. e W. H. Goetz (1963) Aggregate Degradation in Bituminous Mixtures. *Highway Research Record*, n. 24, p.106-137.
- Monismith, C. L. (1965) Asphalt Mixture Behavior in Repeated Flexure. *California Div. Of Highways*, Rept. TE-65-9.
- Motta, L. M. G. et al. (1996) Aplicação a ligantes, Agregados e Misturas Betuminosas. Notas didáticas do Curso sobre Programa SHRP. *Instituto Brasileiro de Petróleo*, Rio de Janeiro.
- Parker Jr., F. e E. R. Brown (1992) Effects of Aggregate Properties on Flexible Pavement Rutting in Alabama. In: Meininger, R. C. (ed.) *Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance*. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Roberts, F. L.; P. S. Kandhal; E. R. Brown; D. Y. Lee e T. W. Kennedy (1991) Hot mix asphalt materials, mixture design, and construction. Ed. NAPA Education Foundation. Lanham, Maryland.
- Rodgher, S. F. e G. T. P. Fabbri (1996) A Utilização da Adsorção de Azul de Metileno na Caracterização de Agregados Basálticos. Anais da 30ª Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, p.270-279.
- Sanders, C. A. e E. L. Dukatz (1992) Evaluation of Percent Fracture of Hot Mix Asphalt Gravels in Indiana. In: Meininger, R. C. (ed.) *Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance*. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Schefler, W. C. (1988) Statistics: Concepts and Applications. *The Benjamin/Cummings Publishing Company*, California.
- Schklarsky, E. e M. Livneh (1964) The Use of Gravels for Bituminous Paving Mixtures. *Association of Asphalt Pavement Technologists*, vol. 33, p. 584-610.

- SHRP (1993) Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Studies. The Strategic Highway Research Program. National Academy of Science, Washington.
- Stuart, K. D. e W. S. Mogawer (1994) Evaluation of Natural Sands Used in Asphalt Mixtures. *Transportation Research Record*, n. 1436, p. 115-123.
- Suguio, K. (1973). Introdução à Sedimentologia. São Paulo, Edgard Blucher Ltda./Universidade de São Paulo.
- Tayebali, A. A.; G. A. Malpass e N. P. Khosla (1998) Effect of Mineral Filler Type and Amount on Design and Performance of Asphalt Concrete Mixtures. *Transportation Research Record*, n. 1609, p. 36-43.
- Terzaghi, K. e R. B. Peck (1967) Soil Mechanics in Engineering Practice. *John Wiley & Sons*, New York.
- Yoon, H. H. e A. R. Tarrer (1988) Effect of Aggregate Properties on Stripping. *Transportation Research Record*, n. 1171, p. 37-43.
- Wu, Y.; F. Parker Jr. e P. S. Kandhal (1998) Aggregate Toughness/Abrasion Resistance and Durability/Soundness Tests Related to Asphalt Concrete Performance in Pavements. *Transportation Research Record*, n. 1638, p. 85-93.

Anexo A

Tabelas Completas com os Resultados dos Ensaios

Tabela A1: Resultados dos ensaios de densidade real, densidade aparente e absorção das partículas de agregados finos, realizados de acordo com a norma ASTM C128.

Pedreiras do Estado de São Paulo	Classificação	Densidade Real	Densidade Aparente	Absorção (%)
01. Pedreira Santa Isabel	Basalto	2,961	2,830	1,56
02. Pedreira Fazenda Velha	Granito	3,022	2,890	1,52
03. Pedreira Contil	Gnaiss	2,744	2,709	0,47
04. Pedreira São Jerônimo	Granito	2,631	2,596	0,51
05. Pedreira Basalto - Americana	Basalto	3,055	2,917	1,55
06. Pedreira Bonato	Basalto	3,057	2,903	1,74
07. Pedreira São Roque	Granito	2,918	2,732	2,33
08. Pedreira Bandeirantes	Basalto	3,004	2,835	1,99
09. Pedreira Basalto 6	Basalto	2,750	2,690	0,81
10. Pedreira 52.314 AM:02	Granito	2,726	2,701	0,34
11. Pedreira 52.314 AM:01	Granito	2,684	2,654	0,42
12. Pedreira Basalto - Jaguariuna	Gnaiss	3,034	2,891	1,63
13. Pedreira 52.414	Granito	2,695	2,660	0,49
14. Pedreira Galvani	Basalto	3,075	2,974	1,10
15. Pedreira Basalto 05	Gnaiss	3,044	2,941	1,16
16. Pedreira 52.232	Granito	2,667	2,630	0,53
17. Pedreira Edispel	Basalto	3,021	2,818	2,39
18. Pedreira 52.304	Granito	2,772	2,738	0,45
19. Rio Moji Guaçu - Areia natural britada	Areia natural britada	2,644	2,636	0,24
20. Rio Moji Guaçu - Areia natural	Areia natural	2,649	2,632	0,22

Tabela A2: Médias dos resultados dos ensaios de densidade real, densidade aparente e absorção das partículas de agregados finos.

	Densidade Real	Desvio Padrão	Densidade Aparente	Desvio Padrão	Absorção (%)	Desvio Padrão
Basalto	2,989	0,112	2,852	0,091	1,59	0,528
Granito	2,764	0,136	2,700	0,091	0,82	0,716
Areia Natural	2,647	0,004	2,634	0,003	0,23	0,014
Gnaiss	2,941	0,170	2,847	0,122	1,09	0,583

Tabela A3: Resultados dos ensaios de forma, angularidade e textura superficial dos agregados finos passantes na peneira 2,36 mm e retidos na peneira 1,18 mm.

Part.	Areia natural			Granito			Basalto		
	Angul.	Forma	Textura	Angul.	Forma	Textura	Angul.	Forma	Textura
1	3	0,87	2	1	0,81	1	1	0,61	1
2	3	0,85	2	2	0,85	1	2	0,69	1
3	4	0,75	2	1	0,75	1	1	0,61	1
4	3	0,75	2	2	0,79	1	2	0,61	1
5	3	0,85	2	1	0,79	1	2	0,55	1
6	4	0,89	2	1	0,81	1	1	0,71	1
7	4	0,89	2	2	0,75	1	1	0,79	1
8	3	0,79	2	2	0,91	1	1	0,65	1
9	3	0,83	2	1	0,87	1	1	0,79	1
10	4	0,87	2	2	0,85	1	1	0,85	1
11	3	0,91	2	1	0,77	1	1	0,85	1
12	3	0,77	2	1	0,93	1	2	0,61	1
13	3	0,73	2	2	0,75	1	1	0,61	1
14	3	0,71	2	1	0,75	1	1	0,81	1
15	4	0,89	2	1	0,75	1	2	0,47	1
16	3	0,87	2	2	0,85	1	1	0,89	1
17	4	0,79	2	2	0,93	1	1	0,79	1
18	3	0,91	2	3	0,57	1	1	0,75	1
19	3	0,75	2	1	0,77	1	2	0,57	1
20	3	0,83	2	1	0,87	1	1	0,79	1
21	3	0,71	2	2	0,85	1	2	0,55	1
22	4	0,83	2	1	0,75	1	1	0,53	1
23	4	0,75	2	2	0,55	1	2	0,81	1
24	3	0,87	2	1	0,87	1	2	0,57	1
25	4	0,91	2	2	0,87	1	2	0,45	1
26	3	0,89	2	2	0,53	1	1	0,81	1
27	3	0,93	2	2	0,79	1	2	0,75	1
28	3	0,81	2	2	0,83	1	2	0,75	1
29	3	0,81	2	2	0,81	1	1	0,71	1
30	4	0,77	2	2	0,75	1	1	0,75	1
31	4	0,91	2	1	0,73	1	2	0,71	1
32	3	0,85	2	1	0,81	1	2	0,75	1
33	4	0,87	2	1	0,87	1	1	0,71	1
34	2	0,75	2	2	0,83	1	1	0,71	1
35	3	0,69	2	1	0,91	1	2	0,83	1
36	3	0,83	2	2	0,75	1	1	0,85	1
37	3	0,87	2	1	0,85	1	1	0,73	1
38	2	0,83	2	1	0,75	1	1	0,71	1
39	3	0,89	2	2	0,65	1	1	0,55	1
40	4	0,75	2	2	0,75	1	1	0,49	1
41	3	0,71	2	1	0,91	1	1	0,77	1
42	2	0,73	2	2	0,81	1	2	0,63	1
43	2	0,77	2	2	0,81	1	1	0,77	1
44	3	0,85	2	2	0,81	1	1	0,69	1
45	3	0,75	2	2	0,93	1	1	0,81	1
46	2	0,71	2	2	0,75	1	1	0,85	1
47	3	0,75	2	1	0,83	1	1	0,81	1
48	3	0,73	2	2	0,91	1	1	0,85	1
49	3	0,87	2	2	0,81	1	2	0,71	1
50	3	0,85	2	2	0,85	1	1	0,81	1
Méd.	3,8	0,81	2	1,6	0,80	1	1,3	0,71	1

Obs.: As partículas foram classificadas, quanto à angularidade, em angular (1), subangular (2), subarredondada (3), arredondada (4) e bem arredondada (5), quanto à textura superficial, em rugosa (1) e lisa (2) e quanto à forma, em graus de esfericidade.

Tabela A4: Resultados dos ensaios de forma, angularidade e textura superficial dos agregados finos passantes na peneira 1,18 mm e retidos na peneira 0,60 mm.

Part.	Areia natural			Granito			Basalto		
	Angul.	Forma	Textura	Angul.	Forma	Textura	Angul.	Forma	Textura
1	3	0,87	2	2	0,79	1	1	0,55	1
2	3	0,89	2	1	0,85	1	2	0,57	1
3	3	0,89	2	1	0,81	1	1	0,47	1
4	2	0,85	2	1	0,83	1	1	0,55	1
5	3	0,91	2	1	0,81	1	2	0,45	1
6	2	0,75	2	1	0,77	1	2	0,71	1
7	2	0,67	2	1	0,49	1	1	0,65	1
8	4	0,75	2	2	0,75	1	1	0,81	1
9	4	0,83	2	1	0,89	1	1	0,55	1
10	4	0,77	2	2	0,87	1	1	0,85	1
11	4	0,89	2	1	0,79	1	2	0,85	1
12	3	0,85	2	1	0,89	1	1	0,57	1
13	3	0,91	2	2	0,87	1	1	0,79	1
14	4	0,79	2	2	0,91	1	1	0,67	1
15	2	0,81	2	2	0,75	1	1	0,77	1
16	3	0,75	2	2	0,87	1	1	0,71	1
17	3	0,75	2	2	0,95	1	1	0,71	1
18	3	0,91	2	2	0,91	1	2	0,75	1
19	3	0,75	2	2	0,85	1	1	0,77	1
20	4	0,89	2	2	0,85	1	1	0,69	1
21	4	0,89	2	2	0,91	1	1	0,71	1
22	4	0,87	2	2	0,85	1	1	0,55	1
23	3	0,87	2	2	0,91	1	2	0,69	1
24	3	0,81	2	2	0,73	1	1	0,57	1
25	3	0,91	2	2	0,85	1	1	0,57	1
26	4	0,87	2	1	0,87	1	2	0,57	1
27	4	0,83	2	2	0,79	1	2	0,81	1
28	4	0,77	2	2	0,75	1	2	0,55	1
29	3	0,81	2	3	0,93	1	1	0,49	1
30	3	0,87	2	1	0,89	1	1	0,69	1
31	3	0,87	2	1	0,79	1	1	0,61	1
32	4	0,81	2	2	0,77	1	2	0,57	1
33	3	0,79	2	2	0,91	1	2	0,65	1
34	3	0,81	2	2	0,79	1	1	0,69	1
35	3	0,85	2	3	0,95	1	1	0,73	1
36	4	0,79	2	2	0,93	1	1	0,49	1
37	3	0,81	2	2	0,91	1	1	0,81	1
38	3	0,75	2	2	0,85	1	2	0,71	1
39	3	0,85	2	2	0,89	1	1	0,59	1
40	3	0,95	2	2	0,85	1	1	0,81	1
41	3	0,85	2	2	0,79	1	1	0,73	1
42	4	0,95	2	2	0,75	1	1	0,81	1
43	4	0,95	2	2	0,81	1	1	0,79	1
44	4	0,93	2	2	0,75	1	1	0,55	1
45	4	0,81	2	3	0,95	1	1	0,57	1
46	4	0,79	2	3	0,87	1	1	0,71	1
47	4	0,87	2	2	0,55	1	1	0,49	1
48	3	0,89	2	2	0,75	1	1	0,69	1
49	4	0,75	2	2	0,79	1	2	0,71	1
50	3	0,89	2	2	0,89	1	2	0,75	1
Méd.	3,3	0,84	2	1,8	0,83	1	1,3	0,66	1

Pass. 1,18 e ret. 0,60 mm

Tabela A5: Resultados dos ensaios de forma, angularidade e textura superficial dos agregados finos passantes na peneira 0,60 mm e retidos na peneira 0,30 mm.

Part.	Areia natural			Granito			Basalto		
	Angul.	Forma	Textura	Angul.	Forma	Textura	Angul.	Forma	Textura
1	3	0,75	2	2	0,75	1	2	0,49	1
2	3	0,81	2	2	0,75	1	2	0,65	1
3	4	0,89	2	1	0,89	1	1	0,75	1
4	4	0,85	2	2	0,85	1	2	0,49	1
5	5	0,91	2	1	0,75	1	2	0,49	1
6	4	0,85	2	2	0,89	1	2	0,73	1
7	3	0,81	2	1	0,83	1	1	0,81	1
8	4	0,79	2	2	0,79	1	1	0,49	1
9	4	0,95	2	2	0,89	1	1	0,49	1
10	3	0,85	2	2	0,95	1	1	0,69	1
11	4	0,95	2	1	0,91	1	2	0,73	1
12	4	0,79	2	2	0,79	1	1	0,51	1
13	3	0,75	2	2	0,79	1	1	0,49	1
14	4	0,93	2	2	0,87	1	1	0,73	1
15	3	0,81	2	2	0,83	1	2	0,77	1
16	4	0,85	2	1	0,93	1	1	0,49	1
17	4	0,93	2	2	0,87	1	1	0,57	1
18	3	0,79	2	2	0,85	1	2	0,57	1
19	4	0,93	2	2	0,81	1	2	0,49	1
20	3	0,75	2	1	0,77	1	1	0,73	1
21	3	0,75	2	2	0,75	1	2	0,69	1
22	4	0,93	2	2	0,75	1	2	0,61	1
23	3	0,85	2	2	0,93	1	2	0,71	1
24	4	0,93	2	2	0,85	1	1	0,57	1
25	4	0,91	2	2	0,81	1	1	0,69	1
26	4	0,95	2	1	0,81	1	2	0,55	1
27	3	0,83	2	2	0,75	1	1	0,49	1
28	4	0,91	2	2	0,95	1	2	0,69	1
29	4	0,97	2	3	0,91	1	1	0,49	1
30	4	0,93	2	1	0,93	1	1	0,57	1
31	4	0,95	2	2	0,87	1	2	0,69	1
32	4	0,93	2	2	0,95	1	2	0,57	1
33	4	0,91	2	2	0,83	1	1	0,81	1
34	4	0,95	2	1	0,81	1	1	0,57	1
35	4	0,87	2	2	0,79	1	1	0,69	1
36	3	0,85	2	2	0,91	1	2	0,77	1
37	4	0,95	2	2	0,89	1	1	0,57	1
38	4	0,81	2	2	0,87	1	2	0,57	1
39	3	0,93	2	2	0,91	1	1	0,49	1
40	4	0,91	2	2	0,87	1	1	0,47	1
41	4	0,95	2	2	0,95	1	2	0,75	1
42	4	0,83	2	2	0,83	1	1	0,69	1
43	3	0,91	2	3	0,81	1	2	0,57	1
44	4	0,93	2	2	0,79	1	1	0,77	1
45	4	0,95	2	2	0,75	1	2	0,71	1
46	4	0,95	2	2	0,81	1	1	0,69	1
47	4	0,91	2	2	0,87	1	2	0,57	1
48	4	0,83	2	3	0,87	1	1	0,81	1
49	4	0,87	2	2	0,75	1	2	0,45	1
50	3	0,91	2	3	0,93	1	1	0,57	1
Méd.	3,7	0,88	2	1,9	0,85	1	1,5	0,62	1

Pass. 0,60 e ret. 0,30 mm

Tabela A6: Resultados dos ensaios de forma, angularidade e textura superficial dos agregados finos passantes na peneira 0,30 mm e retidos na peneira 0,15 mm.

Part.	Areia natural			Granito			Basalto		
	Angul.	Forma	Textura	Angul.	Forma	Textura	Angul.	Forma	Textura
1	4	0,93	2	1	0,93	1	1	0,55	1
2	4	0,75	2	2	0,89	1	1	0,45	1
3	4	0,95	2	2	0,75	1	2	0,51	1
4	4	0,91	2	2	0,79	1	1	0,57	1
5	4	0,95	2	1	0,93	1	1	0,57	1
6	4	0,75	2	1	0,89	1	1	0,57	1
7	4	0,75	2	2	0,89	1	1	0,61	1
8	3	0,79	2	2	0,81	1	2	0,45	1
9	4	0,87	2	2	0,95	1	1	0,49	1
10	4	0,79	2	2	0,91	1	2	0,85	1
11	3	0,93	2	2	0,85	1	1	0,49	1
12	4	0,83	2	2	0,83	1	1	0,57	1
13	4	0,81	2	1	0,83	1	1	0,71	1
14	4	0,79	2	2	0,91	1	1	0,75	1
15	3	0,83	2	2	0,75	1	1	0,81	1
16	4	0,89	2	2	0,93	1	2	0,55	1
17	4	0,95	2	2	0,83	1	2	0,83	1
18	4	0,79	2	2	0,85	1	1	0,71	1
19	3	0,77	2	1	0,87	1	2	0,49	1
20	3	0,91	2	3	0,95	1	1	0,45	1
21	4	0,87	2	2	0,77	1	1	0,57	1
22	4	0,85	2	2	0,75	1	2	0,85	1
23	4	0,85	2	2	0,91	1	1	0,57	1
24	4	0,83	2	2	0,81	1	1	0,61	1
25	3	0,75	2	2	0,95	1	1	0,79	1
26	3	0,77	2	1	0,87	1	1	0,57	1
27	3	0,89	2	2	0,97	1	1	0,57	1
28	4	0,93	2	2	0,83	1	1	0,49	1
29	3	0,95	2	2	0,97	1	1	0,81	1
30	3	0,97	2	1	0,93	1	2	0,79	1
31	3	0,77	2	2	0,91	1	2	0,75	1
32	4	0,81	2	2	0,95	1	1	0,67	1
33	4	0,85	2	3	0,87	1	2	0,49	1
34	4	0,75	2	2	0,85	1	1	0,45	1
35	4	0,81	2	2	0,91	1	2	0,49	1
36	3	0,83	2	2	0,81	1	1	0,81	1
37	4	0,81	2	1	0,95	1	1	0,85	1
38	4	0,75	2	2	0,85	1	1	0,49	1
39	4	0,77	2	2	0,97	1	2	0,49	1
40	4	0,79	2	2	0,79	1	1	0,57	1
41	3	0,75	2	1	0,83	1	2	0,55	1
42	4	0,81	2	1	0,77	1	2	0,51	1
43	3	0,87	2	2	0,79	1	1	0,49	1
44	3	0,93	2	1	0,75	1	1	0,47	1
45	4	0,81	2	2	0,75	1	1	0,57	1
46	4	0,81	2	2	0,77	1	1	0,49	1
47	3	0,81	2	2	0,83	1	2	0,72	1
48	4	0,85	2	2	0,79	1	2	0,49	1
49	3	0,85	2	1	0,75	1	1	0,59	1
50	4	0,87	2	2	0,77	1	1	0,61	1
Méd.	3,7	0,84	2	1,8	0,86	1	1,3	0,60	1

Pass. 0,30 e ret. 0,15 mm

Tabela A7: Planilha da Dosagem Marshall - Mistura MG.

CP	Pb (%)	Mar (g)	Mi (g)	Vol. (cm ³)	Dt	Da	Def. Anel	Const. Anel	Carga (kgf)	Correção	E (kgf)	F (0,01")	Vv (%)	VAM (%)	VCB (%)	RBV (%)
1	5,0	1229,60	715,40	514,20	2,568	2,391	25,6	45,5	1165	1	1165	10	6,89	18,61	11,72	63,00
2	5,0	1234,46	717,20	517,26	2,568	2,387	30,4	45,5	1383	1	1383	9	7,07	18,77	11,70	62,33
3	5,0	1227,42	712,30	515,12	2,568	2,383	30,5	45,5	1388	1	1388	10	7,22	18,90	11,68	61,81
Média						2,387			1312		1312	10	7,06	18,76	11,70	62,38
4	5,5	1234,48	721,00	513,48	2,548	2,404	29,8	45,5	1356	1	1356	11	5,64	18,60	12,96	69,69
5	5,5	1228,79	717,50	511,29	2,548	2,403	28,2	45,5	1283	1	1283	12	5,67	18,63	12,96	69,56
6	5,5	1237,49	722,00	515,49	2,548	2,401	28,6	45,5	1301	1	1301	12	5,78	18,72	12,94	69,15
Média						2,403			1313		1313	12	5,69	18,65	12,96	69,47
7	6,0	1250,90	737,30	513,60	2,528	2,436	31,6	45,5	1438	1	1438	14	3,65	17,97	14,33	79,71
8	6,0	1251,55	734,00	517,55	2,528	2,418	30	45,5	1365	1	1365	14	4,33	18,56	14,22	76,65
9	6,0	1249,26	730,00	519,26	2,528	2,406	33,7	45,5	1533	1	1533	16	4,82	18,97	14,15	74,59
Média						2,420			1445		1445	15	4,27	18,50	14,23	76,98
10	6,5	1251,55	736,50	515,05	2,508	2,430	33	45,5	1502	1	1502	17	3,11	18,60	15,49	83,27
11	6,5	1243,94	733,40	510,54	2,508	2,437	30	45,5	1365	1	1365	16	2,85	18,38	15,53	84,49
12	6,5	1247,36	735,70	511,66	2,508	2,438	28,8	45,5	1310	1	1310	15	2,80	18,33	15,54	84,74
Média						2,435			1392		1392	16	2,92	18,44	15,52	84,17
13	7,0	1244,52	733,60	510,92	2,489	2,436	28,2	45,5	1283	1	1283	16	2,12	18,84	16,72	88,75
14	7,0	1248,34	735,50	512,84	2,489	2,434	25,1	45,5	1142	1	1142	18	2,19	18,89	16,71	88,42
15	7,0	1251,35	735,40	515,95	2,489	2,425	25,5	45,5	1160	1	1160	20	2,54	19,19	16,64	86,75
Média						2,432			1195		1195	18	2,28	18,97	16,69	87,97

Tabela A8: Planilha da Dosagem Marshall - Mistura MB.

CP	Pb (%)	Mar (g)	Mi (g)	Vol. (cm ³)	Dt	Da	Def. Anel	Const. Anel	Carga (kgf)	Correção	E (kgf)	F (0,01")	Vv (%)	VAM (%)	VCB (%)	RBV (%)
1	5,0	1235,09	721,70	513,39	2,584	2,406	22,5	45,5	1024	1	1024	13	6,89	18,69	11,79	63,11
2	5,0	1230,32	720,20	510,12	2,584	2,412	26,8	45,5	1219	1	1219	12	6,66	18,48	11,82	63,97
3	5,0	1240,08	726,00	514,08	2,584	2,412	22,4	45,5	1019	1	1019	12	6,64	18,47	11,82	64,03
Média						2,410			1087		1087	12	6,73	18,55	11,81	63,70
4	5,5	1236,26	727,40	508,86	2,563	2,429	27,5	45,5	1251	1,04	1301	14	5,22	18,32	13,10	71,52
5	5,5	1243,53	734,70	508,83	2,563	2,444	25	45,5	1138	1,04	1183	13	4,65	17,83	13,18	73,90
6	5,5	1235,78	727,00	508,78	2,563	2,429	25,2	45,5	1147	1,04	1192	14	5,24	18,34	13,10	71,43
Média						2,434			1178		1226	14	5,04	18,16	13,13	72,28
7	6,0	1246,16	735,70	510,46	2,543	2,441	22,2	45,5	1010	1	1010	14	4,00	18,36	14,36	78,23
8	6,0	1243,45	734,50	508,95	2,543	2,443	23,3	45,5	1060	1	1060	15	3,92	18,29	14,37	78,57
9	6,0	1240,84	731,60	509,24	2,543	2,437	22,3	45,5	1015	1	1015	15	4,18	18,51	14,33	77,44
Média						2,440			1028		1028	15	4,03	18,39	14,36	78,08
10	6,5	1245,13	733,20	511,93	2,523	2,432	19,9	45,5	905	1	905	16	3,59	19,09	15,50	81,19
11	6,5	1247,45	736,50	510,95	2,523	2,441	19,7	45,5	896	1	896	18	3,23	18,78	15,56	82,83
12	6,5	1235,30	728,30	507,00	2,523	2,436	17,8	45,5	810	1,04	842	17	3,42	18,95	15,53	81,94
Média						2,437			871		881	17	3,41	18,94	15,53	81,99
13	7,0	1252,73	736,80	515,93	2,503	2,428	19,2	45,5	874	1	874	18	3,00	19,66	16,66	84,76
14	7,0	1245,74	734,80	510,94	2,503	2,438	20	45,5	910	1	910	17	2,60	19,33	16,73	86,57
15	7,0	1248,96	732,20	516,76	2,503	2,417	16,4	45,5	746	1	746	19	3,44	20,03	16,59	82,81
Média						2,428			843		843	18	3,01	19,67	16,66	84,71

Tabela A9: Planilha da Dosagem Marshall - Mistura MA.

CP	Pb (%)	Mar (g)	Mi (g)	Vol. (cm ³)	Dt	Da	Def. Anel	Const. Anel	Carga (kgf)	Correção	E (kgf)	F (0,01")	Vv (%)	VAM (%)	VCB (%)	RBV (%)
1	4,0	1233,10	716,00	517,10	2,553	2,385	23,2	45,5	1056	1	1056	10	6,58	15,93	9,35	58,70
2	4,0	1207,70	705,00	502,70	2,553	2,402	27,1	45,5	1233	1,04	1282	10	5,88	15,30	9,42	61,56
3	4,0	1217,58	708,00	509,58	2,553	2,389	28,2	45,5	1283	1	1283	10	6,39	15,76	9,37	59,44
Média						2,392			1191		1207	10	6,29	15,67	9,38	59,90
4	4,5	1231,99	720,20	511,79	2,533	2,407	32,7	45,5	1488	1	1488	11	4,96	15,58	10,62	68,18
5	4,5	1230,86	717,60	513,26	2,533	2,398	28,2	45,5	1283	1	1283	11	5,32	15,90	10,58	66,56
6	4,5	1237,42	721,90	515,52	2,533	2,400	29,1	45,5	1324	1	1324	10	5,23	15,82	10,59	66,94
Média						2,402			1365		1365	11	5,17	15,76	10,60	67,23
7	5,0	1231,90	720,90	511,00	2,513	2,411	25,4	45,5	1156	1	1156	11	4,08	15,90	11,82	74,34
8	5,0	1236,40	723,90	512,50	2,513	2,412	27,2	45,5	1238	1	1238	11	4,01	15,84	11,83	74,68
9	5,0	1230,43	719,00	511,43	2,513	2,406	24,4	45,5	1110	1	1110	11	4,27	16,07	11,79	73,40
Média						2,410			1168		1168	11	4,12	15,93	11,81	74,14
10	5,5	1241,03	728,40	512,63	2,494	2,421	23,8	45,5	1083	1	1083	12	2,93	15,99	13,05	81,66
11	5,5	1245,68	733,80	511,88	2,494	2,434	25,8	45,5	1174	1	1174	14	2,43	15,55	13,12	84,40
12	5,5	1246,57	733,00	513,57	2,494	2,427	21,4	45,5	974	1	974	12	2,68	15,77	13,09	83,02
Média						2,427			1077		1077	13	2,68	15,77	13,09	83,02
13	6,0	1243,46	730,00	513,46	2,475	2,422	28,8	45,5	1310	1	1310	13	2,16	16,40	14,25	86,85
14	6,0	1248,30	730,00	518,30	2,475	2,408	19,5	45,5	887	1	887	14	2,69	16,86	14,17	84,03
15	6,0	1259,59	738,00	521,59	2,475	2,415	20,4	45,5	928	1	928	13	2,43	16,64	14,21	85,38
Média						2,415			1042		1042	13	2,43	16,63	14,21	85,42

Anexo B

Projetos Adaptados dos Equipamentos dos Ensaaios FAA e de Massa Específica Aparente

8	Porca	3
7	Cilindro Coletor	1
6	Punção	1
5	Cilindro Receptor	1
4	Haste	3
3	Disco Central	1
2	Placa	1
1	Base	1
N	Título	Qtd

Quantidade: 01 Peça

Material: ESPECIFICADOS

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE ANGULARIDADE DE AGREGADO MÍDIO
 TÍTULO: CONJUNTO

ESCALA: INDICADAS

PROJETO N.:

PROJETISTA	Y.R. DALO	29/11/ 2008	DESENHO N.: 00
VISTO		/ /	FOLHA N.: 01
RESPONSÁVEL		/ /	REVISÃO N.: 00

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE ANGULARIDADE DE ACRESCADO MIUDO
TÍTULO: BASE

ESCALA: 1:2

PROJETO N.:

PROJETISTA	V.R. DALO	28/11/ 2000	DESENHO N.: 01
VISTO		/ /	FOLHA N.: 02
RESPONSÁVEL		/ /	REVISÃO N.: 00

Quantidade: 01 Peça
Material: ACRILICO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS - USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE ANGULARIDADE DE ACRESCADO MODO
TÍTULO: MESA

ESCALA: 1:2

PROJETO N.:

PROJETISTA	Y.R. DALO	26/11/ 2000	DESENHO N.: 02
VISTO		/ /	FOLHA N.: 03
RESPONSÁVEL		/ /	REVISÃO N.: 00

Quantidade: 01 Peça
Material: AÇO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE ANGULARIDADE DE ACRECADO MIÚDO
TÍTULO: DISCO CENTRAL

ESCALA: 1:1

PROJETO N.:

PROJETISTA	V.R.DALÓ	29/11/ 2000	DESENHO N.: 03
VISTO		/ /	FOLHA N.: 04
RESPONSÁVEL		/ /	REVISÃO N.: 00

Quantidade: 03 Peças
Material: AÇO INOX

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE ANGULARIDADE DE ACRESCADO MIUDO
TÍTULO: HASTE

ESCALA: 1:1

PROJETO N.:

PROJETISTA	V.R. DALO	22/11/2000	DESENHO N.: 04
VISTO		/ /	FOLHA N.: 05
RESPONSÁVEL		/ /	REVISÃO N.: 00

Quantidade: 01 Peça
Material: COBRE

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE ANGULARIDADE DE AGRÉGO MIODO
TÍTULO: CILINDRO RECEPTOR

ESCALA: 1:1

PROJETO N.:

PROJETISTA	V.R. DALG	29/11/ 2000	DESENHO N.: 05
VISTO		/ /	FOLHA N.: 08
RESPONSÁVEL		/ /	REVISÃO N.: 00

CORTE AA

Quantidade: 01 Peça
Material: ALUMÍNIO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE ANGULARIDADE DE AGREGADO MIÚDO
TÍTULO: FUNIL

ESCALA: 1:1

PROJETO N.:

PROJETISTA V.R. DALO

28/11/ 2000

DESENHO N.: 06

VISTO

/ /

FOLHA N.: 07

RESPONSÁVEL

/ /

REVISÃO N.: 00

Quantidade: 01 Peça
Material: ACRILICO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE ANGULARIDADE DE ACRESCADO MUDO
TÍTULO: CILINDRO COLETOR

ESCALA: 1:2

PROJETO N.:

PROJETISTA	V.R.DALÓ	29/11/ 2000	DESENHO N.: 07
VISTO		/ /	FOLHA N.: 08
RESPONSÁVEL		/ /	REVISÃO N.: 00

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE DENSIDADE APARENTE DOS GRÃOS DE
ACRECADOS MIÚDOS
TÍTULO: CONJUNTO - COMPACTADOR

ESCALA: 1:1

PROJETO N.:

PROJETISTA V.R. DALO

01/02/ 2001

DESENHO N.: 00

VISTO

/ /

FOLHA N.: 01

RESPONSÁVEL

/ /

REVISÃO N.: 00

Corte AA

Planta

PUXADOR ②

ESCALA

Obs.: A escala deverá ser gravada com o ângulo no seu curso máximo. Espaçamento de 5mm.

EMBOLO ①

Quantidade: 01 Peça
Material: AÇO INOX

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE DENSIDADE APARENTE DOS CÁOS DE
AGREGADOS MIÚDOS
TÍTULO: EMBOLO E PUXADOR

ESCALA: 1:1

PROJETO N.:

PROJETISTA V.R.DALÓ

01/02/ 2001

DESENHO N.: 01 E 02

VISTO

/ /

FOLHA N.: 02

RESPONSÁVEL

/ /

REVISÃO N.: 00

Corte AA

Planta

TERMINAL ④

GUIA ③

Quantidade: 01 Peça
Material: AÇO INOX

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE DENSIDADE APARENTE DOS GRãos DE
ACREÇADOS MIÓDOS
TÍTULO: GUIA E TERMINAL

ESCALA: 1:1

PROJETO N.:

PROJETISTA

V.R. DALO

01/02/ 2001

DESENHO N.: 03 E 04

VISTO

/ /

FOLHA N.: 03

RESPONSÁVEL

/ /

REVISÃO N.: 00

Quantidade: 01 Peça
Material: Alumínio

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS-USP
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES - STT

PROJETO: APARELHO PARA ENSAIO DE DENSIDADE APARENTE DOS GRãos DE
ACREÇADOS MIUDOS
TÍTULO: TRONCO DE CONE PARA COMPACTAÇÃO

ESCALA: 1:1

PROJETO N.:

PROJETISTA	V.R.DALG	01/02/2001	DESENHO N.: 05
VISTO		/ /	FOLHA N.: 04
RESPONSÁVEL		/ /	REVISÃO N.: 00

Apêndice

Artigo Publicado na XV ANPET

AValiação de Agregados Utilizados em Obras Viárias no Estado de São Paulo Através do Ensaio de Angularidade da Fração Fina

Lilian Taís de Gouveia

José Leomar Fernandes Júnior

Departamento de Transportes - Escola de Engenharia de São Carlos – USP

RESUMO

O problema de deformação permanente em pavimentos brasileiros de concreto asfáltico tem-se tornado significativo nos últimos anos, principalmente em razão das maiores solicitações impostas pelo tráfego. A solução do problema depende não só de um método de dosagem capaz de simular as condições de campo, mas também da utilização de materiais capazes de suportar as solicitações do tráfego. A importância dos agregados, particularmente da fração fina, para a resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas justifica a necessidade de um rigoroso controle de qualidade, baseado em propriedades fundamentais, relacionadas diretamente com o desempenho. Este artigo apresenta uma avaliação dos resultados obtidos através do ensaio de angularidade do agregado fino (FAA), adotado pelo Método Superpave, utilizando amostras de agregados empregados em obras viárias no Estado de São Paulo. Também são apresentados resultados de ensaios de cisalhamento direto. Os resultados dos ensaios de FAA de todos os agregados ensaiados, com exceção de uma areia natural, atenderam aos requisitos Superpave para volume de tráfego alto. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto indicam que um agregado fino com maior valor de FAA não apresenta, necessariamente, maior resistência ao cisalhamento.

ABSTRACT

The problems caused by rutting of asphalt concrete pavements in Brazil have become significant in the last years, mainly due to the heavier traffic loads. The solution of the problem depends on a design method able to simulate the field conditions and also on the utilization of good materials, able to support the traffic. The importance of the aggregates to the shear resistance, particularly the fine fraction, highlights the necessity of a rigid quality control, based on fundamental properties directly related to the performance. This paper presents a laboratory evaluation of the Fine Aggregate Angularity (FAA) test. It is also presented results of direct shear tests performed on samples of fine aggregate used in paving construction in the State of São Paulo, Brazil. The results show that all tested samples, excluding a natural sand, have FAA value above the Superpave limit for heavy traffic. The results of direct shear tests indicate that a fine aggregate presenting higher FAA not necessarily presents higher shear strength.

1. INTRODUÇÃO

O acúmulo de deformação permanente nas trilhas de roda é uma das principais formas de deterioração dos pavimentos flexíveis. Quando da PICR (Pesquisa sobre o Inter-relacionamento dos Custos Rodoviários - GEIPOT, 1982), na década de 70, a deformação permanente não era um grave problema para os pavimentos brasileiros. Atualmente, em função do aumento do volume de tráfego e, principalmente, da evolução tecnológica da modalidade rodoviária, que permitiu maiores cargas por eixo, maiores pressões de enchimento dos pneus e novos tipos de pneus e de rodagem (pneus extralargos), a deformação permanente tem merecido toda a atenção quando do dimensionamento e dosagem de misturas asfálticas e condicionado muitos projetos de reabilitação de pavimentos.

A deformação permanente desenvolve-se gradualmente com as solicitações do tráfego, manifestando-se geralmente sob a forma de depressões longitudinais nas faixas de rodagem (trilhas de roda), acompanhadas ou não de elevações laterais ao longo dessas faixas. A variação longitudinal da magnitude da deformação permanente causa irregularidade longitudinal no pavimento, que proporciona desconforto aos usuários e aumento dos custos de operação dos veículos. A água da chuva acumula-se nas depressões longitudinais das faixas de rodagem, resultando em redução da resistência à derrapagem, aumento do potencial de aquaplanagem e formação de “spray” que reduz a visibilidade.

Embora a deformação permanente possa ocorrer em uma ou mais camadas do pavimento (inclusive no subleito), este artigo trata exclusivamente da deformação que ocorre na camada asfáltica de revestimento. A deformação permanente é causada pela ação combinada de:

- densificação: compactação adicional da camada de concreto asfáltico causada pelo tráfego. Uma adequada compactação das misturas asfálticas é necessária para a obtenção de resistência à deformação permanente desde o início da vida em serviço;
- cisalhamento: deformação plástica lateral à trilha de roda que ocorre em misturas que não possuem resistência ao cisalhamento suficiente.

Estudos realizados por Parker e Brown (1992) mostraram que a pressão de enchimento dos pneus dos caminhões e, conseqüentemente, a pressão de contato destes com o pavimento tem aumentado drasticamente, estando muito acima dos 550 kPa (75 psi), que é o valor de referência do *AASHTO Road Test*. A média de pressão dos pneus utilizada atualmente é de 700 kPa (100 psi), com uma grande parcela de caminhões utilizando pressões de pneus ainda maiores, de 900 a 960 kPa (entre 120 e 130 psi).

Uma alternativa, considerando que o volume de tráfego de caminhões, as cargas por eixo e a pressão dos pneus não irão decrescer, é aumentar a rigidez do concreto asfáltico à deformação permanente. A solução do problema depende não só de um método de dosagem que simule as condições de campo, mas também da utilização de materiais capazes de suportar as tensões impostas pelo tráfego.

No Brasil, tem-se utilizado o Método Marshall para dosagem de misturas asfálticas. As tensões que ocorrem durante o ensaio para determinação da estabilidade e fluência são de difícil interpretação. Além disso, há diversidade de procedimentos de preparação das amostras e, conseqüentemente, a dispersão dos resultados é muito grande (Motta *et al.*, 1993). O Método Marshall parece não ser capaz de reproduzir em laboratório as solicitações que ocorrem no campo e alguns estudos indicam que seus corpos-de-prova não representam adequadamente o material que se tem nas pistas, após a compactação pelos processos usuais de campo. Fatores como a orientação e o entrosamento das partículas dos agregados, o grau do contato entre essas partículas, a quantidade e a estrutura dos vazios devem ser, tanto quanto possível, reproduzidos em laboratório.

A resistência ao acúmulo de deformação permanente de um concreto asfáltico depende das características dos materiais constituintes (ligante asfáltico e agregados pétreos) e de propriedades das misturas asfálticas. Muitos fatores influem na resistência à deformação permanente das misturas de concreto asfáltico. Para os agregados, objeto de estudo deste trabalho, destacam-se a forma das partículas, a angularidade e a textura superficial, o diâmetro nominal máximo, a granulometria e a dureza do material. Quanto ao ligante, tem maior importância a rigidez sob altas temperaturas. Na análise das misturas, têm maior influência o teor de ligante, o volume de vazios, os vazios dos agregados minerais e o método de compactação.

De uma maneira geral, misturas com volume de vazios menor que 2,5% tendem a apresentar deformação permanente acentuada, independentemente das outras propriedades da mistura, pois nessas condições os agregados têm pequeno efeito na estabilidade. Para volume de vazios acima de 2,5%, misturas com maior quantidade de faces fraturadas e com maior angularidade do agregado fino possuem maior estabilidade (Cross e Brown, 1992).

Vários pesquisadores têm apresentado resultados que demonstram que as propriedades dos agregados são essenciais para a capacidade da mistura de resistir à deformação permanente. Para Roberts *et al.* (1991), o aumento da resistência ao cisalhamento da mistura asfáltica pode ser alcançado através do uso de agregados com maiores diâmetros nominais máximos, angularidade e rugosidade. A estrutura granular formada pelos agregados também é um dos principais responsáveis pela estabilidade de um concreto asfáltico.

Roberts *et al.* (1991) e Sanders e Dukatz (1992) afirmam que a viscosidade (rigidez) do cimento asfáltico tem um papel relativamente pequeno na rigidez do concreto asfáltico quando comparada à influência dos agregados minerais, embora uma correta seleção do cimento asfáltico ajude a minimizar a deformação permanente. Parker e Brown (1992) afirmam que mudanças nas propriedades dos agregados são alternativas mais indicadas para garantir maior estabilidade aos revestimentos asfálticos.

Cross e Brown (1992), em estudos para identificar as propriedades dos agregados que contribuem para a produção de misturas com desempenho satisfatório, afirmam que misturas com maior quantidade de faces fraturadas e com maior angularidade do agregado fino têm maior estabilidade. Estudos de Button *et al.* (1990) sobre a influência dos agregados no desempenho dos pavimentos de concreto asfáltico concluem que a forma e a textura das partículas dos agregados afetam a rigidez (estabilidade) da mistura. Eles mostram que misturas asfálticas contendo areia natural (arredondada), deformam-se plasticamente sob cargas estáticas ou dinâmicas muito mais rapidamente que misturas de granulometria similar, contendo somente partículas britadas (angulares).

De acordo com Ahlrich (1996), as especificações estaduais e federais dos Estados Unidos para propriedades dos agregados usados em obras de pavimentação asfáltica são subjetivas e baseadas principalmente na experiência. Basicamente, essas especificações requerem que as frações grossa e fina dos agregados possuam uma porcentagem mínima de faces britadas (fraturadas) e que o agregado miúdo tenha uma limitação na quantidade de areia natural.

Os agregados desempenham um papel muito importante para a resistência à deformação permanente de um concreto asfáltico. Há necessidade, portanto, de um rigoroso controle de qualidade, baseado em propriedades fundamentais, relacionadas diretamente com o desempenho no campo, capaz de avaliar e selecionar agregados para pavimentos de concreto asfáltico. Visando suprir essa necessidade, o método Superpave de dosagem de misturas asfálticas adotou o ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA, *Fine Aggregate Angularity*) para avaliar a angularidade e a textura dos agregados e identificar agregados que possam proporcionar misturas com baixa capacidade de resistir à deformação permanente.

Apresenta-se neste artigo uma discussão importante para as misturas asfálticas, principalmente para as misturas bem graduadas e densas, pois as características dos agregados finos são de fundamental importância no que se refere à estabilidade dessas misturas. Considera-se como fração fina o material passante na peneira 2,36 mm (# 8) e retido na peneira 0,075 mm (# 200). Este artigo apresenta uma avaliação dos resultados obtidos através do ensaio de angularidade do agregado fino, utilizando amostras de agregados empregados em obras viárias no Estado de São Paulo. Complementarmente, com três das amostras submetidas ao ensaio FAA foram realizados ensaios de cisalhamento direto com o objetivo de avaliar o uso do ensaio FAA como indicador da resistência à deformação permanente da mistura.

2. CONSIDERAÇÃO SOBRE OS AGREGADOS FINOS NO MÉTODO SUPERPAVE

Os estudos do Programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) sobre materiais utilizados em pavimentos asfálticos, realizados entre 1987 e 1993, forneceram resultados que foram agrupados e patenteados sob a denominação Superpave®. Esse programa foi estabelecido pelo Congresso dos Estados Unidos, com uma dotação inicial de 150 milhões de dólares. Coordenado pelos Estados Unidos, conta com a participação de 22 países, inclusive o Brasil (SHRP, 1993). As pesquisas do Programa SHRP desenvolveram métodos de análise de materiais betuminosos e de misturas asfálticas com base em propriedades fundamentais, diretamente relacionadas ao desempenho dos pavimentos quando em serviço.

Os pesquisadores do programa SHRP concordavam que as propriedades dos agregados influenciam diretamente na resistência ao acúmulo de deformação permanente e na serventia do pavimento e que as trincas por fadiga e por contração a baixas temperaturas seriam menos influenciadas pelas características do agregado mineral. Identificaram duas categorias de propriedades de agregados que foram incorporadas ao sistema Superpave: as propriedades de consenso e as propriedades de origem. A primeira refere-se à angularidade do agregado grosso, à angularidade do agregado fino, à quantidade de partículas planas e alongadas e ao teor de argila, enquanto que a última refere-se à dureza, sanidade e materiais deletérios.

Dentre as propriedades mais importantes dos agregados identificadas pelos pesquisadores do programa SHRP destaca-se a angularidade do agregado fino. Muitos pesquisadores têm afirmado que as características da fração fina do agregado tem predominante influência na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. Griffith e Kallas (1958) mostram que a influência da angularidade e textura do agregado fino nas estabilidades Marshall e Hveem é consideravelmente maior que a influência da angularidade e textura do agregado grosso, para misturas contendo mais que 50% de agregados finos.

Schklarsky e Livneh (1964) afirmam que o agregado fino quando variado na mistura tem um efeito direto na estabilidade, enquanto a variação da fração grossa não acarreta nenhum efeito significativo para as misturas. Benson (1970) mostra que, independente do agregado graúdo usado, a estabilidade de misturas de graduação densa e aberta varia quando os agregados finos na mistura são variados. Foster (1970) apresenta resultados de dois trechos experimentais: misturas de areia-asfalto e misturas feitas com dois agregados grossos diferentes e o mesmo agregado fino usado na mistura de areia-asfalto. Após a observação do desempenho dos pavimentos, conclui que a capacidade das misturas de graduação densa de suportarem as cargas do tráfego é controlada pelas características do agregado fino.

O ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA, *Fine Aggregate Angularity*), desenvolvido pelo *National Aggregate Association*, foi introduzido no Método Superpave de modo a avaliar a angularidade e textura dos agregados finos. Kandhal e Parker (1998) efetuaram estudos com o objetivo de avaliar vários ensaios utilizados para quantificação de propriedades dos agregados finos (forma da partícula, angularidade, textura) e identificar o ensaio que melhor se relaciona com a deformação permanente e trincas por fadiga em pavimentos de concreto asfáltico. A conclusão foi que o ensaio FAA é o mais recomendado para avaliar a forma, a angularidade e a textura da fração fina. O ensaio FAA também apresentou boa correlação com resultados de deformação permanente, embora, como esperado, sem qualquer relação com as trincas por fadiga.

A hipótese que justifica a adoção do ensaio FAA pela especificação Superpave é de que agregados finos com elevados valores de FAA são angulosos e/ou com textura rugosa e possuem, portanto, maior intertravamento entre as partículas e proporcionam maior resistência à deformação permanente (estabilidade) da mistura. É ignorada a possibilidade de ocorrência de partículas lamelares, como as produzidas pela britagem de rochas basálticas, e a utilização de agregados com menor dureza, como os derivados de rochas calcárias, que também podem apresentar valores elevados de FAA mas têm menor resistência ao cisalhamento.

Estudos realizados por Fernandes *et al.* (2000), que avaliam o ensaio de FAA através do ensaio de cisalhamento direto, relatam que o FAA sozinho não é um bom indicador da resistência ao cisalhamento do agregado fino. Segundo os autores, o ensaio de cisalhamento direto pode prover parâmetros de maior relevância para avaliar os agregados finos, embora seja um ensaio mais complexo que o ensaio FAA.

3. MATERIAIS ENSAIADOS E MÉTODOS ADOTADOS

3.1 – Materiais

Para a realização dos ensaios FAA foram coletadas amostras em vinte pedreiras, formando um conjunto representativo dos agregados utilizados em pavimentação de rodovias no Estado de São Paulo (Tabela 1). A classificação dos agregados foi realizada através de mapas geológicos do Estado de São Paulo.

Tabela 1: Localização e classificação das amostras coletadas para realização do Ensaio FAA

Amostras	Origem	Classificação
01	Pedreira Basalto 05 - Rodovia Campinas - Monte Mor - Km 23	Gnaisse
02	Pedreira Santa Isabel - Ribeirão Preto	Basalto
03	Pedreira São Jerônimo - Valinhos	Granito
04	Pedreira São Roque - Santa Bárbara D'Oeste	Granito
05	Pedreira Fazenda Velha-Obra Prolongamento Rod. Bandeirantes	Granito
06	Pedreira Contil - Itatiba/Bragança Paulista	Gnaisse
07	Pedreira Bonato - Santa Bárbara D'Oeste	Basalto
08	Pedreira Basalto - Americana	Basalto
09	Pedreira Galvani - Paulínia	Basalto
10	Pedreira Basalto 6 - Campinas/Indaiatuba - Estrada Velha	Basalto
11	Pedreira Basalto - Jaguariuna	Gnaisse
12	Pedreira Edispel - Ribeirão Preto	Basalto
13	Pedreira Bandeirantes - São Carlos	Basalto
14	Rio Moji Guaçú - Areia britada - Rincão (Fazenda Mandi)	Areia natural britada
15	Pedreira 52.304 - próxima do Sistema Anchieta-Imigrantes	Granito
16	Pedreira 52.232 - próxima do Sistema Anchieta-Imigrantes	Granito
17	Pedreira 52.314 AM:01 - próxima do Sist. Anchieta-Imigrantes	Granito
18	Pedreira 52.314 AM:02 - próxima do Sist. Anchieta-Imigrantes	Granito
19	Pedreira 52.414 - próxima do Sistema Anchieta-Imigrantes	Granito
20	Rio Moji Guaçú - Areia natural - Rincão (Fazenda Mandi)	Areia natural

3.2 – Ensaio de Angularidade da Fração Fina (FAA)

O projeto adaptado do equipamento utilizado para o ensaio FAA foi realizado (Figura 1a) no Departamento de Transportes e construído na oficina mecânica da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, de acordo com a norma ASTM C1252 (1994).

A angularidade do agregado fino é avaliada através da determinação dos vazios não compactados (Figura 1b), quando a amostra é vertida, de uma altura de queda estabelecida, dentro de um cilindro de volume conhecido (100 cm³). O material em excesso sobre o topo do cilindro é retirado delicadamente com uma espátula, para não causar compactação (acomodação de partículas) por vibração. Determina-se a massa de agregado fino dentro do cilindro, sendo o volume de agregado calculado usando-se a massa específica aparente, determinada de acordo com a norma ASTM C128 (1993). Os vazios não compactados são calculados pela diferença entre o volume do cilindro e o volume de agregado no cilindro (Equação 1):

$$U = \frac{V_c - \frac{m_a}{\rho_{ap}}}{V_c} \times 100 \quad (1)$$

onde:

U = vazios não compactados (%);

m_a = massa do agregado contida no cilindro (g);

ρ_{ap} = massa específica aparente do agregado fino (g/cm³);

V_c = volume do cilindro (cm³).

O ensaio FAA pode ser realizado de acordo com três métodos distintos (A, B ou C). No Método A é usada uma combinação de frações especificadas de agregado fino, nas quantidades apresentadas na Tabela 2. O resultado final de vazios não compactados (FAA) referentes ao agregado fino ensaiado corresponde à média entre duas determinações. O Método B utiliza frações individuais especificadas, como mostra a Tabela 2, sendo o ensaio realizado para cada fração de agregado separadamente, com o valor de FAA correspondendo à média dos três valores. No Método C a amostra ensaiada é obtida de 190 g de agregado fino passante na peneira de 4,75 mm (# 4), não havendo qualquer controle da granulometria.

Tabela 2: Frações granulométricas usadas no Método A e no Método B

PENEIRA (passando – retido)	MÉTODO A Massa (g)	MÉTODO B Massa (g)
2,36 mm - 1,18 mm	44	190
1,18 mm - 0,60 mm	57	190
0,60 mm - 0,30 mm	72	190
0,30 mm - 0,15 mm	17	-
Total	190	-

Estudos realizados por Fernandes *et al.* (2000) mostram que os métodos A, B e C resultam em valores de FAA diferentes, pois os vazios entre as partículas aumentam quando a granulometria do agregado torna-se mais uniforme. Como o Método B é executado com um tamanho único de partículas por fração de material ensaiado, resulta em um maior valor de FAA. No Método A a granulometria do material ensaiado é menos uniforme que no Método B, porém tende a ser mais uniforme do que no Método C, cuja granulometria não é controlada. Sendo assim, tem-se, geralmente, maiores valores de FAA para o Método B, seguido do Método A e por último o Método C. Apesar dos métodos apresentarem valores de FAA de magnitudes diferentes, os dois métodos que usam granulometria controlada (métodos A e B) resultam em mesma hierarquização, indicando que ambos os métodos são sensíveis às mesmas características dos agregados e que, para o propósito de classificação, são equivalentes.

Estudos sobre deformação permanente desenvolvidos pelo *National Center for Asphalt Technology* (NCAT) relacionam empiricamente a deformação permanente com valores de FAA. O valor de FAA igual a 43 divide as misturas em duas classes: de desempenho aceitável e de desempenho não aceitável quanto à capacidade de resistir à deformação permanente. Esse estudo serviu de base para a Especificação Superpave (Tabela 3), que estabelece o valor de FAA igual a 45 como mínimo admissível para rodovias com volume de tráfego alto.

Tabela 3: Especificação Superpave de valores mínimos para FAA (Método A)

Tráfego N = 10⁶	Profundidade em relação à Superfície*	
	< 100 mm	> 100 mm
< 0,3	-	-
< 1	40	-
< 3	40	40
< 10	45	40
< 30	45	40
< 100	45	45
≥ 100	45	45

* Profundidade da camada em relação à superfície do pavimento

O Superpave especifica maiores valores mínimos de FAA (Método A) com o aumento do nível de tráfego ou com a proximidade da superfície. Para volume de tráfego médio, foi especificado FAA igual a 40. Areias naturais foram consideradas aceitáveis para volume de tráfego médio, pois muitas apresentam o valor de FAA entre 40 e 45. Para volume de tráfego baixo não foi necessário atribuir valor para o FAA, pois areias naturais com FAA menores que 40 foram consideradas aceitáveis (Huber *et al.*, 1998).

Estudos recentes indicam que agregados finos angulares e rugosos possuem vazios não compactados (FAA) maiores que 45 e agregados finos arredondados e lisos possuem vazios não compactados abaixo de 43 (Ahlrich, 1996).

3.3 – Ensaio de Cisalhamento Direto

O Ensaio de Cisalhamento Direto, realizado de acordo com a norma ASTM D 3080-90 (1991), é provavelmente a maneira mais direta e adequada de se determinar a resistência ao cisalhamento de agregados finos. O ensaio consiste da compactação da amostra, por vibração, no dispositivo de cisalhamento direto, aplicação de uma determinada tensão normal (pressão de confinamento) e deslocamento de uma parte do dispositivo de cisalhamento direto horizontalmente, a uma taxa constante de deformação cisalhante. A força de cisalhamento é medida juntamente com os deslocamentos horizontal e vertical da amostra. A tensão de cisalhamento é obtida pela divisão da força pela área cisalhada da amostra, enquanto as deformações horizontal e vertical são determinadas a partir dos deslocamentos e das dimensões da amostra.

Para a realização dos ensaios as amostras foram acomodadas dentro de dispositivo de cisalhamento e, em seguida, submetidas a compactação por vibração. Cada amostra de agregado foi cuidadosamente compactada para se alcançar o maior nível de compactação possível. Foram utilizadas tensões normais de 192, 383 e 500 kPa para se determinar os parâmetros c (intercepto de coesão) e ϕ (ângulo de atrito interno), relativos à envoltória de resistência de Mohr-Coulomb.

As Figuras 2 e 3 mostram os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto com uma das amostras ensaiadas. Pode-se observar na Figura 2 que a resistência ao cisalhamento, após atingir o valor máximo (resistência de pico), cai e se estabiliza (resistência residual) na medida em que a condição de volume constante é alcançada (Figura 3).

Figura 2: Cisalhamento Direto: tensão de cisalhamento versus deformação horizontal

Figura 3: Cisalhamento Direto: deformação vertical versus deformação horizontal

A Figura 4 ilustra a determinação dos parâmetros de resistência segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb para outra das amostras ensaiadas: intercepto de coesão ($c = 80$ kPa) e ângulo de atrito interno ($\phi = 41,8^\circ$). Para todas as amostras ensaiadas, houve excelente correlação entre a resistência ao cisalhamento de pico e a tensão normal, como ilustra o elevado coeficiente de determinação apresentado na Figura 4 ($R^2 = 0,9987$).

Figura 4: Ensaio de cisalhamento direto: envoltória da resistência

Como a resistência ao cisalhamento depende, geralmente, dos parâmetros de atrito interno e tensão normal, considera-se mais adequado comparar a resistência sob um determinado nível de tensão de confinamento do que comparar os parâmetros de resistência. Considera-se, portanto, a resistência ao cisalhamento para uma tensão normal de 500 kPa, pois é um valor típico das tensões normais de compressão que atuam em revestimentos asfálticos sob as cargas do eixo-padrão (eixo simples, rodas duplas, carga por eixo de 80 kN e pressão de enchimento dos pneus de 80 psi).

4. RESULTADOS

4.1 – Ensaio de Angularidade da Fração Fina (FAA)

Na Tabela 4 são apresentados os resultados dos ensaios FAA correspondentes à média entre três determinações e a massa específica aparente dos agregados finos (ρ_{ap} , g/cm³), determinadas, respectivamente, de acordo com ASTM C1252-93 (1994), método A, e ASTM C128 - 93 (1993).

Tabela 4: Resultados dos ensaios de FAA

PEDREIRAS DO ESTADO DE SÃO PAULO	CLASSIFICAÇÃO	ρ_{ap}	FAA (%)
01. Pedreira Santa Isabel	Basalto	2,830	51,1
02. Pedreira Fazenda Velha	Granito	2,890	50,4
03. Pedreira Contil	Gnaisse	2,709	49,7
04. Pedreira São Jerônimo	Granito	2,596	49,1
05. Pedreira Basalto - Americana	Basalto	2,917	49,0
06. Pedreira Bonato	Basalto	2,903	48,7
07. Pedreira São Roque	Granito	2,732	48,3
08. Pedreira Bandeirantes	Basalto	2,835	48,3
09. Pedreira Basalto 6	Basalto	2,690	48,2
10. Pedreira 52.314 AM:02	Granito	2,701	48,2
11. Pedreira 52.314 AM:01	Granito	2,654	47,9
12. Pedreira Basalto - Jaguariuna	Gnaisse	2,891	47,8
13. Pedreira 52.414	Granito	2,660	47,8
14. Pedreira Galvani	Basalto	2,974	47,4
15. Pedreira Basalto 05	Gnaisse	2,941	47,0
16. Pedreira 52.232	Granito	2,630	47,0
17. Pedreira Edispel	Basalto	2,818	46,9
18. Pedreira 52.304	Granito	2,738	46,8
19. Rio Moji Guaçu	Areia natural britada	2,632	46,7
20. Rio Moji Guaçu	Areia natural	2,632	44,0

4.2 – Ensaio de Cisalhamento Direto

Na Tabela 5 são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados de acordo com ASTM D 3080-90 (1991). As três amostras de agregados finos ensaiadas são representativas de materiais que apresentam FAA baixo (areia natural), médio (granito) e alto (basalto) e foram ensaiadas com a granulometria utilizada no Método A do ensaio FAA.

Tabela 5: Resultados dos ensaios de Cisalhamento Direto

TENSÃO DE CISALHAMENTO MÁXIMA		
Amostras	Tensão Normal	Tensão de Cisalhamento
Areia Natural	192	192
	383	351
	500	499
Granito	192	271
	383	425
	500	535
Basalto	192	254
	383	417
	500	531

A Tabela 6 apresenta a média dos resultados dos ensaios de FAA e de cisalhamento direto.

Tabela 6: Resumos dos resultados dos ensaios FAA e Cisalhamento Direto

Amostras	FAA (%)	Cisalhamento Direto (kPa)*
Areia natural - rio Moji Guaçú	44,0	499
Granito - Pedreira São Roque	48,3	535
Basalto - Pedreira Santa Isabel	51,1	531

* Valores de pico da resistência ao cisalhamento direto sob tensão normal de 500 kPa.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES

O ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA) foi introduzido no Método Superpave para identificar agregados lisos e arredondados que podem resultar em misturas asfálticas com baixa resistência à deformação permanente. A hipótese é que agregados miúdos com baixos valores de FAA têm menor resistência ao cisalhamento (atrito interno) e, conseqüentemente, menor resistência à deformação permanente.

A contínua implementação e avaliação do Método Superpave tem levantado dúvidas sobre a validade desta hipótese e do uso do ensaio FAA. Vinte agregados, dentre os mais usados em obras de pavimentação no Estado de São Paulo, foram utilizados para avaliar se o ensaio FAA (vazios não compactados) é um indicador confiável da resistência ao cisalhamento do agregado fino. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto com três amostras, representativas de materiais com FAA baixo, médio e alto.

Nos resultados dos ensaios de FAA, mostrados na Tabela 4, vemos que todos os agregados ensaiados, com exceção da areia natural do Rio Moji Guaçú, atendem aos requisitos Superpave para volume de tráfego alto, cujo valor de FAA mínimo é de 45. A areia natural do Rio Moji Guaçú é considerada aceitável para volume de tráfego médio, por apresentar seu valor de FAA entre 40 e 45.

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto indicam que um agregado fino com FAA elevado não apresenta, necessariamente, uma maior resistência ao cisalhamento. Isto porque, para uma mesma granulometria e condição de compactação, a resistência ao cisalhamento é função da textura superficial, da angularidade, da forma das partículas e também da dureza do material e o ensaio FAA não consegue avaliar a influência da dureza do material e não é capaz de separar os efeitos de angularidade e forma das partículas. Pode-se ter elevados valores de FAA produzidos por partículas com baixa dureza (rochas calcárias, por exemplo) ou por partículas lamelares (de basalto, por exemplo).

O ensaio FAA é simples de executar e apresenta elevada reprodutibilidade. O ensaio de cisalhamento direto, por sua vez, fornece parâmetros fundamentais para a avaliação de agregados finos, sendo, no entanto, um ensaio mais complexo do que o FAA, principalmente por depender das condições de compactação da amostra. A relação de ambos os ensaios com o desempenho de misturas asfálticas precisa ser melhor investigada.

Agradecimentos

O desenvolvimento da pesquisa que serviu de base para este trabalho conta com o apoio da CAPES na forma de uma bolsa de mestrado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahlrich, R.C. (1996) Influence of Aggregate Properties on Performance of Heavy-Duty Hot-Mix Asphalt Pavements. *Transportation Research Record*, n. 1547, p. 7-14.
- ASTM (1991) D3080 - 90 – Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM (1993) C 128 - 93 – Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- ASTM (1994) C 1252 - 93 – Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading). American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Benson, F.J. (1970) Effects of Aggregate Size, Shape, and Surface Texture on the Properties of Bituminous Mixtures - A literature Survey. *Highway Research Board*, SR 109, p. 12-22.
- Button, J. W.; D. Perdomo e R. L. Lytton (1990) Influence of Aggregate on Rutting of Asphalt Concrete Pavements. *Transportation Research Record*, n. 1259, p. 141-152.
- Cross, S.A. e E. R. Brown (1992) Selection of Aggregate Properties to Minimize Rutting of Heavy Duty Pavements. In: Meininger, R. C. (ed.) *Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance*. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Fernandes, J. L.; R Roque; M. Tia e L. Casanova (2000) Evaluation of uncompacted void content of fine aggregate as a quality indicator of materials used in Superpave mixtures. *79th Annual Meeting in January of the Transportation Research Board*, Washington, D.C.
- Foster, C.R. (1970) Dominant Effect of Fine Aggregate on Strength of Dense-Graded Asphalt Mixes. *Highway Research Board*, SR 109, p.1-3.
- GEIPOT - Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes (1982) *Pesquisa do Inter-relacionamento entre Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias*. Relatório Final. Brasília, DF.
- Griffith, J.M. e B.F. Kallas (1958) Influence of Fine Aggregates on Asphaltic Concrete Paving Mixtures. In: Burggraf, F.; E. M. Ward e H. P. Orland. (eds.) *Proceedings of the Thirty-seventh Annual Meeting*. Highway Research Board. Washington, D.C., January 6-10.
- Huber, G. A.; J. C. Jones; P. E. Messersmith e M. Jackson (1998) Contribution of Fine Aggregate Angularity and Particle Shape to Superpave Mixture Performance. *Transportation Research Record*, n.1609, p.28-35.
- Kandhal, P. S. e F. Parker (1998) Aggregate Tests Related to Asphalt Concrete Performance in Pavements. *National Cooperative Highway Research Program*, Report 405.
- Motta, L.M.G; J. Medina e R. Scalco (1993) O Projeto Estrutural de Pavimentos Flexíveis e a Dosagem de Misturas Asfálticas - 27ª Reunião Anual de Pavimentação - ABPv - Teresina-PI - p. 523- 545.
- Parker, F. e E. R. Brown (1992) Effects of Aggregate Properties on Flexible Pavement Rutting in Alabama. In: Meininger, R. C. (ed.) *Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance*. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Roberts, F. L.; P. S. Kandhal; E. R. Brown; D. Y. Lee e T. W. Kennedy (1991) *Hot mix asphalt materials, mixture design, and construction*. Ed. NAPA Education Foundation. Lanham, Maryland.
- Sanders, C. A. e E. L. Dukatz (1992) Evaluation of Percent Fracture of Hot Mix Asphalt Gravels in Indiana. In: Meininger, R. C. (ed.) *Effects of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance*. American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Schklarsky, E. e M. Livneh (1964) The Use of Gravels for Bituminous Paving Mistures. *Association of Asphalt Pavement Technologists*, Vol. 33, p. 584-610.
- SHRP (1993) Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Studies. *The Strategic Highway Research Program*. National Academy of Science, Washington.

Endereços:

Lilian Taís de Gouveia
Aluna de Mestrado em Transportes da EESC-USP - liliantg@sc.usp.br

José Leomar Fernandes Jr.
Professor Doutor do Departamento de Transportes da EESC-USP - leomar@sc.usp.br

Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo
Departamento de Transportes
Av. Trabalhador Sãocarlense, 400 – CEP 13566-590 - São Carlos - São Paulo - Brasil
Fone: (016) 273-9598; Fax: (016) 273-9602