PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA

• Formação Básica para Engenheiros •

Liedi Bariani Bernucci
Laura Maria Goretti da Motta
Jorge Augusto Pereira Ceratti
Jorge Barbosa Soares

Currículo resumido dos professores do PROASFALTO:

Laura Maria Goretti da Motta

Engenheira Civil (1976), pela Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF), Mestre em Engenharia Civil (1979), pela Coordenação dos Programas de Pós-graduação em Engenharia (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) e Doutora pela COPPE/UFRJ, 1991. Professora Adjunta do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ desde 1984. Coordena desde 1994 o Setor de Pavimentos do Laboratório de Geotecnia da COPPE. É membro da Comissão de Asfaltos do Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás. Possui diversos trabalhos publicados no Brasil e exterior. Já orientou mais de 50 mestres e doutores. Já atuou em mais de 40 projetos de cooperação com empresas e órgãos do setor de pavimentação.

Liedi Bariani Bernucci

Engenheira Civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (1981), especialização no Instituto de Geotécnica da Escola Politécnica Federal de Zurique na Suíça (1984 e 1985), Mestre em Engenharia de Solos pelo Departamento de Estruturas e Geotécnica da EPUSP (1987), estágio de Doutoramento pelo Instituto de Geotécnica da Escola Politécnica Federal de Zurique, na Suíça (1987 e 1988), Doutora em Engenharia de Transportes pelo Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP (1995), Livre-Docente em Engenharia de Transportes pela EPUSP (2001). Professora Titular no Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP, Coordenadora do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP e Chefe do Departamento de Engenharia de Transportes da EPUSP, atua como docente em graduação e pós-graduação, como coordenadora de diversos projetos de pesquisa e extensão. É membro da Comissão de Asfaltos do Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás. É consultora em pavimentação, possui diversas publicações e já formou diversos mestres e doutores em Transportes.

Jorge Barbosa Soares

Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Ceará (1992). Mestre (1994) e Ph.D. (1997) em Engenharia Civil pela Texas A&M University. Coordenador da Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da UFC. Coordenador do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da UFC e da REDE ASFALTO N/NE. Professor Associado do Departamento de Engenharia de Transportes da UFC, atua como docente em graduação e pós-graduação e na coordenação de projetos de pesquisa e capacitação junto a agências de fomento, empresas e órgãos do setor de pavimentação. É membro da Comissão de Asfaltos do Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás. Atua também como consultor e possui diversas publicações nos principais periódicos e congressos técnico/científicos nacionais e internacionais na área de pavimentação.

Jorge Augusto Pereira Ceratti

Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 1976, Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 1979. Doutor em Engenharia Civil pela Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), 1991. Professor Associado no Departamento de Engenharia Civil da UFRGS, onde atua como docente em graduação e pós-graduação, tendo formado, desde 1981, diversos mestres e doutores em Engenharia Civil. Coordenador do Laboratório de Pavimentação da UFRGS. É membro da Comissão de Asfaltos do Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás. Atua como consultor em pavimentação, desenvolvendo projetos de cooperação com empresas e órgãos do setor de pavimentação. Possui diversas publicações nos principais periódicos e congressos técnico/científicos, nacionais e internacionais, na área de pavimentação.

Pavimentação asfáltica

Formação básica para engenheiros

Liedi Bariani Bernucci
Laura Maria Goretti da Motta
Jorge Augusto Pereira Ceratti
Jorge Barbosa Soares

Rio de Janeiro
2008

3ª. Reimpressão
2010

PETROBRAS
ASFALTOS

ABEDA
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTOS

PATROCINADORES

Petrobras – Petróleo Brasileiro S. A.
Petrobras Distribuidora
Abeda – Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos

Copyright © 2007 Liedi Bariani Bernucci, Laura Maria Goretti da Motta,
Jorge Augusto Pereira Ceratti e Jorge Barbosa Soares

COORDENAÇÃO DE PRODUÇÃO
Trama Criações de Arte

PROJETO GRÁFICO E DIAGRAMAÇÃO
Anita Slade
Sonia Goulart

DESENHOS
Rogério Corrêa Alves

REVISÃO DE TEXTO
Mariflor Rocha

CAPA
Clube de Idéias

IMPRESSÃO
Gráfica Imprinta

Ficha catalográfica elaborada pela Petrobras / Biblioteca dos Serviços Compartilhados

P338 Pavimentação asfáltica : formação básica para engenheiros / Liedi Bariani Bernucci... [et al.]. – Rio de Janeiro : PETROBRAS: ABEDA, 2006.
504 f. : il.

Inclui Bibliografias.
Patrocínio PETROBRAS

1. Asfalto. 2. Pavimentação. 3. Revestimento asfáltico. 4. Mistura. I. Bernucci, Liedi Bariani. II. Motta, Laura Maria Goretti da. III. Ceratti, Jorge Augusto Pereira. IV. Soares, Jorge Barbosa.

CDD 625.85

APRESENTAÇÃO

Tendo em vista a necessidade premente de melhoria da qualidade das rodovias brasileiras e a importância da ampliação da infra-estrutura de transportes, a Petróleo Brasileiro S.A., a Petrobras Distribuidora S.A. e a Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos – Abeda vêm investindo no desenvolvimento de novos produtos asfálticos e de modernas técnicas de pavimentação. Para efetivamente aplicar estes novos materiais e a recente tecnologia, é preciso promover a capacitação de recursos humanos.

Assim, essas empresas, unidas em um empreendimento inovador, conceberam uma ação para contribuir na formação de engenheiros civis na área de pavimentação: o Proasfalto – Programa Asfalto na Universidade. Este projeto arrojado foi criado para disponibilizar material didático para aulas de graduação de pavimentação visando oferecer sólidos conceitos teóricos e uma visão prática da tecnologia asfáltica.

Para a elaboração do projeto didático, foram convidados quatro professores de renomadas instituições de ensino superior do Brasil. Iniciou-se então o projeto que, após excelente trabalho dos professores Liedi Bariani Bernucci, da Universidade de São Paulo, Laura Maria Goretti da Motta, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Jorge Augusto Pereira Ceratti, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e Jorge Barbosa Soares, da Universidade Federal do Ceará, resultou no lançamento deste importante documento.

O livro *Pavimentação Asfáltica* descreve os materiais usados em pavimentação e suas propriedades, além de apresentar as técnicas de execução, de avaliação e de restauração de pavimentação. A forma clara e didática como o livro apresenta o tema o transforma em uma excelente referência sobre pavimentação e permite que ele atenda às necessidades tanto dos iniciantes no assunto quanto dos que já atuam na área.

A Universidade Petrobras, co-editora do livro *Pavimentação Asfáltica*, sente-se honrada em participar deste projeto e cumprimenta os autores pela importante iniciativa de estabelecer uma bibliografia de consulta permanente sobre o tema.

Petróleo Brasileiro S.A. – Petrobras
Petrobras Distribuidora S.A. – Asfaltos
Abeda – Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos

BR PETROBRAS ASFALTOS

ABEDA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTOS

SUMÁRIO

PREFÁCIO 7

1 Introdução 9
1.1 PAVIMENTO DO PONTO DE VISTA ESTRUTURAL E FUNCIONAL 9
1.2 UM BREVE HISTÓRICO DA PAVIMENTAÇÃO 11
1.3 SITUAÇÃO ATUAL DA PAVIMENTAÇÃO NO BRASIL 20
1.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS 22
BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA 24

2 Ligantes asfálticos 25
2.1 INTRODUÇÃO 25
2.2 ASFALTO 26
2.3 ESPECIFICAÇÕES BRASILEIRAS 58
2.4 ASFALTO MODIFICADO POR POLÍMERO 59
2.5 EMULSÃO ASFÁLTICA 81
2.6 ASFALTO DILUÍDO 96
2.7 ASFALTO-ESPUMA 97
2.8 AGENTES REJUVENESCEDORES 99
2.9 O PROGRAMA SHRP 100
BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA 110

3 Agregados 115
3.1 INTRODUÇÃO 115
3.2 CLASSIFICAÇÃO DOS AGREGADOS 116
3.3 PRODUÇÃO DE AGREGADOS BRITADOS 124
3.4 CARACTERÍSTICAS TECNOLÓGICAS IMPORTANTES DOS AGREGADOS PARA PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA 129
3.5 CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS SEGUNDO O SHRP 150
BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA 154

4 Tipos de revestimentos asfálticos 157
4.1 INTRODUÇÃO 157
4.2 MISTURAS USINADAS 158
4.3 MISTURAS *IN SITU* EM USINAS MÓVEIS 185
4.4 MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS 188
4.5 TRATAMENTOS SUPERFICIAIS 191
BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA 200

5 Dosagem de diferentes tipos de revestimento 205
5.1 INTRODUÇÃO 205
5.2 DEFINIÇÕES DE MASSAS ESPECÍFICAS PARA MISTURAS ASFÁLTICAS 207
5.3 MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE 217
5.4 DOSAGEM DE MISTURAS A FRIO 253
5.5 MISTURAS RECICLADAS A QUENTE 256
5.6 TRATAMENTO SUPERFICIAL 263
5.7 MICRORREVESTIMENTO E LAMA ASFÁLTICA 269
BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA 281

6 Propriedades mecânicas das misturas asfálticas 287
6.1 INTRODUÇÃO 287
6.2 ENSAIOS CONVENCIONAIS 288
6.3 ENSAIOS DE MÓDULO 290
6.4 ENSAIOS DE RUPTURA 308
6.5 ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE 316
6.6 ENSAIOS COMPLEMENTARES 327
BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA 332

7 Materiais e estruturas de pavimentos asfálticos 337
7.1 INTRODUÇÃO 337
7.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DE BASE, SUB-BASE E REFORÇO DO SUBLEITO 339
7.3 MATERIAIS DE BASE, SUB-BASE E REFORÇO DO SUBLEITO 352
7.4 ALGUMAS ESTRUTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS 365
BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA 369

8 Técnicas executivas de revestimentos asfálticos 373
8.1 INTRODUÇÃO 373
8.2 USINAS ASFÁLTICAS 373

8.3 TRANSPORTE E LANÇAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS 384
8.4 COMPACTAÇÃO 389
8.5 EXECUÇÃO DE TRATAMENTOS SUPERFICIAIS POR PENETRAÇÃO 393
8.6 EXECUÇÃO DE LAMAS E MICRORREVESTIMENTOS ASFÁLTICOS 397
8.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS 401
BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA 402

9 Diagnóstico de defeitos, avaliação funcional e de aderência 403
9.1 INTRODUÇÃO 403
9.2 SERVENTIA 405
9.3 IRREGULARIDADE LONGITUDINAL 407
9.4 DEFEITOS DE SUPERFÍCIE 413
9.5 AVALIAÇÃO OBJETIVA DE SUPERFÍCIE PELA DETERMINAÇÃO DO IGG 424
9.6 AVALIAÇÃO DE ADERÊNCIA EM PISTAS MOLHADAS 429
9.7 AVALIAÇÃO DE RUÍDO PROVOCADO PELO TRÁFEGO 435
BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA 438

10 Avaliação estrutural de pavimentos asfálticos 441
10.1 INTRODUÇÃO 441
10.2 MÉTODOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL 443
10.3 EQUIPAMENTOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL NÃO-DESTRUTIVA 445
10.4 NOÇÕES DE RETROANÁLISE 453
10.5 SIMULADORES DE TRÁFEGO 457
10.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS 460
BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA 461

11 Técnicas de restauração asfáltica 463
11.1 INTRODUÇÃO 463
11.2 TÉCNICAS DE RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS COM PROBLEMAS FUNCIONAIS 466
11.3 TÉCNICAS DE RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS COM PROBLEMAS ESTRUTURAIS 468
11.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE O TRINCAMENTO POR REFLEXÃO 469
BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA 475

ÍNDICE DE FIGURAS 477
ÍNDICE DE TABELAS 486
ÍNDICE REMISSIVO DE TERMOS 490
ÍNDICE REMISSIVO DAS BIBLIOGRAFIAS 496

PREFÁCIO

Este livro tem por objetivo principal contribuir para a formação do aluno na área de pavimentação asfáltica, dos cursos de Engenharia Civil de universidades e faculdades do país. O projeto deste livro integra o Programa Asfalto na Universidade, concebido em conjunto com a Petrobras e a Abeda, nossos parceiros e patrocinadores, para apoiar o ensino de graduação, disponibilizando material bibliográfico adicional aos estudantes e aos docentes de disciplinas de infra-estrutura de transportes. Os autores acreditam que seu conteúdo possa ser também útil a engenheiros e a técnicos da área de pavimentação e, no aspecto de organização do conhecimento, a pós-graduandos.

A elaboração deste livro em muito assemelha-se à construção de uma estrada, e os autores o vêem como mais uma via na incessante busca de novos horizontes. Estradas preexistentes influenciam o traçado de novas rodovias, assim como a preexistência de diversos materiais bibliográficos contribuiu para o projeto deste livro. Os autores procuraram ao máximo trafegar por diversas referências, devidamente reconhecidas no texto, e estão cientes de que muitos outros caminhos precisam ser percorridos para uma viagem mais plena.

Como em qualquer projeto de engenharia, decisões foram tomadas com vistas à delimitação do trabalho. Foram enfocados tópicos julgados menos disponíveis na literatura técnica brasileira sobre materiais de pavimentação – principalmente no que se refere aos ligantes asfálticos e aos tipos e propriedades das misturas asfálticas –, técnicas executivas e de avaliação de desempenho, bem como as diretrizes para a restauração asfáltica de pavimentos. Esses assuntos foram considerados pelos autores de grande valia para a construção do conhecimento sobre pavimentação na academia. Os autores reconhecem a limitação do escopo deste livro e recomendam fortemente que os estudantes busquem bibliografia complementar que enriqueça seus conhecimentos, enveredando também pelos caminhos do projeto de dimensionamento das estruturas de pavimentos e de restaurações, da mecânica dos pavimentos, da geotecnia, do projeto de tráfego e de drenagem, das técnicas de controle tecnológico, da gerência de pavimentos etc. Todas essas áreas do saber afins à pavimentação dão embasamentos aos conceitos necessários para termos pavimentos rodoviários, aeroportuários e urbanos mais econômicos, com melhor desempenho e mais duráveis para cada situação.

Como toda obra de pavimentação, não faltou neste caso a consultoria e o controle de qualidade, exercidos com competência e elegância pelos colegas aqui reconhecidos por seus valiosos comentários e sugestões: Dra. Leni Figueiredo Mathias Leite

e Eng. Luis Alberto do Nascimento (Centro de Pesquisa da Petrobras), Eng. Ilonir Antonio Tonial (Petrobras Distribuidora), Eng. Armando Morilha Júnior (Abeda), Prof. Dr. Glauco Túlio Pessa Fabbri (Escola de Engenharia de São Carlos/Universidade de São Paulo), Prof. Sérgio Armando de Sá e Benevides (Universidade Federal do Ceará), Prof. Álvaro Vieira (Instituto Militar de Engenharia) e Eng. Alfredo Monteiro de Castro Neto (Desenvolvimento Rodoviário S.A.).

A experiência de escrever este livro a oito mãos foi deveras enriquecedora, construindo-o em camadas, com materiais convencionais e alternativos, cuidadosamente analisados, compatibilizando-se sempre as espessuras das camadas e a qualidade dos materiais. No livro, competências e disponibilidades de tempo foram devidamente dosadas entre os quatro autores. Um elemento presente foi o uso de textos anteriormente escritos pelos quatro autores em co-autoria com seus respectivos alunos e colegas de trabalho, sendo estes devidamente referenciados.

Por fim, tal qual uma estrada, por melhor que tenha sido o projeto e a execução, esta obra está sujeita a falhas, e o olhar atento dos pares ajudará a realizar a manutenção no momento apropriado. O avanço do conhecimento na fascinante área de pavimentação segue em alta velocidade e, portanto, alguns trechos da obra talvez mereçam restauração num futuro não distante. Novos trechos devem surgir. Aos autores e aos leitores cabe permanecer viajando nas mais diversas estradas, em busca de paisagens que ampliem o horizonte do conhecimento. Aqui, espera-se ter pavimentado mais uma via para servir de suporte a uma melhor compreensão da engenharia rodoviária. Que esta via estimule novas vias, da mesma forma que uma estrada possibilita a construção de outras tantas.

Os autores

NOTA IMPORTANTE: Os quatro autores participaram na seleção do conteúdo, na organização e na redação de todos os onze capítulos, e consideram suas respectivas contribuições ao livro equilibradas. A ordem relativa à co-autoria levou em consideração tão somente a coordenação da produção do livro.

1 Introdução

1.1 PAVIMENTO DO PONTO DE VISTA ESTRUTURAL E FUNCIONAL

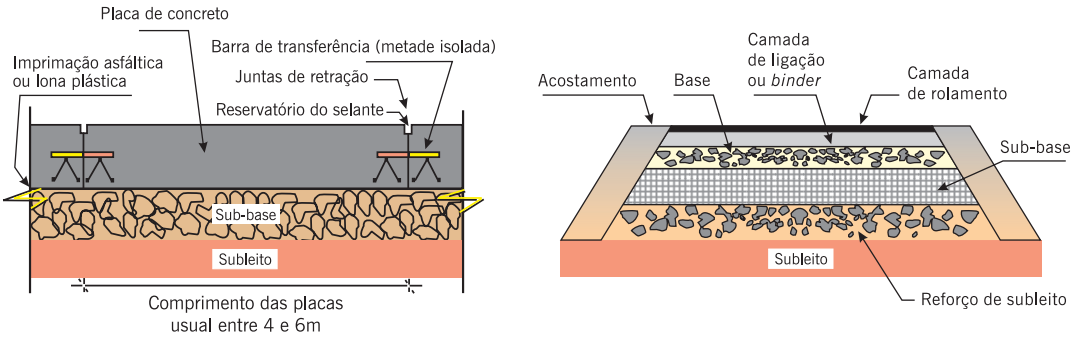
Pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança.

O pavimento rodoviário classifica-se tradicionalmente em dois tipos básicos: *rígidos* e *flexíveis*. Mais recentemente há uma tendência de usar-se a nomenclatura pavimentos de concreto de cimento Portland (ou simplesmente concreto-cimento) e pavimentos asfálticos, respectivamente, para indicar o tipo de revestimento do pavimento.

Os pavimentos de concreto-cimento são aqueles em que o revestimento é uma placa de concreto de cimento Portland. Nesses pavimentos a espessura é fixada em função da resistência à flexão das placas de concreto e das resistências das camadas subjacentes. As placas de concreto podem ser armadas ou não com barras de aço – Figura 1.1(a). É usual designar-se a subcamada desse pavimento como sub-base, uma vez que a qualidade do material dessa camada equivale à sub-base de pavimentos asfálticos.

Os pavimentos asfálticos são aqueles em que o revestimento é composto por uma mistura constituída basicamente de agregados e ligantes asfálticos. É formado por quatro camadas principais: revestimento asfáltico, base, sub-base e reforço do subleito. O revestimento asfáltico pode ser composto por camada de rolamento – em contato direto com as rodas dos veículos e por camadas intermediárias ou de ligação, por vezes denominadas de *binder*, embora essa designação possa levar a uma certa confusão, uma vez que esse termo é utilizado na língua inglesa para designar o ligante asfáltico. Dependendo do tráfego e dos materiais disponíveis, pode-se ter ausência de algumas camadas. As camadas da estrutura repousam sobre o subleito, ou seja, a plataforma da estrada terminada após a conclusão dos cortes e aterros – Figura 1.1(b).

O revestimento asfáltico é a camada superior destinada a resistir diretamente às ações do tráfego e transmiti-las de forma atenuada às camadas inferiores, impermeabilizar o pavimento, além de melhorar as condições de rolamento (conforto e segurança). Os diversos materiais que podem constituir esse revestimento são objeto deste livro. As tensões e deformações induzidas na camada asfáltica pelas cargas do tráfego estão associadas ao trincamento por fadiga dessa camada. Ela ainda pode apresentar trincamento por envelhecimento do ligante asfáltico, ação climática etc. Parte de problemas



(a) Concreto-cimento (corte longitudinal) **(b) Asfáltico (corte transversal)**

Figura 1.1 Estruturas de pavimentos

relacionados à deformação permanente e outros defeitos pode ser atribuída ao revestimento asfáltico. Nos pavimentos asfálticos, as camadas de base, sub-base e reforço do subleito são de grande importância estrutural. Limitar as tensões e deformações na estrutura do pavimento (Figura 1.2), por meio da combinação de materiais e espessuras das camadas constituintes, é o objetivo da mecânica dos pavimentos (Medina, 1997).

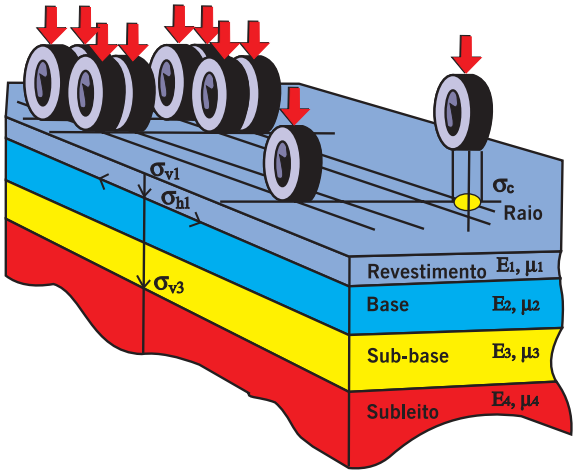


Figura 1.2 Ilustração do sistema de camadas de um pavimento e tensões solicitantes (Albernaz, 1997)

Os revestimentos asfálticos são constituídos por associação de agregados e de materiais asfálticos, podendo ser de duas maneiras principais, por penetração ou por mistura. Por penetração refere-se aos executados através de uma ou mais aplicações de material asfáltico e de idêntico número de operações de espalhamento e compressão de camadas de agregados com granulometrias apropriadas. No revestimento por mistura, o agregado é pré-envolvido com o material asfáltico, antes da compressão. Quando o pré-envolvimento é feito na usina denomina-se pré-misturado propriamente dito. Quando o pré-envolvimento é feito na pista denomina-se pré-misturado na pista. Os diferentes tipos de revestimento serão abordados em maior detalhe no Capítulo 4.

1.2 UM BREVE HISTÓRICO DA PAVIMENTAÇÃO

Embora este livro apresente fundamentalmente aspectos técnicos relativos a pavimentos asfálticos, o seu caráter didático levou os autores a abordarem, mesmo que de forma resumida, um histórico da pavimentação. A literatura é vasta no assunto, freqüentemente objeto de trabalho de profissionais dedicados à historiografia desse tipo de construção. De forma alguma é intenção apresentar aqui um texto de referência, mas apenas uma coletânea de informações selecionadas a partir de trabalhos nacionais e internacionais específicos no assunto e recomendados ao leitor mais interessado.

No Brasil, Bittencourt (1958) apresenta um memorável apanhado dessa história desde os primeiros povos organizados até o início do século XX. Destaca-se também o esforço de Prego (2001) de concluir a ação iniciada em 1994 pela Associação Brasileira de Pavimentação, por meio de sua Comissão para Elaborar a Memória da Pavimentação, que nomeou inicialmente o engenheiro Murillo Lopes de Souza para escrever sobre o tema.

Percorrer a história da pavimentação nos remete à própria história da humanidade, passando pelo povoamento dos continentes, conquistas territoriais, intercâmbio comercial, cultural e religioso, urbanização e desenvolvimento. Como os pavimentos, a história também é construída em camadas e, freqüentemente, as estradas formam um caminho para examinar o passado, daí serem uma das primeiras buscas dos arqueólogos nas explorações de civilizações antigas.

Uma das mais antigas estradas pavimentadas implantadas não se destinou a veículos com rodas, mas a trenós para o transporte de cargas. Para a construção das pirâmides no Egito (2600-2400 a.C.), foram construídas vias com lajões justapostos em base com boa capacidade de suporte. O atrito era amenizado com umedecimento constante por meio de água, azeite ou musgo molhado (Saunier, 1936). Alguns exemplos de estradas de destaque da antigüidade são descritos a seguir.

Na região geográfica histórica do Oriente Médio, nos anos 600 a.C., a Estrada de Semíramis cruzava o rio Tigre e margeava o Eufrates, entre as cidades da Babilônia (região da Mesopotâmia – em grego, região entre rios – que abrangia na antigüidade aproximadamente o que é hoje o território do Iraque) e Ecbatana (reino da Média, no planalto iraniano). Na Ásia Menor, ligando Iônia (Éfeso) do Império Grego ao centro do Império Persa, Susa (no Irã de hoje), há registro da chamada Estrada Real (anos 500 a.C.), que era servida de postos de correio, pousadas e até pedágio, tendo mais de 2.000km de extensão. À época de Alexandre, o Grande (anos 300 a.C.), havia a estrada de Susa até Persépolis (aproximadamente a 600km ao sul do que é hoje Teerã, capital do Irã), passando por um posto de pedágio, as Portas Persas, possibilitando o tráfego de veículos com rodas desde o nível do mar até 1.800m de altitude.

Bittencourt (1958) registra diversas referências históricas de estradas construídas na antigüidade e que atendiam à Assíria (reino também na Mesopotâmia) e à Babilônia, bem como velhos caminhos da Índia e da China, mesmo aqueles considerados apenas itinerários, e identificados a partir de estudos arqueológicos, históricos, agrícolas e

lingüísticos. Entre esses caminhos, merece destaque a chamada Estrada da Seda, uma das rotas de comércio mais antigas e historicamente importantes devido a sua grande influência nas culturas da China, Índia, Ásia e também do Ocidente. Sua localização é na região que separa a China da Europa e da Ásia, nas proximidades de um dos mais hostis ambientes do planeta, o deserto de Taklimakan, cercado ao norte pelo deserto de Gobi e nos outros três extremos pelas maiores cadeias de montanha do mundo, Himalaia, Karakorum e Kunlun. A Estrada da Seda não existia apenas com o propósito do comércio da seda, mas de diversas outras mercadorias como ouro, marfim, animais e plantas exóticas. Wild (1992) aponta que o bem mais significativo carregado nessa rota não era a seda, mas a religião, o budismo. O apogeu da estrada foi na dinastia Tang (anos 600 d.C.) e, após um período de declínio, voltou a se tornar importante com o surgimento do Império Mongol sob a liderança de Gêngis Khan (anos 1200 d.C.), por ser o caminho de comunicação entre as diversas partes do império. Um dos visitantes mais conhecidos e com melhor documentação na história da estrada foi Marco Pólo, negociante veneziano, que iniciou suas viagens com apenas 17 anos em 1271 (Bohong, 1989). O declínio da estrada se deu ainda no século XIII com o crescimento do transporte marítimo na região. O interesse na rota ressurgiu no final do século XIX após expedições arqueológicas européias.

Muitas das estradas da antigüidade, como a de Semíramis, transformaram-se na modernidade em estradas asfaltadas. Embora seja reconhecida a existência remota de sistemas de estradas em diversas partes do globo, construídas para fins religiosos (peregrinações) e comerciais, foi atribuída aos romanos a arte maior do planejamento e da construção viária. Visando, entre outros, objetivos militares de manutenção da ordem no vasto território do império, que se iniciou com Otaviano Augusto no ano 27 a.C., deslocando tropas de centros estratégicos para as localidades mais longínquas, os romanos foram capazes de implantar um sistema robusto construído com elevado nível de critério técnico. Vale notar que o sistema viário romano já existia anteriormente à instalação do império, embora o mesmo tenha experimentado grande desenvolvimento a partir de então. Portanto, há mais de 2.000 anos os romanos já possuíam uma boa malha viária, contando ainda com um sistema de planejamento e manutenção. A mais extensa das estradas contínuas corria da Muralha de Antonino, na Escócia, a Jerusalém, cobrindo aproximadamente 5.000km (Hagen, 1955).

Chevallier (1976) aponta que não havia uma construção padrão para as estradas romanas, embora características comuns sejam encontradas. As informações hoje disponíveis advêm fundamentalmente das vias remanescentes. De documentos antigos do século I, sabe-se que as vias eram classificadas de acordo com a sua importância, sendo as mais importantes as vias públicas do Estado (*viae publicae*), seguidas das vias construídas pelo exército (*viae militare*), que eventualmente se tornavam públicas; das vias locais ou *actus*, e finalmente das vias privadas ou *privatae* (Adam, 1994). Semelhantemente aos dias de hoje, as vias eram compostas por uma fundação e uma camada de superfície, que variavam de acordo com os materiais disponíveis e a qualidade do terreno natural.

No que diz respeito à geometria, as vias romanas eram traçadas geralmente em linhas retas. Embora fosse comum que seguissem o curso de um riacho ou rio, as vias não possuíam o traçado suave como é usual nos dias de hoje, sendo compostas por pequenos trechos retos que mudavam de direção com a forma do terreno (Margary, 1973). Destaque-se que à época os veículos possuíam eixos fixos, sendo, portanto, as curvas incômodas para as manobras.

Havia uma grande preocupação com aterros e drenagem. Em geral a fundação era formada por pedras grandes dispostas em linha de modo a proporcionar uma boa plataforma e ainda possibilitar a drenagem. A camada intermediária era então colocada sobre a fundação sólida. De acordo com Margary (1973), é comum encontrar-se areia nessa camada intermediária, misturada ou não com pedregulho ou argila, a fim de adicionar resiliência ao pavimento. A última camada de superfície varia bastante; entretanto a maioria possui pedras nas bordas formando uma espécie de meio-fio (Adam, 1994). É comum o uso de pedregulhos, sílex e outras pedras quebradas (Margary, 1973). A grande variabilidade das estradas romanas se deve exatamente à disponibilidade ou não desses materiais.

A partir do século II, placas de pedras maiores começaram a ser mais usadas, em especial nas cidades principais (Adam, 1994). Nas localidades nas quais se trabalhava o ferro, o resíduo da produção era usado na superfície das estradas servindo de material ligante das pedras e agregados, formando assim uma espécie de placa. Chevallier (1976) aponta que embora atualmente se observem superfícies de estradas romanas antigas recobertas com pedras não-conectadas, é provável que o tempo e o tráfego tenham retirado o material ligante. Investigações indicam que a espessura da camada de superfície variava de 5 a 7,5cm nos casos mais delgados, até situações em que se constata uma espessura variável, de 60cm no centro da via a poucos centímetros nas bordas. Espessuras maiores são encontradas próximas a pontes, sendo atribuídas ao preenchimento necessário para nivelar a estrada (Margary, 1973). Há vários casos de sucessivas camadas de recapeamento levando o pavimento a atingir cerca de 1 a 1,5m de espessura (Chevallier, 1976). A superfície possui ainda grande declividade a partir do centro, chegando a valores de caimento de 30cm para 4,5m de largura, ou seja, uma declividade superior a 6%.

Das vias romanas, a mais conhecida de todas, a Via Ápia, foi a primeira a ser nomeada em homenagem ao seu construtor, Appius Claudius, que a criou em 312 a.C., durante a segunda Guerra Samnita. O objetivo era ligar Roma a Cápua (195km), permitindo ao exército romano chegar rapidamente, durante o período não-invernoso, às áreas de Campania e Samnium, retornando a Roma no inverno. A via atravessa os pântanos de Pontino por meio de um aterro de 28km construído sobre estrado de pranchas de madeira. Após o sucesso da Via Ápia, foi realizada uma série de outros projetos viários. A Figura 1.3(a) traz uma foto nos dias atuais da Via Ostiense que ligava Óstia a Roma; a Figura 1.3(b) mostra uma via urbana em Pompéia, no sul da Itália, onde entrou em erupção o vulcão Vesúvio em 79 d.C. Observa-se nessa foto que as vias eram pavimentadas com pedras

(a) Via Ostiense, ligando Óstia a Roma

(b) Via urbana em Pompéia, Itália

Figura 1.3 Vias romanas

devidamente intervaladas para permitir a circulação dos veículos rodantes; as calçadas para pedestres utilizavam a mesma técnica.

A partir da queda do Império Romano em 476 d.C., e durante os séculos seguintes, as novas nações européias fundadas perderam de vista a construção e a conservação das estradas. A França foi a primeira, desde os romanos, a reconhecer o efeito do transporte no comércio, dando importância à velocidade de viagem (Mascarenhas Neto, 1790). Carlos Magno, no final dos anos 700 e início dos anos 800, modernizou a França, semelhantemente aos romanos, em diversas frentes: educacional, cultural e também no que diz respeito ao progresso do comércio por meio de boas estradas (Bely, 2001). Mascarenhas Neto (1790) aponta os séculos X a XII como de pouco cuidado com os Caminhos Reais da França, sendo esse descuido uma das causas da decadência do comércio e das comodidades da Europa civilizada. O mesmo autor aponta uma mudança significativa no reinado de Felipe Augusto (1180-1223), a partir do qual a França passa a ter novamente a preocupação de construir novas estradas e conservá-las. O autor indica a legislação francesa pertinente ao longo dos anos até a data de sua obra, 1790. Aponta ainda que os ingleses, observando a forma como eram calçados os caminhos da França, conseguiram então construir as vias mais cômodas, duráveis e velozes da Europa, o que foi importante para o progresso da indústria e comércio do país.

A partir da experiência praticada na Inglaterra, Escócia e França, e de sua própria experiência nas províncias de Portugal, Mascarenhas Neto (1790) apresenta um *Tratado para construção de estradas*, uma preciosa referência para o meio rodoviário. Destaca o autor a facilidade de se encontrar em todas as províncias do reino de então, na superfície ou em minas, o saibro, o tufo, terras calcárias e arenosas, podendo, assim, construir em Portugal estradas com menos despesas do que na Inglaterra e na França.

Já à época havia uma grande preocupação com diversos aspectos hoje sabidamente importantes de se considerar para uma boa pavimentação (trechos extraídos de Mascarenhas Neto, 1790):

- *drenagem e abaulamento*: "o convexo da superfície da estrada é necessário para que as águas, que chovem sobre ela, escorram mais facilmente para os fossos, por ser esta expedição mais conveniente à solidez da estrada";
- *erosão*: "quando o sítio não contém pedra, ou que ela não se consegue sem longo carreto, pode suprir-se formando os lados da estrada com um marachão de terra de grossura de quatro pés, na superfície do lado externo, formando uma escarpa; se devem semear as gramas ou outras quaisquer ervas, das que enlaçam as raízes";
- *distância de transporte*: "o carreto de terras, que faz a sua maior mão-de-obra";
- *compactação*: "é preciso calcar artificialmente as matérias da composição da estrada, por meio de rolos de ferro";
- *sobrecarga*: "devia ser proibido, que em nenhuma carroça de duas rodas se pudessem empregar mais de dois bois, ou de duas bestas, e desta forma se taxava a excessiva carga; liberdade para o número de forças vivas, empregadas nos carros de quatro rodas, ... peso então se reparte, e causa menos ruína";
- *marcação*: "todas as léguas devem estar assinaladas por meio de marcos de pedra".

O autor discorre ainda sobre temas como a importância de se ter na estrada em construção uma casa móvel com ferramentas, máquinas e mantimentos, e até sobre a disciplina de trabalho e a presença de um administrador (fiscal). É dedicado um capítulo específico à conservação das estradas no qual se coloca entre as obrigações "vigiar qualquer pequeno estrago, que ou pelas chuvas, ou pelo trilho dos transportes, principia a formar-se no corpo da estrada, nos caixilhos, nos fossos e nos aquedutos". Finalmente o autor discorre sobre os fundos específicos para construção e administração das estradas, reconhecendo a importância do pedágio em alguns casos: "A contribuição de Barreira é evidentemente o melhor meio para a construção das estradas, e como tal se tem estabelecido legitimamente na Inglaterra"; mas não em todos, "pela pouca povoação, ou pela pouca afluência de viajantes nacionais, e estrangeiros, a maior parte das estradas de Portugal não são suscetíveis de semelhante meio".

Na América Latina, merecem destaque as estradas construídas pelos incas, habitantes da região hoje ocupada pelo Equador, Peru, norte do Chile, oeste da Bolívia e noroeste da Argentina. O alemão Alexander Von Humboldt, combinação de cientista e viajante que durante os anos de 1799 e 1804 realizou expedições científicas por várias partes da América do Sul, qualifica as estradas dos incas como "os mais úteis e estupendos trabalhos realizados pelo homem". O império incaico se inicia em 1438, sendo invadido por Francisco Pizarro em 1532, quando cai sob o domínio espanhol. A avançada civilização inca construiu um sistema de estradas que abrangia terras hoje da Colômbia até o Chile e a Argentina, cobrindo a região árida do litoral, florestas, até grandes altitudes na Cordilheira dos Andes. Havia duas estradas principais correndo no sentido longitudinal:

uma serrana com cerca de 4.350km e outra costeira com cerca de 3.900km. Interligando-as havia um elaborado sistema de vias transversais, sendo o total da rede viária estimado em pelo menos 17.000km, embora se encontrem textos apontando números de até 40.000km. A largura das estradas varia de 1,0m nos caminhos para pedestres e lhamas a 16,0m nas estradas militares. Foram construídas sempre acima do nível dos rios fugindo do alcance de inundações. Hagen (1955) apresenta o resultado primoroso de sua excursão de dois anos pela Estrada Real que percorre o Império Inca.

No Brasil, além dos trabalhos já mencionados de Bittencourt (1958) e Prego (2001), outras publicações tratam da história de estradas, só que de forma específica, como Ribas (2003) e Concer (1997). Um resumo histórico de importantes estradas no país pode ser encontrado em *História das rodovias* (2004). Partindo dessas diversas referências, faz-se aqui uma cronologia de vias emblemáticas de modo a tentar ilustrar a história da pavimentação no país.

Uma das primeiras estradas reportadas tem início em 1560, à época do terceiro governador-geral do Brasil, Mem de Sá. Trata-se do caminho aberto para ligar São Vicente ao Planalto Piratininga. Em 1661, o governo da Capitania de São Vicente recuperou esse caminho, construindo o que foi denominada *Estrada do Mar* (ou *Caminho do Mar*), permitindo assim o tráfego de veículos. Hoje a estrada também é conhecida como *Estrada Velha do Mar* (Figura 1.4). Em 1789, a estrada foi recuperada, sendo a pavimentação no trecho da serra feita com lajes de granito, a chamada Calçada de Lorena, ainda hoje em parte preservada. A Estrada do Mar emprestou parte do seu traçado para a construção da *Estrada da Maioridade*, em homenagem à maioridade de D. Pedro II, iniciada em 1837 e concluída em 1844. Em 1913, iniciou-se novamente uma recuperação, mas a estrada foi posteriormente abandonada devido à concorrência da linha férrea. Em 1920, foi criada a *Sociedade Caminho do Mar*, responsável pela reconstrução da estrada e estabelecimento de pedágio e, em 1922, o seu trecho mais íngreme foi pavimentado com concreto. Em 1923, foi abolido o pedágio pelo governo de São Paulo que comprou a *Sociedade Caminho do Mar*. Era presidente de São Paulo, Washington Luiz, que foi presidente da República de 1926 a 1930, sendo sua a célebre frase "governar é abrir estradas".

Figura 1.4 Estrada do Mar (*História das rodovias*, 2004)

A *Estrada Real* (Figura 1.5), designação usada em Minas Gerais, ou *Caminho do Ouro* (designação usada em Paraty, RJ) tem sua origem atribuída a uma trilha usada pelos índios goianás anteriormente à chegada dos portugueses, daí Trilha Goianá ser também uma designação do caminho, entre outras. A estrada possui dois caminhos, o velho, que liga Ouro Preto (MG) a Paraty (RJ), e o mais novo, que segue do Rio de Janeiro a Diamantina (MG), também passando por Ouro Preto. Ribas (2003), em uma rica cronologia comentada, indica que em 1660, Salvador Correia de Sá e Benevides, então governador e administrador geral das Minas (região que englobava o Rio de Janeiro, São Paulo e Espírito Santo), deu a ordem de "abrir e descobrir" a trilha dos goianás, com a intenção de facilitar a ligação do Rio de Janeiro e São Paulo. Calçado para transportar o ouro das minas no século XVIII, melhorado para transportar o café no século XIX, o caminho foi abandonado e esquecido no século XX. Já no século XXI, o Caminho do Ouro está sendo reestruturado de modo a viabilizar a utilização turística dessa importante veia da história do Brasil.

Figura 1.5 Resquícios do Caminho do Ouro ou Estrada Real e pavimentação urbana em Paraty, RJ

Em 1841, D. Pedro II encarregou o engenheiro alemão Júlio Frederico Koeler de construir um caminho de Porto da Estrela (RJ) a Petrópolis (*História das rodovias*, 2004). Surgiu assim a *Estrada Normal da Serra da Estrela*, existente até hoje. Em 1854, facilitando o percurso Rio de Janeiro-Petrópolis, a estrada passava a ser usada de forma conjunta com a primeira ferrovia do Brasil, ligando Porto Mauá à Raiz da Serra (RJ), inaugurada graças ao empreendedorismo de Irineu Evangelista de Souza, o barão de Mauá. A viagem até Petrópolis era iniciada por via marítima até Porto Mauá, depois por trem até Raiz da Serra, seguindo por diligência na Estrada Normal da Serra da Estrela.

Concer (1997) apresenta um belo trabalho, a partir do livro do fotógrafo do imperador, o francês Revert Henrique Klumb (Klumb, 1872), sobre a história da *Estrada de Rodagem União e Indústria*, ligando Petrópolis (RJ) a Juiz de Fora (MG), sendo a primeira rodovia concessionada do Brasil (Figura 1.6). Idealizada pelo comendador Mariano Procópio e inaugurada por D. Pedro II em 1860 é a primeira estrada brasileira a usar macadame como base/revestimento. Até então era usual o calçamento de ruas com pedras importadas de Portugal. Com uma largura de 7m, leito ensaibrado e compactado, macadame incluindo pedra passando na peneira de 5" de malha quadrada (Prego, 2001), cuidadosamente drenada, inclusive com valetas de alvenaria, várias obras de arte, esta

estrada tinha um traçado que permitia a então impressionante velocidade de 20km/h das diligências. Muito além do seu percurso de 144km, a União e Indústria representa um marco na modernização da pavimentação e do país. Sua construção envolveu o levantamento de capital em Londres e no Rio de Janeiro. Da antiga estrada ainda restam pontes e construções, incluindo o Museu Rodoviário, onde se pode aprender mais sobre a história da estrada em questão e do rodoviarismo brasileiro. A estrada original está hoje alterada e absorvida em alguns trechos pela BR-040/RJ.

Figura 1.6 Estrada União e Indústria – foto à época de sua construção (Concer, 1997)

Durante o Império (1822-1889) foram poucos os desenvolvimentos nos transportes do Brasil, principalmente o transporte rodoviário. No início do século XX, havia no país 500km de estradas com revestimento de macadame hidráulico ou variações, sendo o tráfego restrito a veículos de tração animal (Prego, 2001). Em 1896 veio da Europa para o Brasil o primeiro veículo de carga. Em 1903 foram licenciados os primeiros carros particulares e em 1906 foi criado o Ministério da Viação e Obras Públicas. Em 1909 o automóvel Ford modelo T foi lançado nos Estados Unidos por Henry Ford, sendo a *Ford Motor Company* instalada no Brasil em 1919. Em 1916 foi realizado o I Congresso Nacional de Estradas de Rodagem no Rio de Janeiro.

Em 1928 foi inaugurada pelo presidente Washington Luiz a Rodovia Rio-São Paulo, com 506km de extensão, representando um marco da nova política rodoviária federal. Em 1949, quando da entrega da pavimentação de mais um trecho da que era conhecida como BR-2, a rodovia passou a se chamar Presidente Dutra. Também em 1928 foi inaugurada pelo presidente a Rio-Petrópolis.

Destaca-se em 1937 a criação, pelo presidente Getúlio Vargas, do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), subordinado ao Ministério de Viação e Obras Públicas. Na década de 1940 observou-se um avanço de pavimentação fruto da tecnologia desenvolvida durante a 2ª Guerra Mundial. Em 1942, houve o contato de engenheiros brasileiros com engenheiros norte-americanos que construíram pistas de aeroportos e estradas de acesso durante a guerra utilizando o então recém-desenvolvido ensaio

California Bearing Ratio (CBR). Neste ano o Brasil possuía apenas 1.300km de rodovias pavimentadas, uma das menores extensões da América Latina.

O grande impulso na construção rodoviária brasileira ocorreu nas décadas de 1940 e 1950, graças à criação do Fundo Rodoviário Nacional (FRN) em 1946, oriundo do imposto sobre combustíveis líquidos. Destaque-se ainda a criação da Petrobras em 1953.

O ano de 1950 foi destacado por Prego (2001) como o início da execução de pavimentos em escala industrial e da organização de grandes firmas construtoras. Anteriormente, embora já existisse o Laboratório Central do DNER, não havia ainda procedimentos amplamente aceitos para a aplicação das tecnologias rodoviárias. Isto tanto é verdadeiro que a pavimentação da Presidente Dutra, em 1950, foi feita sem estudo geotécnico, com espessuras constantes de 35cm, sendo 20cm de base de macadame hidráulico e 15cm de um revestimento de macadame betuminoso por penetração dosado pela regra "a quantidade de ligante é a que o agregado pede". Em alguns trechos se adotou pavimento de concreto de cimento Portland. Registre-se, contudo, já nesta obra os esforços de alguns engenheiros para implantação de métodos de projeto e controle.

Na década de 1950 foi feito um programa de melhoria das estradas vicinais, incluindo a abertura e melhoramento de estradas no Nordeste como forma de aliviar a precária situação dessa região castigada por secas periódicas. Em 1955 entrou em funcionamento a fábrica de asfalto da Refinaria Presidente Bernardes da Petrobras, com capacidade de 116.000t/ano. Em 1956, a indústria automobilística foi implantada no país. O governo de Juscelino Kubitschek (1956-1961) impulsionou o rodoviarismo aumentando sobremaneira a área pavimentada do país. Em 1958 e 1959, foram criados, respectivamente, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), no âmbito do CNPq, atuando em colaboração com o DNER, e a Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv). Brasília foi inaugurada em 1960.

Durante o governo militar (1964-1984), entre os projetos de estradas de destaque estão a Rodovia Transamazônica e a Ponte Rio-Niterói. Em 1985, o Brasil contava com aproximadamente 110.000km de rodovias pavimentadas, saltando em 1993 para aproximadamente 133.000km, conforme indica a evolução da rede rodoviária ilustrada na Tabela 1.1, que não inclui a rede viária municipal, responsável pela grande malha não-pavimentada no país. Números de 2005 apontam 1.400.000km de rodovias não-pavimentadas (federais, estaduais e municipais) e 196.000km de rodovias pavimentadas, sendo 58.000km federais, 115.000km estaduais e 23.000km municipais. Esse percentual (de cerca de 10% de vias pavimentadas) contrasta com um percentual nos Estados Unidos e na Europa de mais de 50% e de uma média na América do Sul superior a 20%.

Para ilustrar o atraso do país em relação aos investimentos na área de infra-estrutura, principalmente na pavimentação, em 1998 o consumo de asfalto por ano nos Estados Unidos era de 27 milhões de toneladas, tendo ultrapassado 33 milhões em 2005. No Brasil, somente nos últimos 2 anos é que este consumo retomou a marca de 1998 de cerca de 2 milhões de toneladas por ano. Levando-se em consideração que os dois países têm áreas semelhantes, de 9,8 e 8,5 milhões de km^2, respectivamente, fica clara a condição precária de desenvolvimento do país neste aspecto.

TABELA 1.1 EVOLUÇÃO DA REDE RODOVIÁRIA FEDERAL E ESTADUAL (KM)

Ano	FEDERAL			ESTADUAL		
	Pavimentada	Não-pavimentada	Total	Pavimentada	Não-pavimentada	Total
1970	24.146	27.394	51.540	24.431	105.040	129.471
1975	40.190	28.774	68.964	20.641	86.320	106.961
1980	39.685	19.480	59.165	41.612	105.756	147.368
1985	46.455	14.410	60.865	63.084	100.903	163.987
1990	50.310	13.417	63.727	78.284	110.769	189.053
1993	51.612	13.783	65.395	81.765	110.773	192.538
2003	57.143	14.049	71.192	84.352	111.410	195.762
2005	58.149	14.651	72.800	98.377	109.963	208.340
2007	61.304	13.636	74.940	106.548	113.451	219.999

Fonte: Ministério dos Transportes - http://www.transportes.gov.br/bit/inrodo.htm

O programa de concessões no país iniciou-se em 1996 e essas vêm apresentando qualidade superior quando comparadas às vias não-concessionadas, numa clara indicação de que há tecnologia no país para produção de vias duráveis e de grande conforto ao rolamento. Em 2007 a malha concedida nas esferas federais, estaduais e municipais era da ordem de 9.500 km.

1.3 SITUAÇÃO ATUAL DA PAVIMENTAÇÃO NO BRASIL

Levantamentos recorrentes da Confederação Nacional do Transporte – CNT têm considerado a grande maioria dos pavimentos do Brasil de baixo conforto ao rolamento, incluindo muitos trechos concessionados da malha federal. Estima-se de 1 a 2 bilhões de reais, por ano, para manutenção das rodovias federais. Acredita-se que seriam necessários R$ 10 bilhões para recuperação de toda a malha viária federal. Nas últimas décadas, o investimento em infra-estrutura rodoviária se encontra bem aquém das necessidades do país, havendo uma crescente insatisfação do setor produtivo com esse nível de investimento. Observa-se que os bens produzidos no país podem ser mais competitivos na fase de produção, mas perdem competitividade, notadamente, no quesito infra-estrutura de transportes, devido a uma matriz modal deficiente, onde as estradas (principal meio de escoamento da produção nacional) encontram-se em estado tal que não são capazes de atender as necessidades de transporte de carga nacionais. Essa realidade nos torna pouco competitivos no mercado exterior e cria uma situação econômica nacional insustentável.

Segundo dados do Geipot, 2001, aproximadamente 60% do transporte de cargas realizado no Brasil é rodoviário. O modal ferroviário responde por 21%, o aquaviário por

14%, o dutoviário por 5% e o aéreo por menos de 1%. O modal de transporte rodoviário encontra-se em parte em estado deficiente, sendo os investimentos nas rodovias prioritários neste momento, não apenas por ser o modal mais utilizado, mas por exigir menor investimento quando comparado aos demais modais. Destaque-se ainda que pelo modal rodoviário circulam 96% dos passageiros.

De acordo com a pesquisa da CNT publicada em 2004, a malha rodoviária brasileira encontra-se em condições insatisfatórias aos usuários tanto quanto ao desempenho, quanto à segurança e à economia. Já em 1997, a pesquisa CNT apontava que 92,3% das estradas brasileiras avaliadas na pesquisa eram classificadas como deficientes/ruins/péssimas em seu estado geral. Em 2004, esse índice ficou em 74,7%, e em 2009, 69,0% de regular/ruim/péssimo. Observa-se uma leve melhoria, mas de forma muito lenta. Ressalta-se que, nos três quesitos avaliados na pesquisa, ou seja, pavimento, sinalização e geometria da via, a qualidade do pavimento está estabilizada com aproximadamente 55% de regular/ruim/péssimo desde 2004.

A competitividade da economia brasileira é prejudicada pela falta de investimento em infra-estrutura, uma vez que isso acarreta um número crescente de acidentes, desperdício de carga e gasto elevado com manutenção e combustíveis. Pelas estimativas da Associação Nacional dos Usuários de Transporte (Anut), o país perde US$ 5 bilhões por ano com a precariedade, principalmente das estradas e dos outros segmentos do transporte. Enquanto a Anut calcula em R$ 24 bilhões anuais os investimentos necessários para ampliar a capacidade do sistema de transportes como um todo para trazer equilíbrio à matriz, o Sindicato Nacional da Indústria da Construção Pesada (Sinicon) estima em R$ 5 bilhões anuais para o país recuperar e pavimentar as principais estradas do país.

O quadro de precária infra-estrutura rodoviária, bem como dos demais modais de transportes, repercute na capacidade produtiva do país contribuindo para o chamado "Custo Brasil". Melhorias na infra-estrutura são viabilizadas por meio de fontes específicas de financiamento. No Brasil, tradicionalmente, o financiamento da infra-estrutura rodoviária se deu por meio dos recursos públicos, principalmente originários de impostos vinculados ou de repasses do Tesouro, previstos nos orçamentos anuais dos estados e da União. De 1948 a 1988 os recursos do Fundo Rodoviário Nacional (FRN) oriundos do imposto sobre combustíveis e lubrificantes, permitiram ao governo federal financiar a construção de rodovias pelos estados, provocando uma expansão da malha pavimentada da ordem de 12% anuais no período de 1956-1980. Em 1975 o panorama começou a ser alterado, com transferência gradativa de parcelas para o Fundo Nacional do Desenvolvimento (FND), chegando a 50% em 1979. Em 1982 esse processo foi ampliado, com a transferência de 100% do FRN para o FND. A partir desse ano a administração do setor rodoviário passou a contar apenas com recursos dos orçamentos anuais, insuficientes para atender a infra-estrutura, e com financiamentos de bancos de desenvolvimento nacionais e internacionais.

Mais recentemente foi criada a CIDE (Contribuição de Intervenção no Domínio Econômico, Lei nº 10.336, de 19 de dezembro de 2001) como o principal mecanismo para

recuperar e ampliar a malha rodoviária. Essa contribuição foi criada com o propósito de financiar o setor de infra-estrutura de transportes, o subsídio ao álcool e ao gás, programas de proteção ao meio ambiente e ao transporte urbano. Incidem sobre a importação e a comercialização de gasolina, diesel, querosene de aviação e outros querosenes, óleos combustíveis, gás liquefeito de petróleo (GLP), inclusive o derivado de gás natural e de nafta, e álcool etílico combustível. De acordo com dados de 2007, a arrecadação total desde 2001 já ultrapassava R$ 43,3 bilhões. Esses números seriam suficientes para recuperação e ampliação das rodovias. Contudo, os recursos da CIDE têm tido outras destinações, além da infra-estrutura viária.

Outras fontes de financiamento potenciais incluem mecanismos tradicionais de médio e longo prazos dos bancos de desenvolvimento, até as sofisticadas opções de investimentos através das Parcerias Público-Privadas ou dos chamados Fundos de Investimentos em Direitos Creditórios – FIDCs, conhecidos também no mercado financeiro como fundos de recebíveis. Atualmente, o Projeto de Lei nº 2.546, de 2003, que trata sobre as Parcerias Público-Privadas (PPP) está tramitando no Congresso Nacional. Não obstante a este fato, alguns estados da Federação já regulamentaram essa modalidade de parceria. Há ainda o caso de Mato Grosso, onde uma iniciativa denominada Consórcios Rodoviários e Agroestradas já possibilitou de 2003 até 2005 a recuperação de 96km da rodovia MT-449 no norte do estado. Iniciativas semelhantes vêm sendo desenvolvidas em outras rodovias no mesmo estado, como é o caso da BR-163. No que diz respeito aos Fundos de Investimentos em Direitos Creditórios (FIDCs), estima-se hoje no Brasil a existência de 19 desses fundos. De acordo com informações do mercado financeiro, esses fundos de recebíveis são administrados por bancos conceituados, instalados no Brasil, que garantem operações com grandes empresas. A criação e a regulamentação dos fundos de recebíveis estão consubstanciadas, respectivamente, na Resolução nº 2.907/01 do Conselho Monetário Nacional e na Instrução nº 356/01, da Comissão de Valores Mobiliários.

1.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como mencionado, são substanciais os gastos com manutenção e reconstrução precoce de nossos pavimentos. Esses gastos são inaceitáveis uma vez que podemos dispor de equipamentos de laboratório e de campo que permitam um melhor entendimento dos materiais e de métodos de projeto teórico-empíricos. A existência de uma infra-estrutura laboratorial e a formação de recursos humanos de alto nível na área torna possível a investigação de materiais alternativos e novas tecnologias para as camadas do pavimento. O cenário exposto torna clara a necessidade de uma discussão ampla das razões do mau estado das vias no país. Para que essa discussão seja conseqüente é necessário o envolvimento efetivo dos diversos elementos da cadeia produtiva da pavimentação asfáltica (produtores e distribuidores de asfalto, fábricas de emulsão, fornecedores de agregados, órgãos rodoviários, empresas de construção pesada, consultoras etc.). Compondo essa

cadeia estão as universidades, atuando em três vertentes fundamentais: (i) ensino, por meio da formação de pessoal; (ii) pesquisa, através do avanço do conhecimento e aprofundamento do entendimento dos fenômenos que regem o comportamento dos materiais de pavimentação e dos pavimentos em serviço; (iii) extensão, por meio da prestação de serviços não-convencionais para solução de problemas específicos. Esses três aspectos – pessoal, conhecimento, serviços especializados – são vitais para uma eficiente cadeia produtiva. No que diz respeito à formação de pessoal, o país é hoje ainda carente de bibliografia consolidada e didática que apresente os conceitos fundamentais da área de pavimentação, em particular dos revestimentos asfálticos. Espera-se que a presente iniciativa contribua para a formação de uma massa crítica em todo o país de modo a possibilitar discussões e ações coordenadas para a pesquisa e o desenvolvimento das diversas tecnologias de pavimentação asfáltica.

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

ADAM, J-P. *Roman building: materials and techniques*. London: B.T. Batsford, 1994.

BELY, L. *The history of France*. Paris: Éditions Jean-Paul Gisserot, 2001.

BITTENCOURT, E.R. *Caminhos e estradas na geografia dos transportes*. Rio de Janeiro: Editora Rodovia, 1958.

BOHONG, J. *In the footsteps of Marco Polo*. Beijing: New World Press, 1989.

CHEVALLIER, R. *Roman roads*. Berkeley, California: UP, 1976.

CONCER – COMPANHIA CONCESSÃO RODOVIÁRIA JUIZ DE FORA-RIO. *Álbum da Estrada União e Indústria*. Rio de Janeiro: Edição Quadrantim G/Concer, 1997.

GEIPOT – GRUPO EXECUTIVO DE INTEGRAÇÃO DA POLÍTICA DE TRANSPORTES. *Anuário estatístico dos transportes*. Ministério dos Transportes. 1970, 1976, 1981, 1986, 1992, 2001.

HAGEN, V.W. *A estrada do sol*. São Paulo: Edições Melhoramentos, 1955.

HISTÓRIA DAS RODOVIAS. 2004. Disponível em: <http://estradas.com.br>. Acesso em: 1/8/2006.

KLUMB, R.H. *Doze horas em diligência*. Guia do viajante de Petrópolis a Juiz de Fora. Rio de Janeiro, 1872.

MALLIAGROS, T.G.; FERREIRA, C.P. *Investimentos, fontes de financiamento e evolução do setor de infra-estrutura no Brasil*: 1950-1996. Rio de Janeiro: Escola de Pós-Graduação em Economia/FGV. Disponível em: <http://www2.fgv.br/professor/ferreira/FerreiraThomas.pdf>. Acesso em: 15/2/2006.

MARGARY, I. *Roman roads in Britain*. London: John Baker, 1973.

MASCARENHAS NETO, J.D. *Methodo para construir as estradas em Portugal*. 1790. Edição fac-similada, impressa em 1985 a partir do original do Arquivo-Biblioteca do ex-Ministério das Obras Públicas.

MEDINA, J. *Mecânica dos pavimentos*. 1. ed. Rio de Janeiro: Coppe/UFRJ, 1997. 380 p.

PREGO, A.S.S. *A memória da pavimentação no Brasil*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação, 2001.

SAUNIER, B.; DOLFUS, C.; GEFFROY, G. *Histoire de la locomotion terrestre*. v. II. Paris: L'Illustration, 1936.

RIBAS, M.C. *A história do Caminho do Ouro em Paraty*. 2. ed. Paraty: Contest Produções Culturais, 2003.

WILD, O. *The silk road*. 1992. Disponível em: <www.ess.uci.edu>. Acesso em: 1/8/2006.

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

1 INTRODUÇÃO

Figura 1.1 Estruturas de pavimentos 10
Figura 1.2 Ilustração do sistema de camadas de um pavimento e tensões solicitantes (Albernaz, 1997) 10
Figura 1.3 Vias romanas 14
Figura 1.4 Estrada do Mar (*História das rodovias*, 2004) 16
Figura 1.5 Resquícios do Caminho do Ouro ou Estrada Real e pavimentação urbana em Paraty, RJ 17
Figura 1.6 Estrada União e Indústria – foto à época de sua construção (Concer, 1997) 18

Tabela 1.1 Evolução da rede rodoviária federal e estadual (km) 20

2
Ligantes asfálticos

2.1 INTRODUÇÃO

O asfalto é um dos mais antigos e versáteis materiais de construção utilizados pelo homem. O *Manual de asfalto* (IA, 1989 versão em português, 2001) lista mais de 100 das principais aplicações desse material, desde a agricultura até a indústria. O uso em pavimentação é um dos mais importantes entre todos e um dos mais antigos também. Na maioria dos países do mundo, a pavimentação asfáltica é a principal forma de revestimento. No Brasil, cerca de 95% das estradas pavimentadas são de revestimento asfáltico, além de ser também utilizado em grande parte das ruas.

Há várias razões para o uso intensivo do asfalto em pavimentação, sendo as principais: proporciona forte união dos agregados, agindo como um ligante que permite flexibilidade controlável; é impermeabilizante, é durável e resistente à ação da maioria dos ácidos, dos álcalis e dos sais, podendo ser utilizado aquecido ou emulsionado, em amplas combinações de esqueleto mineral, com ou sem aditivos.

As seguintes definições e conceituações são empregadas com referência ao material:

- *betume*: comumente é definido como uma mistura de hidrocarbonetos solúvel no bissulfeto de carbono;
- *asfalto*: mistura de hidrocarbonetos derivados do petróleo de forma natural ou por destilação, cujo principal componente é o betume, podendo conter ainda outros materiais, como oxigênio, nitrogênio e enxofre, em pequena proporção;
- *alcatrão*: é uma designação genérica de um produto que contém hidrocarbonetos, que se obtém da queima ou destilação destrutiva do carvão, madeira etc.

Portanto, o asfalto e o alcatrão são materiais betuminosos porque contêm betume, mas não podem ser confundidos porque suas propriedades são bastante diferentes. O alcatrão praticamente não é mais usado em pavimentação desde que se determinou o seu poder cancerígeno, além do fato de sua pouca homogeneidade e baixa qualidade em termos de ligante para pavimentação, derivada da própria forma de obtenção do mesmo.

No que diz respeito à terminologia, há uma preferência dos europeus em utilizar o termo betume para designar o ligante obtido do petróleo, enquanto os americanos, inclusive os brasileiros, utilizam mais comumente o termo asfalto para designar o mesmo material. Veja como exemplo, The Asphalt Institute dos Estados Unidos e a Comissão de Asfalto do Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás que empregam o termo asfalto, e os conhecidos *The*

Shell Bitumen Handbook e o Congresso Eurobitume, europeus, que dão preferência para a outra designação. Os europeus utilizam às vezes o termo *asphalt* para designar a mistura dos agregados com o asfalto (Shell, 2003), o que se designa atualmente no Brasil genericamente de mistura asfáltica e nos Estados Unidos de *asphalt mixture* ou *asphalt mix*.

Com a total predominância atual do ligante proveniente do petróleo na pavimentação, com o abandono do alcatrão, fica aceitável a utilização dos termos betume e asfalto como sinônimos, sendo que a grande facilidade de divulgação dos conhecimentos entre os países hoje em dia faz com que se tenha acesso a informações tanto européias quanto americanas.

Quando o asfalto se enquadra em uma determinada classificação particular, que em geral se baseia em propriedades físicas que pretendem assegurar o bom desempenho do material na obra, ele passa a ser denominado comumente pela sigla CAP – cimento asfáltico de petróleo, seguida de algum outro identificador numérico, como se verá neste capítulo, no item 2.3.

Há ainda os asfaltos naturais, provenientes de "lagos" formados a partir de depósito de petróleo que migraram para a superfície, e após processos naturais de perda de outras frações, resultaram num produto que contém betume e eventualmente materiais minerais. Foram as primeiras e únicas fontes de asfalto para os vários usos nos últimos 5.000 anos até que, no início do século XX, o domínio das técnicas de exploração de petróleo em profundidade e posterior refino tornaram a utilização dos asfaltos naturais restrita. As primeiras pavimentações asfálticas no Brasil empregaram asfalto natural, importado de Trinidad, em barris, nas ruas do Rio de Janeiro em 1908 (Prego, 1999).

2.2 ASFALTO

2.2.1 Natureza

O asfalto utilizado em pavimentação é um ligante betuminoso que provém da destilação do petróleo e que tem a propriedade de ser um adesivo termoviscoplástico, impermeável à água e pouco reativo. A baixa reatividade química a muitos agentes não evita que esse material possa sofrer, no entanto, um processo de envelhecimento por oxidação lenta pelo contato com o ar e a água.

No Brasil utiliza-se a denominação CAP para designar esse produto semi-sólido a temperaturas baixas, viscoelástico à temperatura ambiente e líquido a altas temperaturas, e que se enquadra em limites de consistência para determinadas temperaturas estabelecidas em especificações que serão mostradas mais adiante.

A característica de termoviscoelasticidade desse material manifesta-se no comportamento mecânico, sendo suscetível à velocidade, ao tempo e à intensidade de carregamento, e à temperatura de serviço. O comportamento termoviscoelástico é mais comumente assumido do que o termoviscoplástico, com suficiente aproximação do real comportamento do material. O CAP é um material quase totalmente solúvel em benzeno, tricloroetileno ou em bissulfeto de carbono, propriedade que será utilizada como um dos requisitos de especificação.

2.2.2 Composição química

Os petróleos ou óleos crus diferem em suas propriedades físicas e químicas, variando de líquidos negros viscosos até líquidos castanhos bastante fluidos, com composição química predominantemente parafínica, naftênica ou aromática. Existem perto de 1.500 tipos de petróleo explorados no mundo, porém somente uma pequena porção deles é considerada apropriada para produzir asfalto (Shell, 2003). Como os óleos crus têm composições distintas dependendo de sua origem, os asfaltos resultantes de cada tipo também terão composições químicas distintas.

Os petróleos distinguem-se pela maior ou menor presença de asfalto em sua composição. Petróleos venezuelanos, como o Boscan e o Bachaquero, são reconhecidos mundialmente como os de melhor qualidade para a produção de asfalto para pavimentação (Pinto, 1991; Leite, 1999; Shell, 2003).

Atualmente no Brasil existem petróleos com qualidade semelhante ao Bachaquero que são utilizados para a produção de asfalto. No Brasil e em outros países são raras as plantas de produção de asfalto a partir de um único petróleo, sendo mais comum unidades de refino que produzem asfalto a partir da mistura de diversos petróleos.

Os CAPs são constituídos de 90 a 95% de hidrocarbonetos e de 5 a 10% de heteroátomos (oxigênio, enxofre, nitrogênio e metais – vanádio, níquel, ferro, magnésio e cálcio) unidos por ligações covalentes. Os cimentos asfálticos de petróleos brasileiros têm baixo teor de enxofre e de metais, e alto teor de nitrogênio, enquanto os procedentes de petróleos árabes e venezuelanos têm alto teor de enxofre (Leite, 1999).

A composição química é bastante complexa sendo que o número de átomos de carbono por molécula varia de 20 a 120. A composição química do CAP tem influência no desempenho físico e mecânico das misturas asfálticas, mas sua maior influência será nos processos de incorporação de agentes modificadores tais como os polímeros, como será visto mais adiante neste capítulo, no item 2.4.

Uma análise elementar dos asfaltos manufaturados pode apresentar as seguintes proporções de componentes (Shell, 2003): carbono de 82 a 88%; hidrogênio de 8 a 11%; enxofre de 0 a 6%; oxigênio de 0 a 1,5% e nitrogênio de 0 a 1%. A composição varia com a fonte do petróleo, com as modificações induzidas nos processos de refino e durante o envelhecimento na usinagem e em serviço. A Tabela 2.1 mostra um exemplo de composição química de alguns ligantes asfálticos.

A composição química também varia com o tipo de fracionamento a que se submete o ligante asfáltico, sendo o método mais moderno atualmente empregado, normalizado pela ASTM D 4124-01, aquele que separa as seguintes frações: saturados, nafteno-aromáticos, polar-aromáticos e asfaltenos. Os asfaltenos são separados primeiro por precipitação com adição de n-heptano, e os outros constituintes, englobados na designação genérica de maltenos, são solúveis no n-heptano e separados por cromatografia de adsorção. Na Europa utiliza-se método similar conhecido como SARA (S de saturados, A de aromáticos, R de resinas e A de asfaltenos), sendo a separação dos constituintes realizada por cromatografia de camada fina com detecção por ionização de chama (Leite, 1999; Shell, 2003).

TABELA 2.1 EXEMPLOS DE COMPOSIÇÕES QUÍMICAS DE ASFALTOS POR TIPO DE CRU (LEITE, 2003)

Origem	Mexicano	Boscan Venezuela	Califórnia Estados Unidos	Cabiúnas Brasil	Cabiúnas Brasil	Árabe Leve Oriente Médio
Refinaria	–	RLAM Bahia	–	Regap Minas Gerais	Replan São Paulo	Reduc Rio de Janeiro
Carbono %	83,8	82,9	86,8	86,5	85,4	83,9
Hidrogênio %	9,9	10,4	10,9	11,5	10,9	9,8
Nitrogênio %	0,3	0,8	1,1	0,9	0,9	0,5
Enxofre %	5,2	5,4	1,0	0,9	2,1	4,4
Oxigênio %	0,8	0,3	0,2	0,2	0,7	1,4
Vanádio ppm	180	1.380	4	38	210	78
Níquel ppm	22	109	6	32	66	24

A Figura 2.1(a) mostra dois equipamentos usados para essa análise e de maneira esquemática a Figura 2.1(b) relaciona os passos da análise da composição química dos ligantes asfálticos pelo método SARA.

A Figura 2.2 mostra a representação esquemática desses componentes do asfalto (Shell, 2003).

No fracionamento SARA e ASTM D 4124 a separação de asfaltenos por n-heptano é seguida de adsorção dos maltenos em alumina e subseqüente desorção com solventes de polaridade crescente, separando-os em saturados, nafteno-aromáticos e polar-aromáticos.

Na cromatografia de camada fina (TLC – método Iatroscan), a precipitação dos asfaltenos com n-heptano é seguida por separação dos constituintes solúveis em colunas capilares recheadas com sílica ou alumina, como meio de adsorção. Após a eluição com solventes de diferentes polaridades, efetua-se, por ionização de chama, a detecção de saturados, aromáticos e resinas. O método Iatroscan também separa por polaridade os asfaltenos, além dos saturados, aromáticos e resinas, em colunas capilares, procedendo em seguida à eluição e à detecção por chama.

Para determinar o teor de heteroátomos empregam-se (Leite, 1999):

- *nitrogênio, enxofre e oxigênio*: análise elementar que envolve combustão, purificação dos gases e detecção por titulação, quimiluminescência ou infravermelho;
- *níquel, vanádio e ferro*: absorção atômica ou fluorescência de raio X;
- *nitrogênio básico*: titulação potenciométrica.

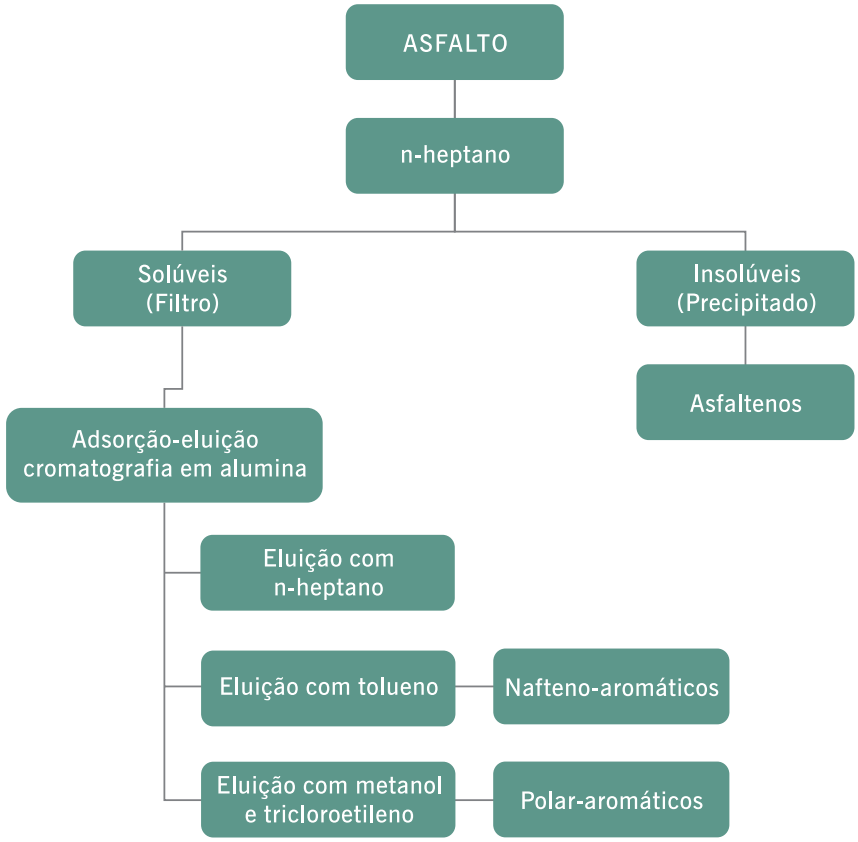
A massa molar é obtida por osmometria de pressão de vapor (VPO) utilizando o tolueno como solvente. O carbono aromático é obtido a partir do espectro integrável de experimentos em ressonância nuclear magnética (RNM) – carbono 13.

A cromatografia por permeação em gel (GPC) é utilizada para separação dos constituintes dos CAPs diluídos em solvente, por tamanho – pequenas moléculas movem-se

Cromatografia

Detector de ionização de chama

(a) Vista dos equipamentos usados para análise de CAP



(b) Esquema

Figura 2.1 Equipamentos utilizados no método SARA e esquema da análise química do ligante asfáltico (adaptado de Shell, 2003)

lentamente, entrando no meio poroso da coluna, ao passo que estruturas maiores não conseguem penetrar, passando rapidamente pela coluna. O cromatograma resultante é o de distribuição de tamanho dos constituintes, começando pelos maiores e finalizando pelos menores. Efetua-se a comparação dos CAPs pelos perfis obtidos na análise (Leite, 1999).

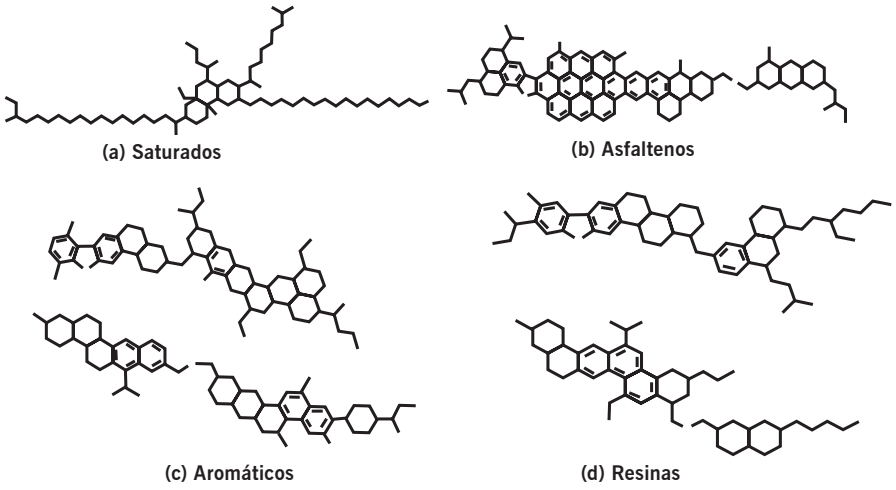


Figura 2.2 Representação esquemática dos componentes dos asfaltos (apud Shell, 2003)

Os asfaltenos são aglomerados de compostos polares e polarizáveis formados por associações intermoleculares, constituídos de hidrocarbonetos naftênicos condensados e de cadeias saturadas curtas, sendo sólidos amorfos pretos ou marrons. A quantidade de asfaltenos tem grande efeito nas características reológicas do CAP: quanto maior o percentual de asfaltenos, mais duro e mais viscoso será o ligante asfáltico, embora se deva considerar ainda a forma do asfalteno, sendo maior o efeito sobre a reologia quanto mais esférica for a partícula. Em geral os asfaltenos constituem de 5 a 25% do CAP (Shell, 2003).

As resinas são solúveis em n-heptano. São compostos de hidrogênio e carbono, com pequena proporção de oxigênio, enxofre e nitrogênio. São sólidos ou semi-sólidos marrom-escuros, sendo de natureza polar e fortemente adesiva. As proporções de resinas e asfaltenos governam o comportamento como solução (Sol) ou como gelatina (Gel) do CAP.

Os componentes aromáticos são de baixa massa molar e em maior proporção no asfalto, sendo o meio de dispersão e peptização dos asfaltenos. Esses componentes formam um líquido viscoso amarelo polar, com cadeias não-saturadas de carbono, constituindo de 40 a 65% do total do asfalto. Os saturados são cadeias retas e ramificadas de hidrocarbonetos, sendo óleos viscosos não-polares transparentes, compondo de 5 a 20% dos asfaltos.

O CAP é tradicionalmente considerado uma dispersão coloidal (Girdler, 1965) de asfaltenos em saturados e aromáticos, conhecidos genericamente por maltenos, imersos em resinas, que são como micelas diretas ou reversas, ou seja, grupos polares orientados para fora ou para o centro. O modelo de Yen ou modelo de micelas (Yen, 1991) está representado na Figura 2.3. Uma micela é um aglomerado de moléculas em uma solução coloidal. Um colóide é uma mistura que consiste de grandes moléculas simples, dispersas em uma segunda substância (Leite, 1999; Hunter, 2000).

Em presença de quantidade suficiente de resinas e aromáticos, os asfaltenos formam micelas com boa mobilidade e resultam em ligantes conhecidos como Sol. Porém, se as frações não estão bem balanceadas, há formação de estruturas de pacotes de micelas com

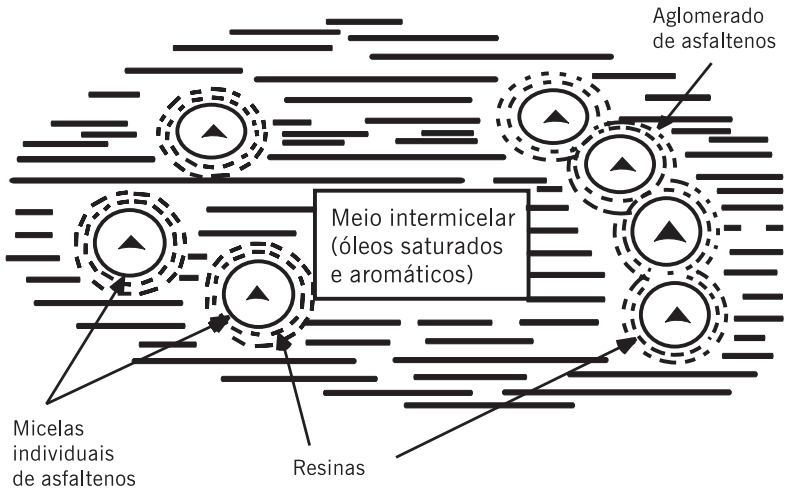


Figura 2.3 Modelo de micelas de Yen (1991)

vazios internos que resultam em ligantes de comportamento conhecido como Gel, sendo um exemplo desse tipo os asfaltos oxidados utilizados em impermeabilizações. Esse comportamento Gel pode ser minimizado com o aumento de temperatura (Leite, 1999; Shell, 2003). A Figura 2.4 mostra a representação esquemática dos comportamentos Sol e Gel.

Ramos *et al*. (1995) dizem que os asfaltos tipo Sol apresentam maior suscetibilidade térmica por terem óleos intermicelares muito aromáticos, o que os torna mais moles, menos resistentes à aplicação direta das cargas, porém mais suscetíveis a um pleno retorno à posição original após a aplicação da carga. Já os asfaltos tipo Gel são mais resistentes à

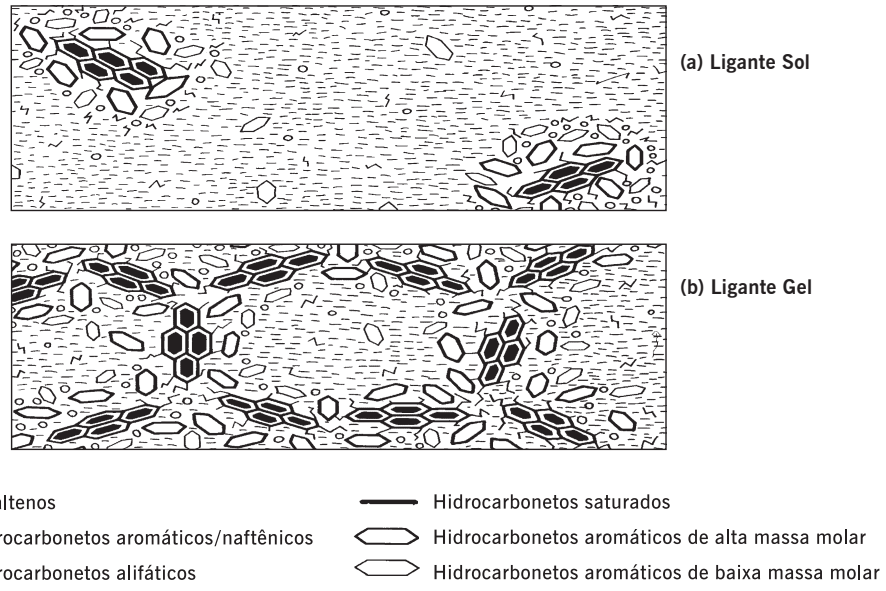


Figura 2.4 Representação esquemática do ligante asfáltico de comportamento Sol e Gel (Shell, 2003)

aplicação das cargas e menos suscetíveis ao retorno, conseqüentemente são mais propensos ao trincamento prematuro. Entretanto, essas e todas as demais propriedades do CAP variam muito com a temperatura, por isso a característica de suscetibilidade térmica de cada ligante é de extrema importância para o comportamento futuro do pavimento.

A proporção de cada fração desses quatro componentes dos ligantes varia de acordo com o óleo de origem e com o processo de produção, e depois de aplicado nas obras há variação ao longo do tempo, sendo que em geral o conteúdo de asfaltenos proporcionalmente aumenta, o de resinas mais ou menos se mantém e o de aromáticos decresce, mantendo-se pouco variável o teor de saturados.

Embora a composição química possa ser relacionada com as propriedades físicas dos vários componentes do CAP, nota-se que asfaltos de composições químicas diferentes podem apresentar características físicas similares, desde que derivados de óleos diferentes. Portanto, é impossível definir componentes individuais mínimos em termos químicos como garantia de comportamento adequado de um ligante do ponto de vista de desempenho na pavimentação (Shell, 2003).

Muitos pesquisadores têm tentado mostrar a existência de micelas de asfaltenos usando técnicas de cromatografia por exclusão de tamanho, microscópio eletrônico e ressonância nuclear magnética, e em muitos casos o modelo de representação da estrutura do asfalto como micela não se mostra coerente com os resultados obtidos.

Novas proposições de modelo estrutural do asfalto têm surgido, tal como o proposto pelo SHRP (Strategic Highway Research Program) ilustrado na Figura 2.5. Foram evidenciados, por meio de técnicas de análise de espectroscopia infravermelha e cromatografia de troca de íons (IEC), numerosos tipos possíveis de interação entre moléculas dos ligantes, incluindo pontes de hidrogênio, ligações π–π, forças de Van der Waals e atrações polares. O programa SHRP identificou a presença de substâncias anfóteras nos asfaltos, ou seja, que contêm grupamentos ácidos e básicos juntos, que vão controlar a viscosidade do ligante. O modelo estrutural do programa SHRP não considera válido o conceito de asfaltenos e classifica os compostos constituintes em polares e não-polares.

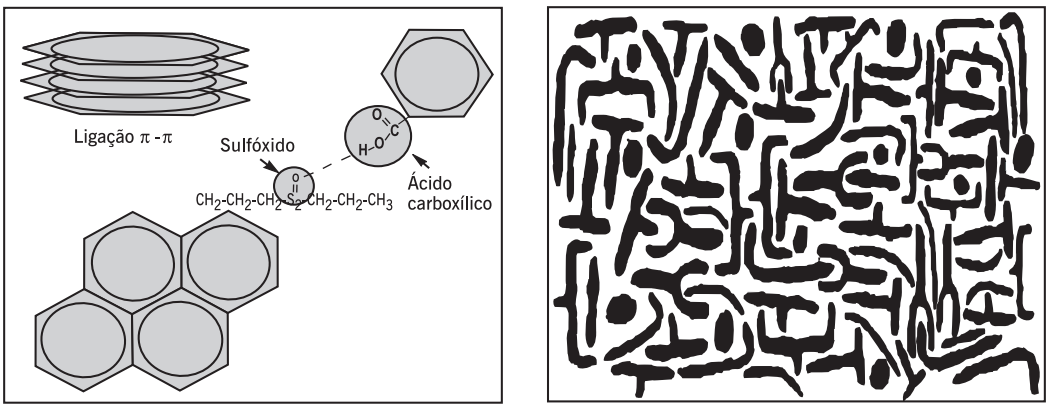


Figura 2.5 Modelo de estrutura do asfalto proposto pelo SHRP (apud Leite, 2003)

SHRP (1991) mostra que novas técnicas de medição indicam que a massa molar média do CAP varia entre 700 e 900, muito menor do que se admitia anteriormente, o que indica uma estrutura formada por associações moleculares fracamente ligadas, denominadas microestruturas. Esse modelo estrutural classifica os compostos constituintes do CAP em polares e não-polares, ligados por forças intra e intermoleculares que são responsáveis pela formação de redes tridimensionais que explicam as características viscoelásticas do ligante asfáltico.

Uma outra forma de descrever a estrutura do asfalto é pelo método da solubilidade, que envolve a determinação da atração ou da repulsão das partículas individuais utilizando uma série de titulações.

2.2.3 Processos de produção, estocagem e manuseio

Quase todo o asfalto em uso hoje em dia é obtido do processamento de petróleo bruto (ou cru) em plantas especiais denominadas refinarias. Muitas refinarias são localizadas próximas a locais com transporte por água, ou são supridas por dutos a partir de terminais marítimos.

A escolha do petróleo que pode resultar em um asfalto dentro da especificação para uso em pavimentação é feita através de avaliação de resíduos de vácuo de petróleos. Nessa avaliação pelo menos cinco resíduos de vácuo correspondentes a diferentes temperaturas de corte são obtidos em unidades PEV (ponto de ebulição verdadeiro) no laboratório do Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Américo Leopoldo Miguez de Mello (Cenpes) para cada tipo de petróleo. Os resíduos são caracterizados quimicamente e quanto aos requisitos das especificações brasileiras, européias e americanas Superpave do CAP. Em função dos resultados obtidos, podem-se estimar as características de resíduos intermediários, mais leves ou pesados, podem-se ainda construir curvas de propriedades *versus* temperaturas de corte, gráficos de penetração *versus* ponto de amolecimento e penetração *versus* viscosidade a 60ºC, bem como gráficos de Heukelom dos diferentes resíduos através do *software* BR-asfaltos. A comparação dos resultados com as especificações e os critérios internos Petrobras indica se o petróleo é adequado ou não para produção de cimentos asfálticos de petróleo e ainda a seleção das temperaturas de corte apropriadas à obtenção dos diversos tipos de CAP.

O teor de parafinas é um dos critérios empregados na seleção de petróleos adequados que é determinado por meio de Calorimetria Diferencial de Varredura (DSC) feita, por exemplo, com o uso do equipamento Sistema Mettler DSC-30/TA 4000. A calorimetria com o DSC é uma técnica rápida e precisa, com boa repetibilidade, que consome pequena quantidade de amostra.

O refino é o conjunto de processos de separação e/ou transformação dos constituintes do petróleo. Existem diferentes processos de refino de petróleo que produzem os ligantes asfálticos. O mais antigo é o da destilação direta, que pode ser realizada em um ou dois estágios. Quando o petróleo é de base asfáltica, designado por petróleo pesado (isto é, tem muito asfalto, proporcionalmente a outras frações ou petróleos), como por exemplo os

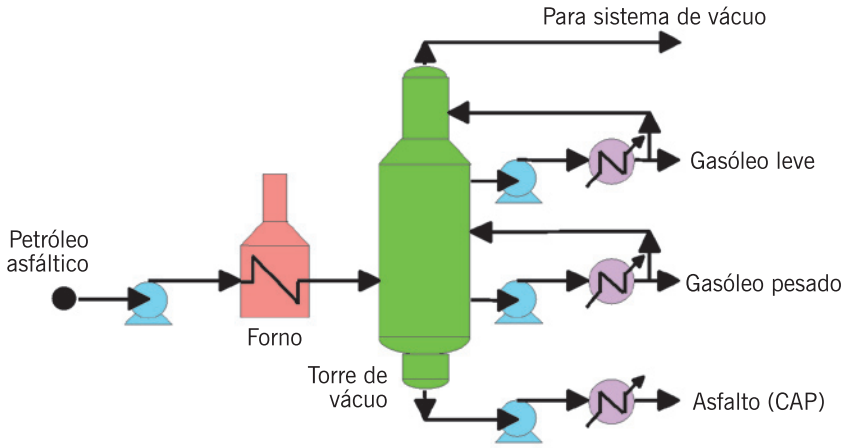
venezuelanos Boscan, Bachaquero, Lagunillas e Tia Juana, e o brasileiro Fazenda Alegre, é necessário apenas um estágio de destilação a vácuo e este processo produz um CAP de consistência adequada para a pavimentação.

Se o petróleo não é de base asfáltica, como por exemplo os leves: Árabe Leve, Safaniya, Kirkuk e Kuwait, são necessários dois estágios de destilação: atmosférica e a vácuo. Petróleos ditos intermediários são processados em dois estágios, resultando no chamado resíduo de vácuo, cujas condições de pressão e temperatura definem o atendimento às especificações para uso em pavimentação. Pode ser ainda empregada a desasfaltação por solvente quando o petróleo processado é leve ou intermediário, que consiste em um processo de extração com alcanos de baixa massa molar (ex. propano/butano) dos resíduos de vácuo (Leite, 1999; Shell, 2003).

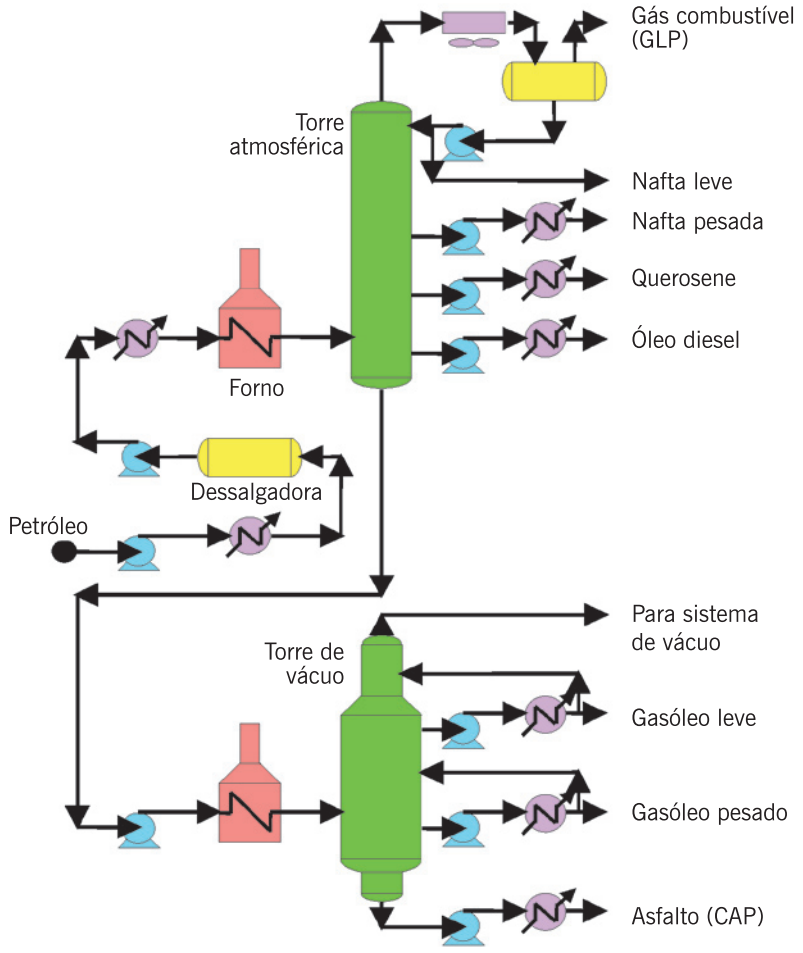
As Figuras 2.6(a, b, c, d, e, f), elaboradas originalmente por Tonial e Bastos (1995) da Petrobras, mostram os possíveis processos utilizados para a produção de asfaltos, pelos métodos citados acima. As refinarias têm colunas ou torres de destilação que são divididas em intervalos por faixa de temperatura de obtenção dos vários cortes do petróleo (nafta, querosene, gasóleos) antes de se obter o asfalto. Daí, muitas vezes o asfalto ser denominado "resíduo" do petróleo, embora esse termo não se associe de forma alguma a um material sem características adequadas ao uso, mas sim ao processo de refino.

Quando acondicionados de maneira apropriada, o que acontece de uma forma geral nos tanques das refinarias, os asfaltos podem ser mantidos a elevadas temperaturas por um tempo considerável sem que sejam afetados adversamente (Tonial, 2001; Shell, 2003). Porém, um aquecimento a temperaturas elevadas (maiores do que 150ºC), mesmo por tempos relativamente curtos (menores que um minuto, como ocorre na usinagem) pode causar um envelhecimento elevado do ligante desde que haja presença de ar e uma espessura muito fina de asfalto. Portanto, quanto maior a temperatura, o tempo de aquecimento e menor a espessura de película asfáltica, maior será o envelhecimento do ligante. A espessura do ligante ao envolver os agregados pode ser muito fina se a relação entre o volume de ligante e a superfície específica dos agregados não for bem proporcionada.

De forma a evitar um possível endurecimento e envelhecimento do ligante durante a estocagem, os tanques devem ser munidos de sensores de temperatura, posicionados na região dos aquecedores e serem removíveis para manutenção freqüente. A oxidação e a perda de frações voláteis podem ocorrer pela superfície exposta sendo proporcional a essa área e à temperatura do tanque, e, portanto, os tanques verticalmente mais altos são preferíveis aos mais baixos, ou seja, a relação altura/raio do tanque circular deve ser tecnicamente a maior possível, considerando a relação área/volume de estocagem (Shell, 2003). A recirculação de material, quando o tempo de estocagem é elevado, deve também ser feita considerando esses fatores, ou seja, a entrada no tanque não pode ser fonte de ar para o sistema, e deve ser utilizada somente de forma intermitente.

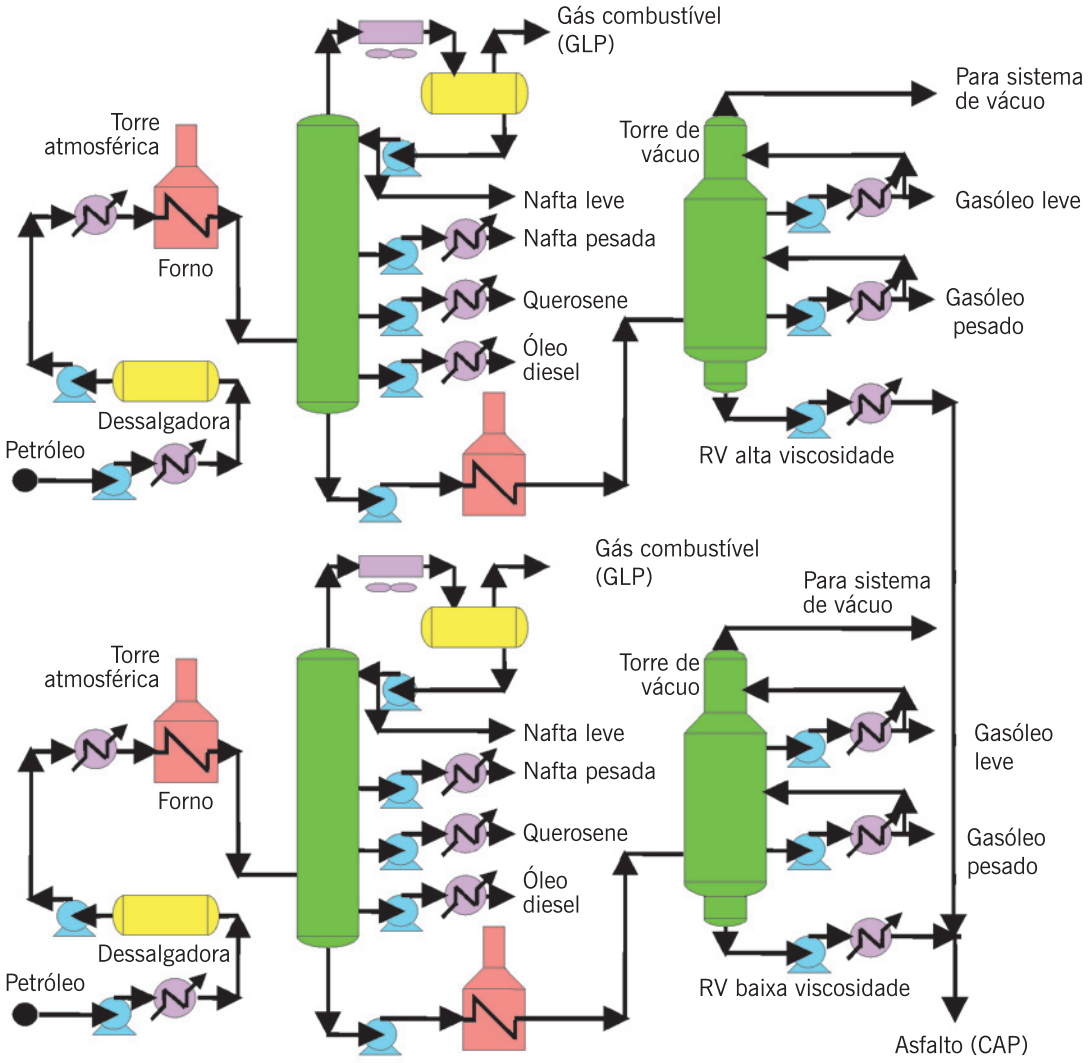


(a) Esquema de produção de asfalto em um estágio



(b) Esquema de produção de asfalto por dois estágios de destilação

Figura 2.6 Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto (Tonial e Bastos, 1995)

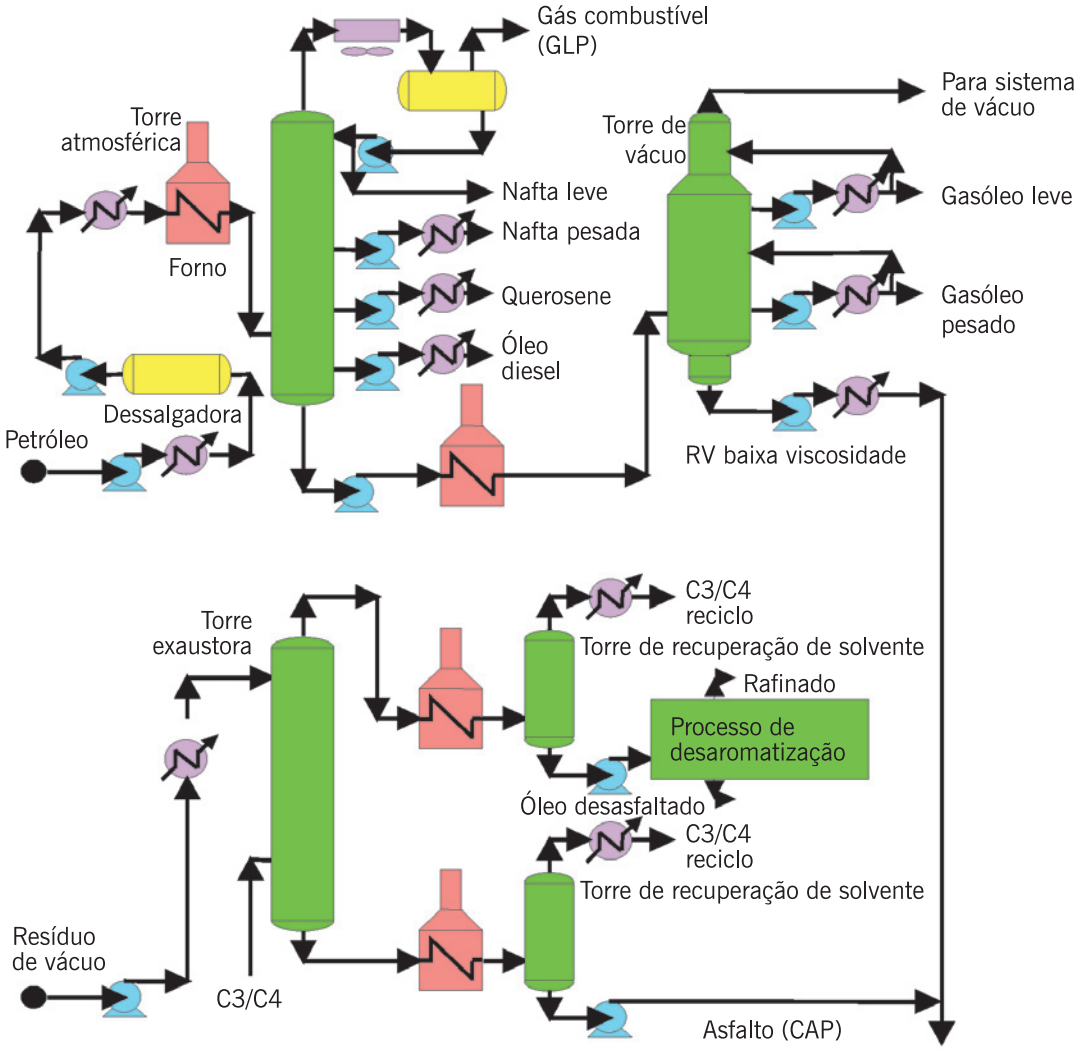


(c) Esquema de produção de asfalto por mistura de resíduo de vácuo (RV) de alta e baixa viscosidades

Figura 2.6 Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto (Tonial e Bastos, 1995)

Os tanques de estocagem de CAP nas usinas de fabricação de misturas devem ter controle automático do nível de estocagem e, antes de se colocar ligante adicional no tanque, é necessário conferir os limites permitidos de altura de estocagem, bem como se certificar de que o tipo adicionado seja do mesmo preexistente.

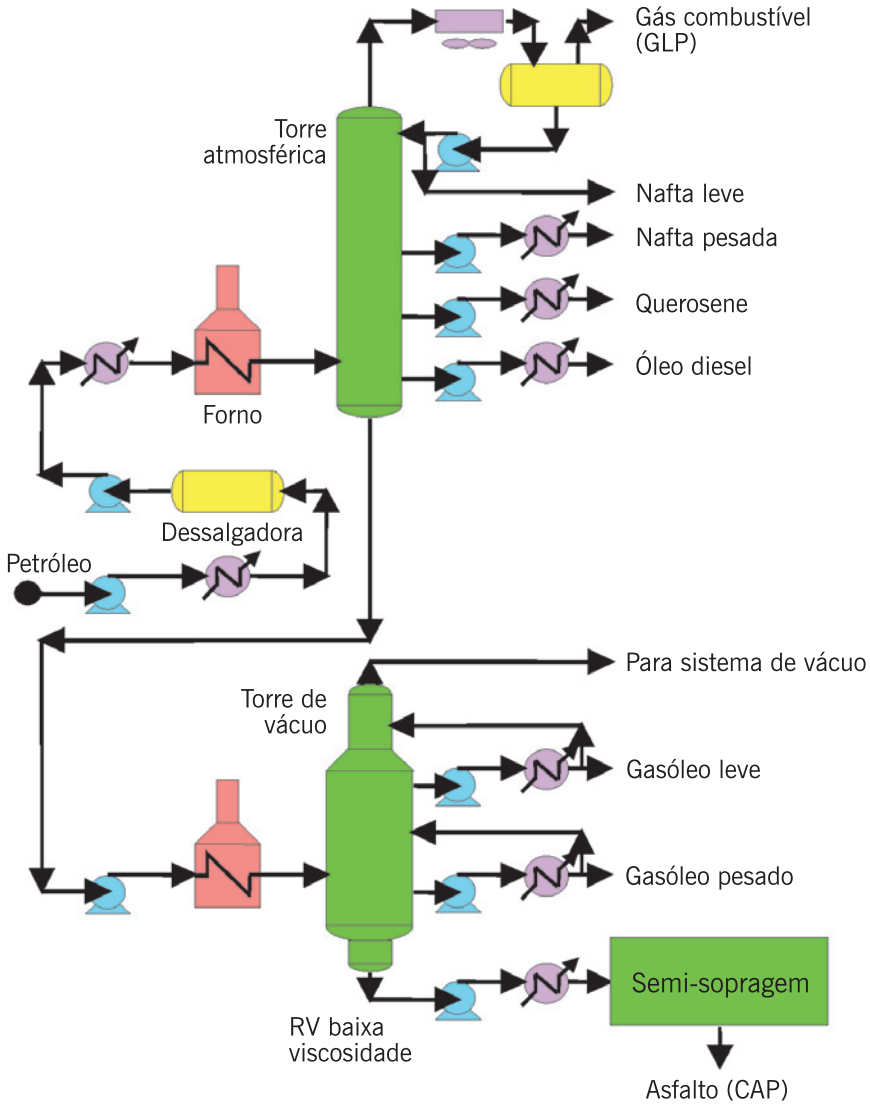
O CAP deve ser sempre estocado e manuseado à temperatura mais baixa possível em relação à fluidez suficiente ao uso, considerando a viscosidade adequada para a operacionalidade das ações necessárias aos processos de mistura em linha ou transferência para os sistemas de transportes (Hunter, 2000; Shell, 2003).



(d) Esquema de produção de asfalto por mistura de RASF e diluente

Figura 2.6 Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto (Tonial e Bastos, 1995)

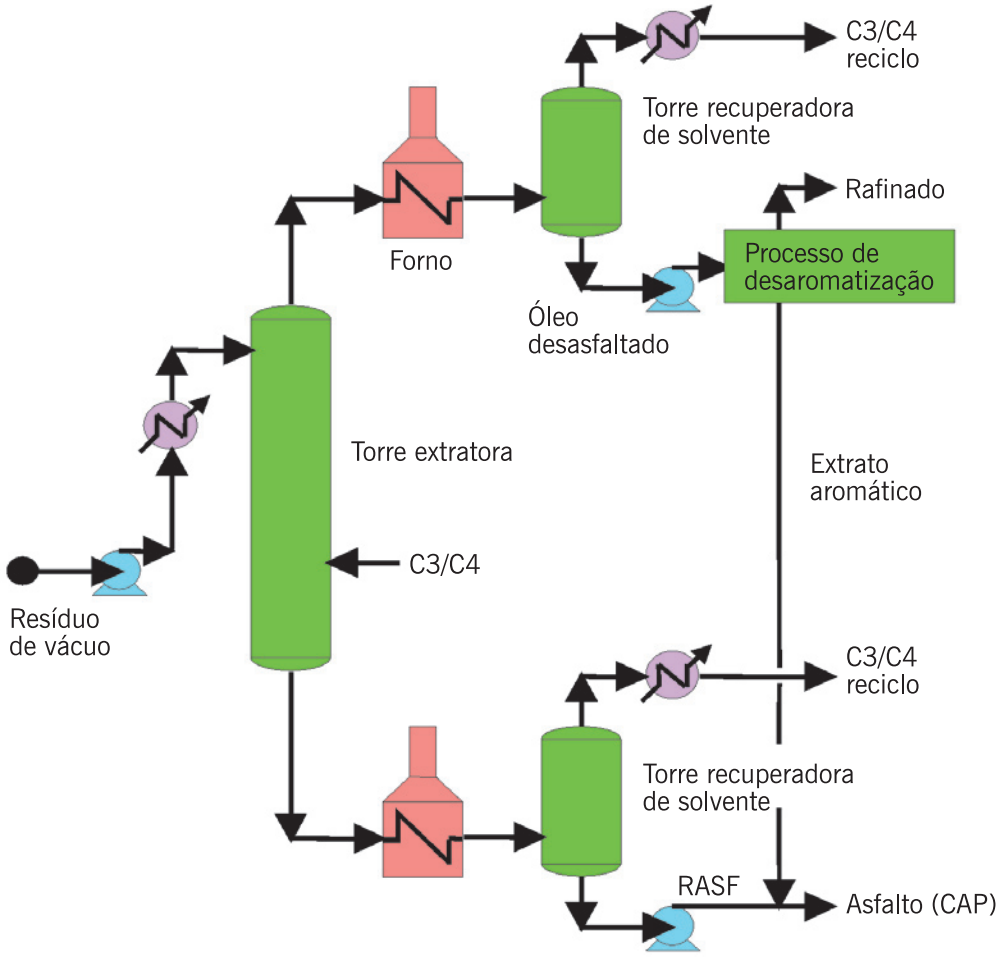
O ligante asfáltico apresenta pequeno grau de risco para a saúde, devendo-se cumprir práticas adequadas de uso. Como é utilizado sempre em temperaturas altas durante o transporte, estocagem e processamento, é necessário o emprego de equipamentos especiais de proteção individual para manuseio. As emissões de vapores visíveis e fumaças começam a ser percebidas a temperaturas em torno de 150°C e são compostas de hidrocarbonetos e pequena quantidade de H_2S. Essa quantidade de H_2S pode acumular-se em ambientes fechados, tais como o tanque de estocagem, e pode ser letal caso não haja ventilação adequada. Também pode conter pequena quantidade de compostos aromáticos policíclicos. O ligante asfáltico tem baixa possibilidade de se incendiar e só



(e) Esquema de produção de asfalto por semi-sopragem

Figura 2.6 Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto (Tonial e Bastos, 1995)

em temperaturas muito altas, em torno de 400ºC, apresentaria autocombustão. Porém, apesar de baixo risco, cuidados especiais devem ser tomados nos tanques de estocagem e no processamento. Também é necessário evitar que o CAP aquecido tenha contato com água, pois haverá grande aumento de volume resultando em espumação e até, dependendo da quantidade de água, poderá haver fervura do ligante. Essa característica tem sido explorada em condições padronizadas recentemente na fabricação do chamado asfalto-espuma, que será visto mais adiante neste capítulo.



(f) Unidade de desasfaltação a propano

Figura 2.6 Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto (Tonial e Bastos, 1995)

2.2.4 Produção brasileira

A Figura 2.7 mostra a localização das refinarias que produzem asfalto, atualmente existentes no Brasil. A Petrobras possui nove conjuntos produtores e distribuidores de asfalto de petróleo no Brasil: Amazonas, Ceará, Bahia, Minas Gerais, Rio de Janeiro, São Paulo (dois), Paraná e Rio Grande do Sul, além de uma unidade de exploração de xisto, localizada no Paraná, que produz insumos para pavimentação. Possui ainda fábricas de emulsões asfálticas pertencentes à Petrobras Distribuidora e laboratórios de análise em todas as suas 11 refinarias. Conta também com o Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello (Cenpes) para desenvolvimento de produtos, acompanhamento da qualidade dos asfaltos comercializados e pesquisas conjuntas com universidades e outras instituições de pesquisa.

Figura 2.7 Localização e denominação das refinarias de petróleo brasileiras que produzem asfalto
(Fonte: Petrobras)

No final da década de 1990, segundo Leite (1999), a Petrobras produzia cerca de 2 milhões de toneladas anuais de cimento asfáltico de petróleo, sendo 60% a partir de petróleos nacionais, 20% de petróleos venezuelanos e os 20% restantes de petróleos argentinos e árabes, sendo que a meta prevista para a primeira década do século XXI era o emprego de petróleos brasileiros para toda a produção de cimentos asfálticos, o que vem se confirmando.

Os tipos de ligantes asfálticos existentes no mercado brasileiro são denominados:

a) cimentos asfálticos de petróleo – CAP;
b) asfaltos diluídos – ADP;
c) emulsões asfálticas – EAP;

d) asfaltos oxidados ou soprados de uso industrial;
e) asfaltos modificados por polímero – AMP ou por borracha de pneus – AMB;
f) agentes rejuvenescedores – AR e ARE.

Atualmente, há ainda a técnica de asfalto-espuma sendo empregada no Brasil, mas que rigorosamente não constitui uma outra classe de material pelo tipo de modificação de curta duração que sofre o CAP convencional nesta condição como será visto mais adiante neste capítulo.

Como o CAP é a base de praticamente todos os outros produtos, apresenta-se na Figura 2.8 o consumo brasileiro de asfalto de 2000 a 2009. Em 2008, registrou-se o maior consumo com mais de 2.125 mil toneladas, excedendo a marca de 1.970 mil toneladas de 1998.

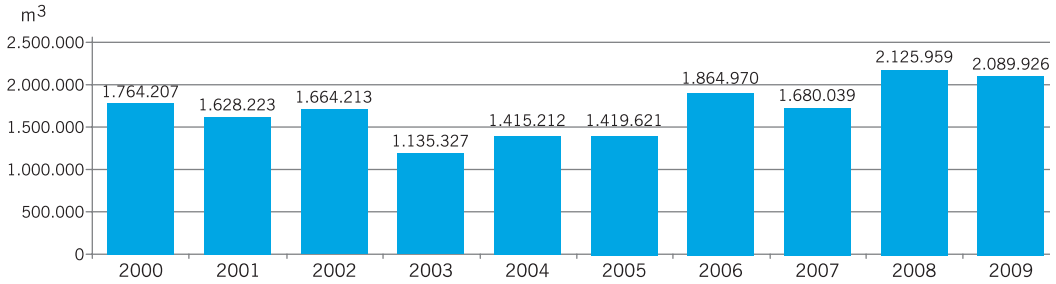


Figura 2.8 Consumo brasileiro de asfalto entre 2000 e 2009

(Fonte: Petrobras)

2.2.5 Propriedades físicas do asfalto: ensaios correntes e cálculo da suscetibilidade térmica

Todas as propriedades físicas do asfalto estão associadas à sua temperatura. O modelo estrutural do ligante como uma dispersão de moléculas polares em meio não-polar ajuda a entender o efeito da temperatura nos ligantes asfálticos.

Em temperaturas muito baixas, as moléculas não têm condições de se mover umas em relação às outras e a viscosidade fica muito elevada; nessa situação o ligante se comporta quase como um sólido. À medida que a temperatura aumenta, algumas moléculas começam a se mover podendo mesmo haver um fluxo entre as moléculas. O aumento do movimento faz baixar a viscosidade e, em temperaturas altas, o ligante se comporta como um líquido. Essa transição é reversível.

Um dos critérios mais utilizados de classificação dos ligantes é a avaliação da sua suscetibilidade térmica, por algum ensaio que meça direta ou indiretamente sua consistência ou viscosidade em diferentes temperaturas. A faixa de temperatura correspondente à transição entre sólido e líquido é influenciada pela proporção dos quatro componentes do ligante asfáltico e pela interação entre eles.

Portanto, todos os ensaios realizados para medir as propriedades físicas dos ligantes asfálticos têm temperatura especificada e alguns também definem o tempo e a velocidade de carregamento, visto que o asfalto é um material termoviscoelástico.

Para se especificar um determinado asfalto como adequado para pavimentação, a maioria dos países utiliza medidas simples de características físicas do ligante, pela facilidade de execução nos laboratórios de obras. As duas principais características utilizadas são: a "dureza", medida através da penetração de uma agulha padrão na amostra de ligante, e a resistência ao fluxo, medida através de ensaios de viscosidade.

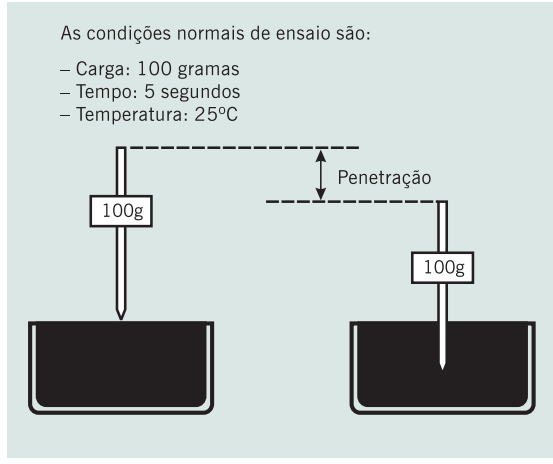
Acrescentaram-se ao longo dos anos nas especificações alguns outros critérios de aceitação que são associados a ensaios empíricos, que, a princípio, tentam avaliar indiretamente o desempenho futuro do ligante nas obras de pavimentação.

Os ensaios físicos dos cimentos asfálticos podem ser categorizados entre ensaios de consistência, de durabilidade, de pureza e de segurança.

Ensaio de penetração

A penetração é a profundidade, em décimos de milímetro, que uma agulha de massa padronizada (100g) penetra numa amostra de volume padronizado de cimento asfáltico, por 5 segundos, à temperatura de 25ºC. Em cada ensaio, três medidas individuais de penetração são realizadas. A média dos três valores é anotada e aceita, se a diferença entre as três medidas não exceder um limite especificado em norma. A consistência do CAP é tanto maior quanto menor for a penetração da agulha. A norma brasileira para este ensaio é a ABNT NBR 6576/98. A Figura 2.9 mostra o equipamento utilizado para realização desse ensaio e uma representação esquemática das leituras inicial e final de penetração da agulha.

(a) Equipamento manual



(b) Esquema básico do ensaio

Figura 2.9 Exemplo de equipamento manual de medida da penetração e esquema do ensaio

A penetração a 25ºC tem sido utilizada na especificação de cimentos asfálticos em todos os países do mundo por várias décadas. A especificação de ligantes da Comunidade Econômica Européia (EM 12591/2000), que resultou de um acordo entre os vários países participantes, define nove classes de asfalto pela penetração, desde a classe 20/30 até 250/330. A penetração também é empregada na atualidade no Brasil para a classificação dos CAPs que será vista no item 2.3 deste capítulo.

Ensaios de viscosidade

A viscosidade é uma medida da consistência do cimento asfáltico, por resistência ao escoamento. Considere-se um líquido viscoso perfeitamente aderente a duas placas paralelas de vidro, com uma distância D entre as placas, conforme esboçado na Figura 2.10. Aplicando-se uma tensão tangencial τ na placa superior (móvel) durante um intervalo de tempo Δt, ela adquire uma velocidade V em relação à placa inferior (fixa). O líquido se deforma com uma velocidade de deformação $\Delta\gamma/\Delta t$, onde $\Delta\gamma$ é o deslocamento ΔX sofrido em relação à distância D. Para os chamados fluidos newtonianos vale a seguinte relação:

$$\tau = \eta \frac{V}{D} = \eta \frac{\Delta X}{\Delta t\, D} = \eta \frac{\Delta \gamma}{\Delta t} \qquad (2.1)$$

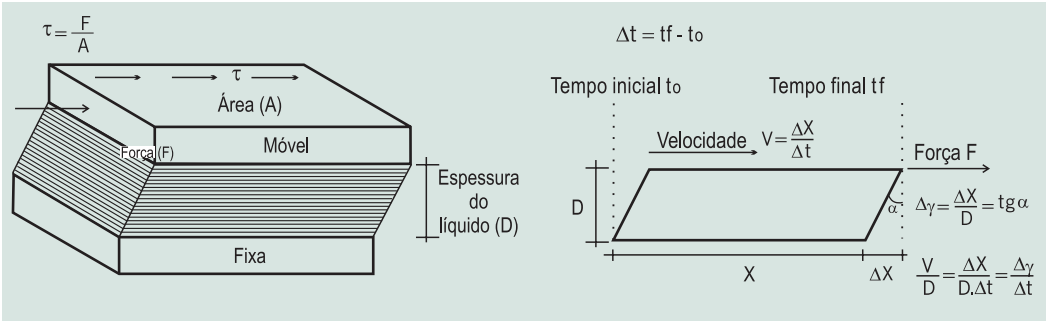


Figura 2.10 Esquema de escoamento de um fluido newtoniano

A relação entre a tensão de cisalhamento aplicada (τ) e a velocidade de deformação ($\Delta\gamma/\Delta t$) é chamada de coeficiente de viscosidade ou apenas viscosidade (η), expressa em $[N/m^2] / [1/s] = Pa.s$, sendo função somente da temperatura e dada por:

$$\eta = \tau / [\Delta\gamma/\Delta t] \qquad (2.2)$$

A unidade do coeficiente de viscosidade mais utilizada é o poise ($g/[cm.s]$), nome dado em homenagem ao físico francês Poiseuille. O aparelho que faz a avaliação dessa propriedade, não de forma esquemática, chama-se viscosímetro de placas paralelas, no qual se pode variar τ e, conseqüentemente, $\Delta\gamma/\Delta t$.

A viscosidade também pode ser medida em m^2/s, ou mais comumente em mm^2/s, unidade referida como centistoke (cSt). Trata-se, nesse caso, da viscosidade cinemática (η_c) obtida a partir de tubos capilares. A viscosidade cinemática é relacionada com a viscosidade absoluta (η_a) através da massa específica do material (ρ) pela expressão (2.3):

$$\eta_c = \frac{\eta_a}{\rho} = \frac{\left(kg\frac{m}{s^2}\right)\left(\frac{1}{m^2}\right)s}{\frac{kg}{m^3}} \qquad (2.3)$$

Um viscosímetro que não apresente a facilidade para variar $\Delta\gamma/\Delta t$ e τ é chamado viscosímetro secundário. Um exemplo clássico é o viscosímetro capilar de Cannon-Manning – Figura 2.11(a). Nesse viscosímetro capilar, para a determinação da viscosidade, é medido o tempo que um volume fixo do material leva para escoar em um tubo capilar, de baixo para cima, sob condição preestabelecida e controlada de temperatura e de vácuo. A viscosidade, em poise, é calculada multiplicando-se o tempo de escoamento, em segundos, pelo fator de calibração do viscosímetro (ABNT NBR 5847/2001).

Os fabricantes calibram seus viscosímetros com um material padrão. Quando se ensaia um cimento asfáltico de viscosidade desconhecida, a tensão de cisalhamento é a mesma da utilizada quando se calibrou o viscosímetro com o material padrão (apenas tensão gravitacional atuando). A única diferença será a velocidade de deformação (taxa de cisalhamento), que é inversamente proporcional ao tempo requerido para passar o líquido pelo tubo ($\eta \alpha t$). A relação dada pela expressão (2.4) é usada para determinar a viscosidade cinemática:

$$\frac{\eta_2}{t_2} = \frac{\eta_1}{t_1} \quad ou \quad \eta_2 = t_2\left(\frac{\eta_1}{t_1}\right) \qquad (2.4)$$

Onde:

η_1 = viscosidade do material padrão;

η_2 = viscosidade do material ensaiado;

t_1 = tempo para o material padrão passar pelo tubo (tempo de escoamento);

t_2 = tempo para o material ensaiado passar pelo mesmo tubo capilar (tempo de escoamento);

η_1/t_1 = fator de calibração (constante).

Em equipamento semelhante, e com o mesmo princípio, na ausência de vácuo, mede-se também a viscosidade cinemática, com os chamados viscosímetros Cannon-Fenske – Figura 2.11(b), à temperatura de 135°C, suficientemente elevada de forma a tornar desnecessária a aplicação de vácuo para iniciar o deslocamento do ligante asfáltico (ABNT NBR 14756/2001).

Algumas especificações no mundo, e também a penúltima no Brasil, que foi válida até julho de 2005, adotam ou adotavam a viscosidade absoluta a 60ºC, com 300mm

de mercúrio de vácuo (Cannon-Manning) e a viscosidade cinemática a 135ºC (Cannon-Fenske) para classificar os asfaltos em termos de consistência considerando as seguintes observações (DNER 1996):

- A temperatura de 60ºC para determinação da viscosidade absoluta foi escolhida por acreditar-se que expressa a máxima temperatura da superfície em concreto asfáltico de pavimentos durante o período do verão nos Estados Unidos – Figura 2.11(a);
- A temperatura de 135ºC para determinação da viscosidade cinemática foi escolhida como representativa da temperatura de mistura e de execução usadas na construção de pavimentos de mistura asfáltica. A essa temperatura o asfalto é suficientemente líquido para fluir e não há necessidade de se aplicar vácuo – Figura 2.11(b).

Equipamento

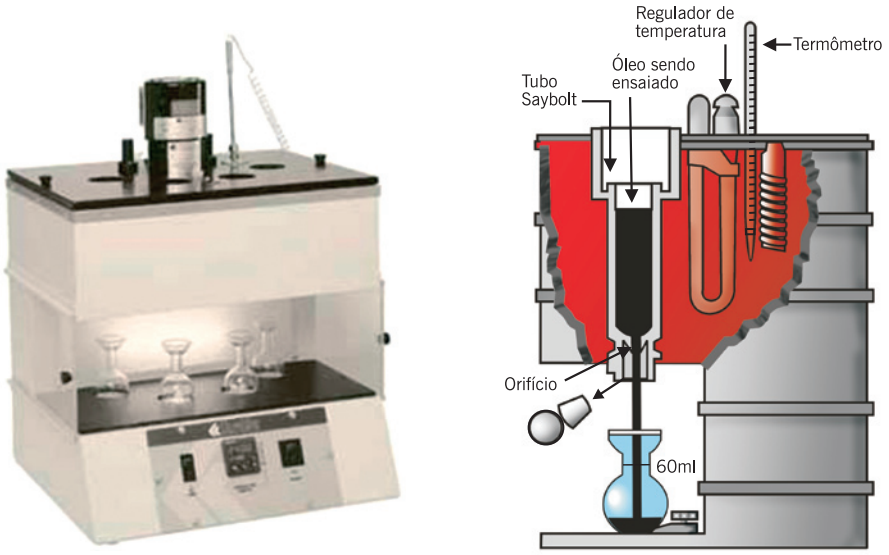
Unidade de vácuo

Viscosímetro

(a) Equipamento de ensaio de viscosidade capilar Cannon-Manning, bomba de vácuo correspondente e exemplo de viscosímetro utilizado no ensaio

(b) Equipamento de viscosidade cinemática Cannon-Fenske

Figura 2.11 Equipamentos para ensaios de viscosidade absoluta e cinemática



(a) Equipamento completo **(b) Interior do equipamento**

Figura 2.12 Exemplo de equipamento Saybolt-Furol de ensaio de viscosidade e esquema do interior do equipamento

No Brasil o viscosímetro mais usado para os materiais asfálticos é o de Saybolt-Furol ilustrado na Figura 2.12 (Saybolt: o inventor; e Furol: *Fuel Road Oil*; ASTM 102-93, ABNT NBR 14756/2001). Trata-se de uma medida empírica da viscosidade obtida por meio de um aparelho mais robusto para uso em campo, porém não está presente em nenhuma especificação americana ou européia.

O aparelho consta, basicamente, de um tubo com formato e dimensões padronizadas, no fundo do qual fica um orifício de diâmetro 3,15 ± 0,02mm. O tubo, cheio de material a ensaiar, é colocado num recipiente com óleo (banho) com o orifício fechado. Quando o material estabiliza na temperatura exigida (25 a 170ºC dependendo do material e 135ºC para os cimentos asfálticos), abre-se o orifício e inicia-se a contagem do tempo. Desliga-se o cronômetro quando o líquido alcança, no frasco inferior, a marca de 60ml. O valor da viscosidade é reportado em segundos Saybolt-Furol, abreviado como SSF, a uma dada temperatura de ensaio.

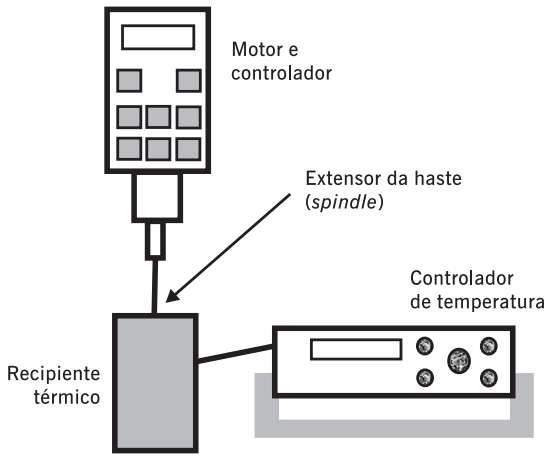
Além do uso na especificação, a medida da viscosidade do ligante asfáltico tem grande importância na determinação da consistência adequada que ele deve apresentar quando da mistura com os agregados para proporcionar uma perfeita cobertura dos mesmos e quando de sua aplicação no campo. Para isso é necessário se obter, para cada ligante asfáltico, uma curva de viscosidade com a temperatura que permita escolher a faixa de temperatura adequada para as diversas utilizações como será visto no Capítulo 5.

Para se fazer esta curva viscosidade-temperatura utilizando-se qualquer um dos equipamentos descritos, é necessário empregar várias amostras, uma para cada temperatura de determinação, o que torna o processo demorado.

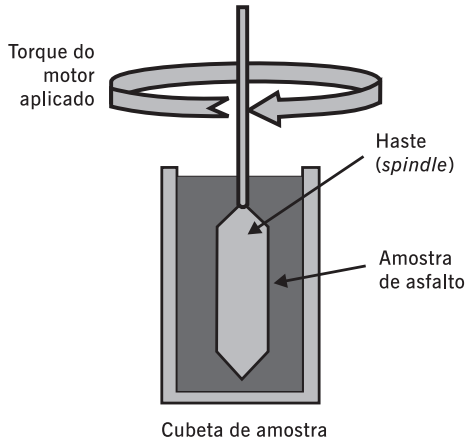
Atualmente, o viscosímetro mais empregado nos Estados Unidos e na Europa para medida da viscosidade de asfaltos é o chamado Brookfield (Figura 2.13) que permite obter a curva viscosidade-temperatura em ampla faixa de determinação com a mesma amostra. Alguns laboratórios brasileiros já possuem equipamento desse tipo que determina a chamada viscosidade rotacional.

O viscosímetro Brookfield permite medir as propriedades de consistência relacionadas ao bombeamento e à estocagem. Permite ainda obter gráfico de temperatura-viscosidade para projeto de mistura asfáltica, por meio de medida do comportamento do fluido a diferentes taxas de cisalhamento e a diferentes tensões de cisalhamento, obtidas por rotação de cilindros coaxiais que ficam mergulhados na amostra em teste (ABNT NBR 15184; ASTM D 4402/02). É uma medida da viscosidade dinâmica expressa em centipoise (cP).

A unidade de medida de viscosidade no sistema internacional é o pascal segundo (Pa.s = 1Ns/m^2); no sistema CGS a unidade é o poise (P = 1g/cm.s = 0,1Pa.s). O centipoise é equivalente ao milipascal e 1.000cP = 1Pa.s.



(a) Esquema do equipamento



(b) Esquema do *spindle* na amostra de asfalto

(c) Exemplo de equipamento

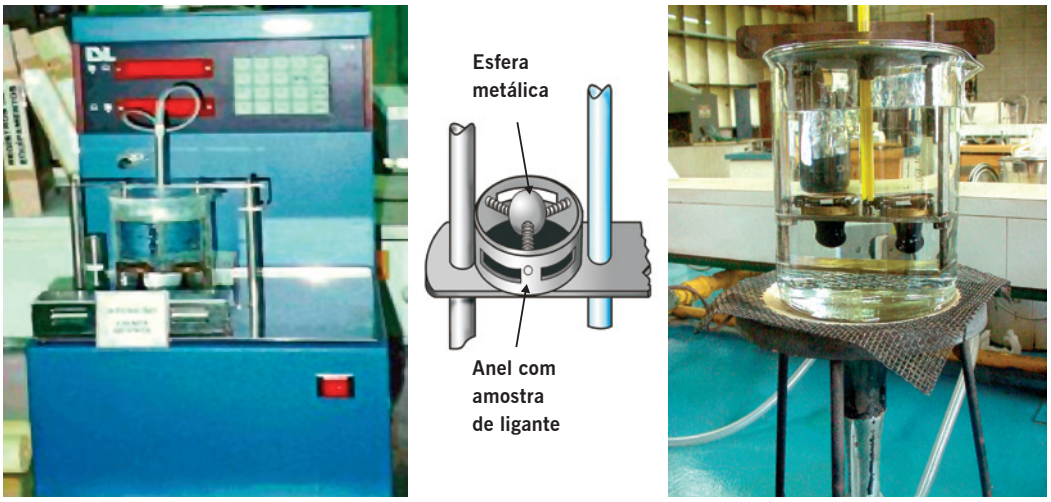
Figura 2.13 Equipamento Brookfield para medida de viscosidade de asfaltos e esquemas associados ao extensor

Esse mesmo equipamento pode ser aplicado com vários tipos de hastes (*spindles*) e para cada tipo de material ou faixa de temperatura é preciso especificar por número a haste correta.

Ensaio de ponto de amolecimento

O ponto de amolecimento é uma medida empírica que correlaciona a temperatura na qual o asfalto amolece quando aquecido sob certas condições particulares e atinge uma determinada condição de escoamento. Trata-se de uma referência semelhante ao chamado ponto de fusão bastante usado na Europa. Uma bola de aço de dimensões e peso especificados é colocada no centro de uma amostra de asfalto que está confinada dentro de um anel metálico padronizado. Todo o conjunto é colocado dentro de um banho de água num béquer. O banho é aquecido a uma taxa controlada de 5ºC/minuto. Quando o asfalto amolece o suficiente para não mais suportar o peso da bola, a bola e o asfalto deslocam-se em direção ao fundo do béquer. A temperatura é marcada no instante em que a mistura amolecida toca a placa do fundo do conjunto padrão de ensaio. O teste é conduzido com duas amostras do mesmo material. Se a diferença de temperatura entre as duas amostras exceder 2ºC, o ensaio deve ser refeito. A Figura 2.14 ilustra o ensaio e o equipamento utilizado. Devido às condições descritas, esse ensaio é também referenciado como ensaio do anel e bola (ABNT NBR 6560/2000).

Esse ensaio é classificatório em especificações brasileira e européia, e é empregado para estimativa de suscetibilidade térmica, além de também estar presente em especificações de asfaltos modificados e asfaltos soprados.



(a) Equipamento automático **(b) Detalhe esquemático do anel e bola e equipamento manual**

Figura 2.14 Equipamento automático para medida do ponto de amolecimento do asfalto e esquema do ensaio com equipamento mais simples

(Fotos: Leite, 2003; Silva, 2005)

Ensaio de dutilidade

A coesão dos asfaltos é avaliada indiretamente pela medida empírica da dutilidade que é a capacidade do material de se alongar na forma de um filamento. Nesse ensaio, corpos-de-prova de ligantes colocados em moldes especiais (em forma de osso de cachorro – *dog bone* – ou gravata-borboleta), separados ao meio na seção diminuída do molde, são imersos em água dentro de um banho que compõe o equipamento (Figura 2.15). A dutilidade é dada pelo alongamento em centímetros obtido antes da ruptura de uma amostra de CAP, na seção diminuída do molde com largura inicial de 10mm, em banho de água a 25ºC, submetida pelos dois extremos à velocidade de deformação de 5cm/minuto (ABNT NBR 6293/2001).

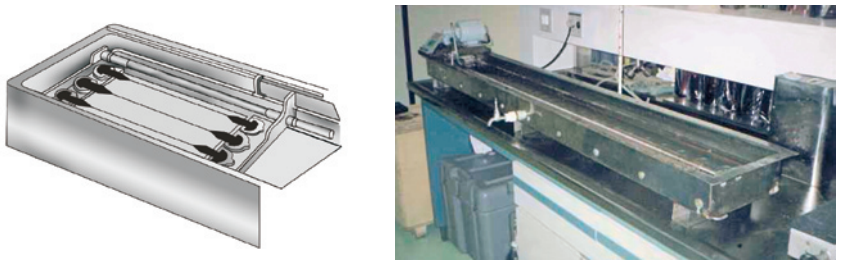


Figura 2.15 Esquema do ensaio de dutilidade em andamento e equipamento completo

Ensaio de solubilidade

Uma amostra do asfalto é dissolvida por um solvente, sendo então filtrada através de um cadinho perfurado que é montado no topo de um frasco ligado ao vácuo. A quantidade de material retido no filtro representa as impurezas no cimento asfáltico (ASTM D 2042, ABNT NBR 14855/2002), conforme ilustrado na Figura 2.16.

O ensaio de solubilidade no bissulfeto de carbono é utilizado para medir a quantidade de betume presente na amostra de asfalto. O cimento asfáltico refinado consiste basicamente de betume puro, que, por definição, é inteiramente solúvel em bissulfeto de carbono (S_2C). Para determinar o grau de pureza do asfalto (teor de betume), é realizado o ensaio de solubilidade. As especificações para asfaltos de pavimentação geralmente requerem um mínimo de 99,0% do asfalto solúvel em tricloroetileno (é mais usual uma vez que o bissulfeto de carbono é muito tóxico). A porção insolúvel é constituída de impurezas.

Ensaios de durabilidade

Os asfaltos sofrem envelhecimento (endurecimento) de curto prazo quando misturados com agregados minerais em usinas devido a seu aquecimento. O envelhecimento de longo prazo do ligante ocorre durante a vida útil do pavimento que estará submetido a diversos fatores ambientais. Os ensaios de envelhecimento acelerado designados de "efeito do calor e do ar" são usados para tentar simular o envelhecimento do ligante na usinagem.

O ensaio de efeito do calor e do ar (ECA) como é conhecido no Brasil (ABNT NBR 14736/2001) corresponde ao designado no exterior como ensaio de estufa de filme fino – *Thin Film Oven Test* – TFOT (ASTM D 1754) ou ensaio de película delgada. Consiste

(a) Conjunto de equipamentos para o ensaio

(b) Cadinho com papel-filtro no interior e erlenmeyer com a amostra antes da filtragem

(c) Amostra dissolvida em tricloroetileno para filtragem no cadinho

(d) Filtragem, com auxílio de vácuo, da amostra dissolvida em tricloroetileno

Figura 2.16 Equipamentos e arranjo experimental para o ensaio de solubilidade
(Fotos: Silva, 2005)

em submeter amostras do ligante, colocadas em película de pequena espessura dentro de um recipiente padronizado, a um certo tempo de solicitação de temperatura elevada e jatos de ar, por exposição dentro de uma estufa especial. A Figura 2.17 mostra uma estufa empregada para a realização desse ensaio.

A estufa de película fina plana (TFOT) provoca o envelhecimento do ligante asfáltico por oxidação e evaporação, permitindo avaliar a presença de frações de óleos mais leves e a oxidação que ocorre durante o aquecimento a 163ºC durante 5 horas. Esse ensaio procura simular o efeito do envelhecimento do ligante que ocorre durante a usinagem e compactação da mistura. Mede-se o efeito do envelhecimento acelerado nas modificações das características de penetração, dutilidade ou viscosidade do ligante envelhecido em relação ao ligante original.

Hveem *et al*. (1963) propuseram um novo ensaio de avaliação do envelhecimento do asfalto para substituir o ensaio TFOT que passou a ser conhecido como *Rolling Thin Film Oven Test* – estufa de filme fino rotativo (RTFOT) ou película delgada rotacional. Esse ensaio também mede o envelhecimento por oxidação e evaporação, porém de forma mais severa por estar continuamente expondo nova porção do ligante ao efeito do ar. Nesse ensaio, uma fina película de asfalto de 35g é continuamente girada dentro de um recipiente de vidro a 163ºC por 85 minutos, com uma injeção de ar a cada 3 a 4 segundos. O endureci-

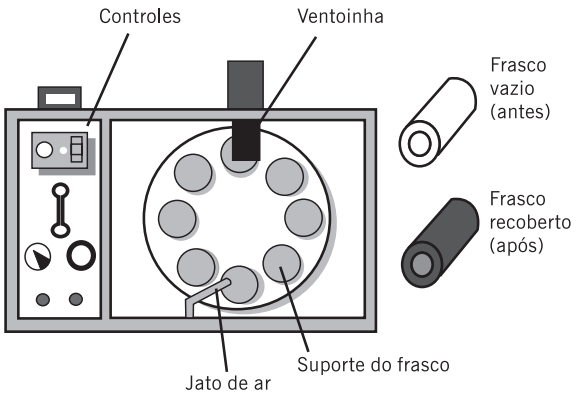
mento do asfalto durante o ensaio, que causa queda na penetração e aumento no ponto de amolecimento, de acordo com dados reportados na literatura, tem-se correlacionado bem com o endurecimento do ligante que ocorre durante a usinagem de uma mistura asfáltica. O RTFOT, que está padronizado pela ASTM desde 1970 (ASTM D 2872-97), e pela Shell desde 1973, recentemente foi incluído como parte da especificação da Comunidade Européia (EN 12591/2000) e, em 2005, foi aprovada no Brasil a especificação ABNT NBR 15235/2005, substituindo o ensaio ECA na caracterização de ligantes asfálticos. A Figura 2.18 mostra uma estufa RTFOT empregada no ensaio de envelhecimento acelerado.

Há muitos mecanismos envolvidos no envelhecimento dos ligantes asfálticos, porém dois são mais relevantes: a perda de componentes voláteis (saturados e aromáticos) e a reação química do asfalto com o oxigênio do ar. É importante se ter um parâmetro que avalie o potencial de envelhecimento de cada ligante nas várias fases de utilização:

(a) Estufa TFOT

(b) Placa rotativa, prato e termômetro

Figura 2.17 Estufa de película fina plana (TFOT) para medidas do efeito do calor e do ar (ECA) em ensaio de envelhecimento de ligante asfáltico simulado em laboratório



(a) Esquema de RTFOT

(b) Exemplo de RTFOT

Figura 2.18 Estufa de filme fino rotativo ou película delgada rotacional (*Rolling Thin Film Oven Test* – RTFOT)

estocagem, usinagem, transporte, compactação e vida de serviço. Porém, há uma complexidade para a avaliação do envelhecimento nessas diversas fases de utilização, sendo referida mais simplesmente a avaliação de seu efeito nas características físicas, que levam ao endurecimento do ligante verificado pela diminuição da penetração e aumento do ponto de amolecimento e da viscosidade. Dessa forma, o efeito do envelhecimento ou potencial do envelhecimento é avaliado como uma relação entre as características físicas de fácil medição antes e após o processo de envelhecimento ou em diversas idades.

A Figura 2.19 mostra um exemplo de um gráfico de medida do efeito do envelhecimento nas várias etapas de uso do ligante, feita por um índice de envelhecimento que é a relação entre a viscosidade a cada tempo (η_t) e a viscosidade inicial (η_0) do ligante recém-produzido (Whiteoak, 1980, apud Shell, 2003). As maiores perdas ocorrem durante a usinagem, transporte e compactação. Nessas etapas o ligante é submetido simultaneamente aos três fatores necessários para que ocorra o envelhecimento acelerado: altas temperaturas, elevada relação área superficial de agregados e volume de ligante (baixa espessura de película) e exposição ao ar (mistura solta) (Tonial, 2001). Os efeitos do envelhecimento do ligante nas propriedades mecânicas das misturas asfálticas serão discutidos nos próximos capítulos.

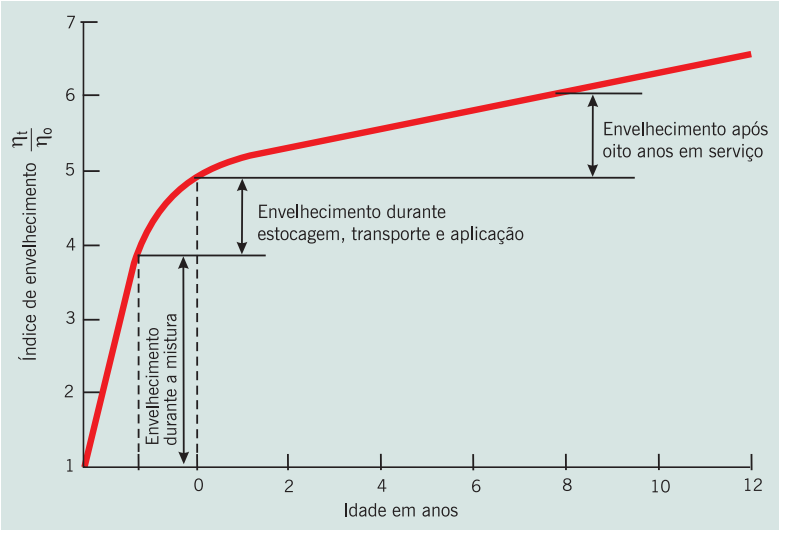


Figura 2.19 Envelhecimento do ligante durante a mistura com o agregado em usina, estocagem, transporte, aplicação no campo e durante vários anos de serviço (Whiteoak, 1980, apud Shell, 2003)

Ensaio de ponto de fulgor

O ponto de fulgor é um ensaio ligado à segurança de manuseio do asfalto durante o transporte, estocagem e usinagem. Representa a menor temperatura na qual os vapores emanados durante o aquecimento do material asfáltico se inflamam por contato com uma chama padronizada. Valores de pontos de fulgor de CAP são normalmente superiores a 230ºC. A Figura 2.20 mostra um arranjo esquemático do ensaio e foto de equipamento utilizado para executá-lo segundo a norma ABNT NBR 11341/2004.

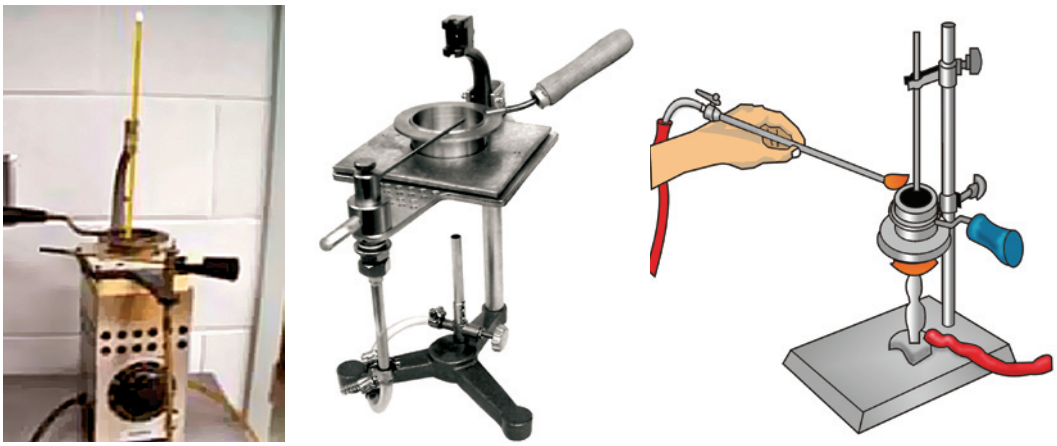


Figura 2.20 Modelos de equipamentos para o ensaio e esquema do ensaio de ponto de fulgor pelo vaso aberto de Cleveland

Ensaio de espuma

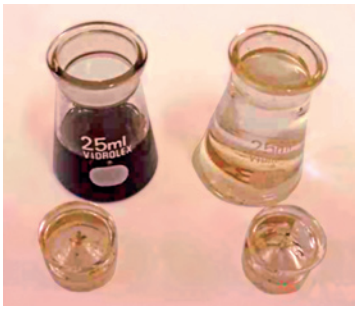
O CAP não deve conter água pois, ao ser aquecido, pode formar espuma causando explosões visto que há dificuldade do material de liberar as bolhas de água aquecidas, que, ao forçarem a liberação, podem lançar gotículas de asfalto a longas distâncias. A presença de água no asfalto pode causar acidentes nos tanques e no transporte. Não há um ensaio determinado, mas avaliação qualitativa. A especificação brasileira de CAP vigente até julho de 2005 tem uma observação de que o ligante não pode espumar quando aquecido até 175ºC. Em algumas rotas de fabricação de CAP no passado era até usado um produto antiespumante para satisfazer essa condição, dependendo do processo de refino e do petróleo.

Mais recentemente porém tem sido utilizada uma técnica chamada de asfalto-espuma ou espuma de asfalto para uso em reciclagem de pavimentos que utiliza essa característica do ligante aquecido de espumar em presença de água, para, em condições controladas, provocar a espumação por jatos externos de água sobre o CAP aquecido (ver item 2.7).

Ensaio de massa específica e densidade relativa

A massa específica do ligante asfáltico é obtida por meio de picnômetro para a determinação do volume do ligante e é definida como a relação entre a massa e o volume. A Figura 2.21 apresenta as etapas do ensaio. A massa específica e a densidade relativa do CAP devem ser medidas e anotadas para uso posterior na dosagem das misturas asfálticas. Os ligantes têm em geral massa específica entre 1 e 1,02g/cm^3.

O ensaio é realizado de acordo com a norma ABNT NBR 6296/2004. A densidade relativa é a razão da massa específica do asfalto a 20ºC pela massa específica da água a 4ºC, que é de aproximadamente 1g/cm^3. A finalidade é a conversão de massas em volumes durante os cálculos de determinação do teor de projeto de ligante numa mistura asfáltica.



(a) Picnômetros com asfalto e água

(b) Determinação da massa do picnômetro totalmente preenchido com água a 25°C

(c) Determinação da massa do picnômetro preenchido até a metade com asfalto a 25°C

(d) Determinação da massa do picnômetro preenchido metade com água e metade com asfalto, a 25°C

Figura 2.21 Etapas do ensaio de massa específica do ligante
(Fotos: Silva, 2005)

Ensaio de ponto de ruptura Fraass

Em 1937 o pesquisador Fraass propôs um método de ensaio para qualificar o asfalto sob condição de temperaturas negativas, que consiste basicamente em buscar determinar a temperatura que leva o ligante a uma rigidez crítica que resulta em trincamento. Muitos países que têm invernos muito rigorosos como, por exemplo, Canadá, Finlândia, Noruega, Alemanha e Suécia, têm valores máximos de "temperatura Fraass" nas especificações de asfaltos.

É a temperatura na qual o CAP, quando submetido à flexão, tende mais pronunciadamente a romper do que a fluir. No ensaio, uma placa de aço de 41mm × 20mm, revestida de uma fina camada de CAP, flexionada sob condições padronizadas, é submetida a temperaturas decrescentes. O ponto de ruptura é a temperatura em que aparece a primeira fissura na película de CAP. Esse ensaio mede a temperatura mínima na qual o material resiste à flexão. Tem sido também utilizado nas especificações de asfaltos modificados por polímero. A Figura 2.22 mostra um equipamento empregado para a realização deste ensaio. A Comunidade Européia possui a norma EN 12593/2000 para

a medida da temperatura Fraass; no entanto, devido às nossas condições climáticas, não há norma brasileira para a mesma. A temperatura Fraass pode ser estimada pelo ensaio de penetração admitindo-se que haja uma correspondência com a penetração de 1,25.

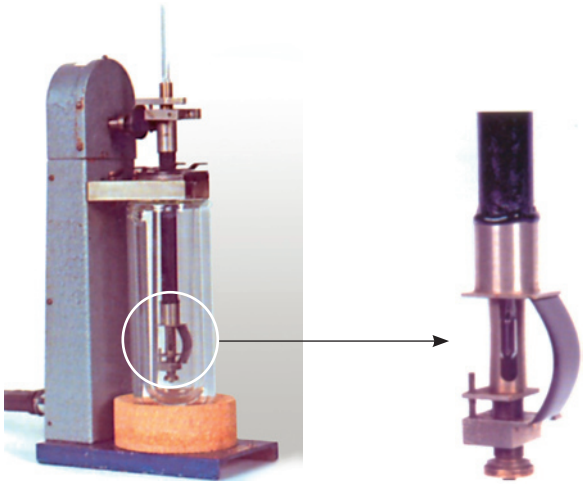


Figura 2.22 Equipamento de ensaio de ponto de ruptura Fraass
(Foto: Cenpes)

Suscetibilidade térmica

A suscetibilidade térmica indica a sensibilidade da consistência dos ligantes asfálticos à variação de temperatura. Trata-se de uma propriedade importante dos ligantes asfálticos uma vez que se eles forem muito suscetíveis à variação de estado ou de propriedades frente à variação de temperatura, não serão desejáveis na pavimentação. É desejável que o ligante asfáltico apresente variações pequenas de propriedades mecânicas, nas temperaturas de serviço dos revestimentos, para evitar grandes alterações de comportamento frente às variações de temperatura ambiente.

Diferentes abordagens podem ser usadas para se determinar a suscetibilidade térmica dos ligantes. Normalmente tem-se calculado para essa finalidade o Índice de Suscetibilidade Térmica ou Índice de Penetração. Pelo procedimento proposto em 1936 por Pfeiffer e Van Doormaal esse índice é determinado a partir do ponto de amolecimento (PA) do CAP e de sua penetração a 25ºC, incluindo-se a hipótese que a penetração do CAP no seu ponto de amolecimento é de 800 (0,1mm). Muitos autores têm reportado que a penetração de um grande número de CAPs no seu PA pode diferir consideravelmente de 800, principalmente nos casos de CAPs com altos valores de PA. Portanto, é prudente medir-se a penetração em alguma outra temperatura em adição à medida a 25ºC, em vez de admitir a hipótese mencionada. Os pontos correspondentes ao logaritmo da penetração pela respectiva temperatura do ensaio, sendo que as penetrações são determinadas em duas temperaturas diferentes, são grafados, fornecendo uma reta como resultado. O coeficiente angular da reta α é dado por:

$$\tan \alpha = \frac{\log(P_{T1}) - \log(P_{T2})}{T_1 - T_2} \quad (2.5)$$

Onde:

P_{Ti} = penetração em 0,1mm medida à temperatura de ensaio T_i;

T_i = temperatura de ensaio (ºC).

A seguinte relação empírica é utilizada para determinar o *Índice de Suscetibilidade Térmica ou Índice de Penetração* IP:

$$IP = \frac{20 - 500(\tan \alpha)}{1 + 50(\tan \alpha)} \quad (2.6)$$

Como exemplo, considere a penetração de um CAP a 25ºC como 120 (0,1mm) e a 4,4ºC como 10 (0,1mm). O valor do IP será:

$$\tan \alpha = \frac{\log(120) - \log(10)}{25 - 4,4} = 0,052 \Rightarrow IP = \frac{20 - 500(0,052)}{1 + 50(0,052)} = -1,67 \quad (2.7)$$

Quanto menor o IP de um cimento asfáltico, em valor absoluto, menor será a sua suscetibilidade térmica. A atual norma brasileira que classifica os CAPs estabelece uma faixa admissível para o IP entre (-1,5) e (+0,7) – item 2.3 deste capítulo.

A maioria dos cimentos asfálticos tem um IP entre (-1,5) e (0). Valores maiores que (+1) indicam asfaltos oxidados (pouco sensíveis a elevadas temperaturas e quebradiços em temperaturas mais baixas); valores menores que (-2) indicam asfaltos muito sensíveis à temperatura.

Assumindo a hipótese da penetração (P) de qualquer CAP à temperatura correspondente ao ponto de amolecimento (PA) ser próxima de 800 (0,1mm), conforme Pfeiffer e Van Doormaal, a suscetibilidade térmica é definida simplesmente a partir da expressão (2.8), que é a forma de estimativa da suscetibilidade térmica dos ligantes que consta da especificação brasileira de CAP:

$$IP = \frac{20 - 500(\tan \alpha)}{1 + 50(\tan \alpha)} = \frac{500 \log(P) + 20\,PA - 1951}{120 - 50 \log(P) + PA} \quad (2.8)$$

Sendo:

$$\tan \alpha = \frac{\log(800) - \log(P)}{PA - 25} \quad (2.9)$$

Outra forma de se avaliar as mudanças físicas dos ligantes com a temperatura é utilizando um gráfico especial conhecido como BTDC (*Bitumen Test Data Chart*) ou gráfico de Heukelom (1969), cuja característica principal é combinar os dados de penetração,

ponto de amolecimento e viscosidade num mesmo espaço, de forma que, combinando escalas escolhidas especialmente, seja possível avaliar se o ligante será adequado para uso em pavimentação, sob o ponto de vista da trabalhabilidade e da capacidade de envolver os agregados. Também permite a escolha da faixa de temperatura a ser empregada na mistura com os agregados e na compactação. Na Figura 2.23 é mostrado um exemplo esquemático desse gráfico, com várias possibilidades de resultados de ensaios ilustrando os tipos adequados e não-adequados para pavimentação, segundo esse critério. Para desenhar esse gráfico são necessárias escalas especiais; uma escala linear horizontal de temperatura e duas escalas verticais, sendo uma para plotar a penetração (logarítmica) e outra para a viscosidade (escala especial ajustada), especialmente desenhadas para esse fim.

Sob algumas condições, admite-se que todos os ligantes teriam uma penetração de 800 (0,1mm) e viscosidade de 1200Pa.s à temperatura correspondente ao ponto de amolecimento, o que pode não ser verdadeiro para todos os ligantes, como já comentado. A avaliação da suscetibilidade térmica do ligante pelo gráfico de Heukelom é mais adequada do que pelo IP, calculado a partir de penetração a 25ºC e PA, segundo muitos autores (por ex. Shell, 2003).

Pelo gráfico BTDC é possível distinguir três tipos ou classes de ligantes asfálticos, conforme esboçado na Figura 2.23, classe S, classe B e classe W. O grupo designado como classe S (S de *straigth line* – linha reta) representa os asfaltos de diferentes origens, com quantidade limitada de parafina e que terão a suscetibilidade térmica expressa por inclinações variáveis dessa reta, mas que podem ter suas características da viscosidade variando com a temperatura, obtidas através do ponto de amolecimento e penetração somente. Representam asfaltos adequados para pavimentação.

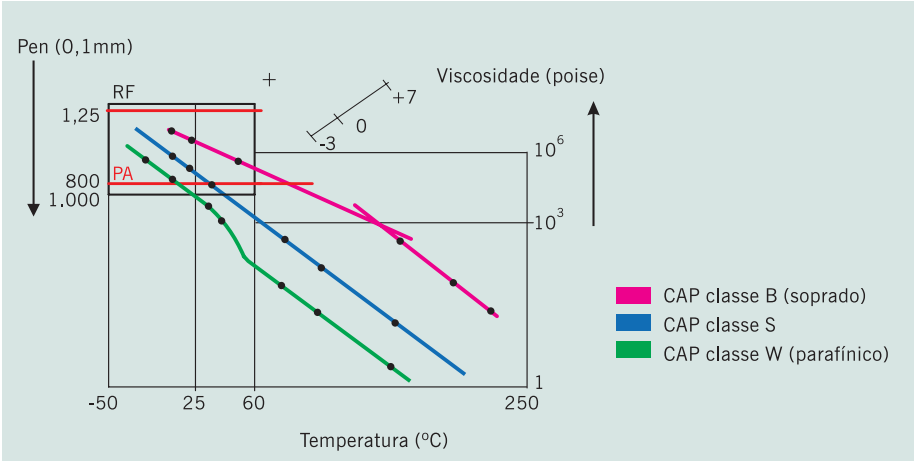


Figura 2.23 Exemplo esquemático de gráfico de Heukelom para classificação de ligantes asfálticos (BTDC)

Os asfaltos classe B (*blown* – soprado) apresentam curvas no gráfico BTDC que são duas retas concorrentes, indicando que as propriedades nas temperaturas altas não variam na mesma proporção do que nas temperaturas baixas. Nesse caso, é necessária a realização de ensaios de penetração, ponto de amolecimento e viscosidade em duas temperaturas para conhecer adequadamente o comportamento do ligante em ampla faixa de temperatura.

Os asfaltos da classe W (*waxy* – parafínico) também apresentam duas curvas no gráfico BTDC, porém que têm inclinações parecidas, embora não alinhadas numa mesma posição do gráfico pela influência do comportamento diferenciado da parafina nas condições de baixas e de altas temperaturas.

Outra maneira de verificar o efeito das parafinas no ligante foi desenvolvida pela Shell em 1989. A definição do cimento asfáltico tipo S, considerado bom para pavimentação, foi ligeiramente alterada da tradicional linha reta onde as retas de penetração *versus* temperatura e viscosidade *versus* temperatura são coincidentes. Por razões práticas o seguinte critério é usado para classificar os cimentos asfálticos em tipo S ou tipo W (*wax*):

$$\Delta T = (T_{13.000P} - T_{PA})°C \qquad (2.10)$$

Onde:

$T_{13.000P}$ = temperatura cuja viscosidade é 13.000P;

T_{PA} = temperatura de ponto de amolecimento.

Critério:

$$\Delta T \leq 8°C \qquad (2.11)$$

Se o parâmetro ΔT da expressão 2.11 for atendido, o CAP apresenta comportamento tipo S, caso contrário apresenta comportamento tipo W. Esse parâmetro tem correlação com o teor de parafinas cristalizáveis, determinado através do DSC.

2.3 ESPECIFICAÇÕES BRASILEIRAS

A penúltima especificação brasileira de CAP, vigente de 1992 até julho de 2005, separava em duas famílias de ligantes, os especificados por penetração e os especificados pela viscosidade absoluta, considerando requisitos para esses parâmetros e para outros ensaios físicos entre os descritos no item anterior. As Tabelas 2.2 e 2.3 mostram as especificações que foram vigentes até 2005. Por viscosidade os asfaltos brasileiros eram subdivididos em três grupos: CAP 7, CAP 20 e CAP 40, sendo esses números associados ao início da faixa de viscosidade de cada classe. Por penetração, havia quatro classes de asfalto: CAP 30-45, CAP 50-60, CAP 85-100 e CAP 150-200, sendo esses números associados à faixa de penetração obtida no ensaio.

Os intervalos entre as classes foram criados somente para resolver a questão comercial dos preços de cada uma delas.

A razão de viscosidade referida na especificação, das Tabelas 2.2 e 2.3, é dada por:

$$\text{Razão de Viscosidade} = \frac{Viscosidade\ a\ 60^{o}C\ após\ RTFOT\ ou\ TFOT}{Viscosidade\ a\ 60^{o}C\ antes\ RTFOT\ ou\ TFOT}$$

O Índice de Suscetibilidade citado nas Tabelas 2.2 e 2.3 refere-se ao obtido pela expressão 2.7, de Pfeiffer e Van Doormaal.

Em julho de 2005 foi aprovada pela Agência Nacional de Petróleo, Gás e Energia (ANP) uma nova especificação de CAP para todo o Brasil, em substituição às duas anteriores mostradas. Essa nova especificação baseia-se na penetração e nos ensaios vistos anteriormente e é apresentada na Tabela 2.4.

A título comparativo apresenta-se na Tabela 2.5 a especificação de CAP da Comunidade Européia, acordada entre os países-membros em 2000, com as exigências mínimas para asfaltos para pavimentação, dada pela especificação EN 12591/2000. Os ensaios e respectivos valores admissíveis dessa tabela podem ser acrescidos de outras exigências adicionais em cada país-membro da Comunidade Econômica Européia (CEE). Essa especificação está atualmente em revisão e será substituída por critérios de desempenho, seguindo a tendência do Superpave.

2.4 ASFALTO MODIFICADO POR POLÍMERO

Para a maioria das aplicações rodoviárias, os asfaltos convencionais têm bom comportamento, satisfazendo plenamente os requisitos necessários para o desempenho adequado das misturas asfálticas sob o tráfego e sob as condições climáticas. No entanto, para condições de volume de veículos comerciais e peso por eixo crescente, ano a ano, em rodovias especiais ou nos aeroportos, em corredores de tráfego pesado canalizado e para condições adversas de clima, com grandes diferenças térmicas entre inverno e verão, tem sido cada vez mais necessário o uso de modificadores das propriedades dos asfaltos. Entre esses, citam-se asfaltos naturais, gilsonita ou asfaltita, mas especialmente polímeros de vários tipos que melhoram o desempenho do ligante.

Mano (1985, 1991) apresenta as seguintes definições de polímeros e macromoléculas:

- macromoléculas são moléculas gigantescas que resultam do encadeamento de dez mil ou mais átomos de carbono, unidos por ligações covalentes, podendo ser naturais (madeira, borracha, lã, asfalto etc.) ou sintéticas (plásticos, borrachas, adesivos etc.);
- polímeros (do grego “muitas partes”) são macromoléculas sintéticas, estruturalmente simples, constituídas de unidades estruturais repetidas em sua longa cadeia, denominadas monômeros. Os homopolímeros são constituídos por apenas um monômero, e os copolímeros são os que apresentam pelo menos dois monômeros em sua estrutura.

TABELA 2.2 ESPECIFICAÇÕES PARA CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO (CAP)
Classificação por penetração (Portaria DNC 5 de 18/2/1993) vigente até julho de 2005

Características	Unidade	Valores			
		CAP 30-45	CAP 50-60	CAP 85-100	CAP 150-200
Penetração (100g,5s, 25°C)	0,1mm	30 a 45	50 a 60	85 a 100	150 a 200
Dutilidade a 25°C, mín.	cm	60	60	100	100
Índice de Suscetibilidade Térmica		(-1,5) a (+1)	(-1,5) a (+1)	(-1,5) a (+1)	(-1,5) a (+1)
Ponto de fulgor, mín.	°C	235	235	235	220
Solubilidade em tricloroetileno, mín.	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5
Viscosidade Saybolt-Furol, 135°C, mín.	s	110	110	85	70
Efeito do calor e do ar, 163°C por 5h					
Penetração, mín.	%	50	50	47	40
Variação em massa, máx.	%	1,0	1,0	1,0	1,0

TABELA 2.3 ESPECIFICAÇÕES PARA CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO (CAP)
Classificação por viscosidade (Portaria DNC 5 de 18/2/93) vigente até julho de 2005

Características	Unidade	Valores		
		CAP-7	CAP-20	CAP-40
Viscosidade a 60°C	P	700 a 1.500	2.000 a 3.500	4.000 a 8.000
Viscosidade Saybolt-Furol, 135°C, mín.	s	100	120	170
Viscosidade Saybolt-Furol, 177°C	s	15 a 60	30 a 150	40 a 150
Dutilidade a 25°C, mín.	cm	50	20	10
Índice de Suscetibilidade Térmica		(-1,5) a (+1)	(-1,5) a (+1)	(-1,5) a (+1)
Penetração (100g, 5s, 25°C), mín.	0,1mm	90	50	30
Ponto de fulgor, mín.	°C	220	235	235
Solubilidade em tricloroetileno, mín.	% massa	99,5	99,5	99,5
Densidade (20/4°C), mín.		0,9990	0,9990	0,9990
Efeito do calor e do ar, 163°C por 5h				
Razão de viscosidade, máx.		4,0	4,0	4,0
Variação em massa, máx.	%	1,0	1,0	1,0

TABELA 2.4 NOVA ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO (CAP) (ANP, 2005)

Características	Unidade	Limites				Métodos	
		CAP 30-45	CAP 50-70	CAP 85-100	CAP 150-200	ABNT	ASTM
Penetração (100g, 5s, 25ºC)	0,1mm	30 a 45	50 a 70	85 a 100	150 a 200	NBR 6576	D 5
Ponto de amolecimento, mín.	ºC	52	46	43	37	NBR 6560	D 36
Viscosidade Saybolt-Furol							
a 135ºC, mín.	s	192	141	110	80	NBR 14950	E 102
a 150ºC, mín.		90	50	43	36		
a 177ºC		40 a 150	30 a 150	15 a 60	15 a 60		
Viscosidade Brookfield							
a 135ºC, mín. SP 21, 20rpm, mín.	cP	374	274	214	155	NBR 15184	D 4402
a 150ºC, mín.		203	112	97	81		
a 177ºC, SP 21		76 a 285	57 a 285	28 a 114	28 a 114		
Índice de Suscetibilidade Térmica		(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	–	–
Ponto de fulgor, mín.	ºC	235	235	235	235	NBR 11341	D 92
Solubilidade em tricloroetileno, mín.	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5	NBR 14855	D 2042
Dutilidade a 25ºC, mín.	cm	60	60	100	100	NBR 6293	D 113
Efeito do calor e do ar a 163ºC por 85 minutos							
Variação em massa, máx.	% massa	0,5	0,5	0,5	0,5		D 2872
Dutilidade a 25ºC, mín.	cm	10	20	50	50	NBR 6293	D 113
Aumento do ponto de amolecimento, máx.	ºC	8	8	8	8	NBR 6560	D 36
Penetração retida, mín.(*)	%	60	55	55	50	NBR 6576	D 5

(*) Relação entre a penetração após o efeito do calor e do ar em estufa RTFOT e a penetração original, antes do ensaio do efeito do calor e do ar.

TABELA 2.5 ESPECIFICAÇÃO DE ASFALTOS PARA PAVIMENTAÇÃO DA COMUNIDADE EUROPÉIA (EN 12591/2000)

Ensaio	Unidade	Método	Designação da classe								
			20/30	30/45	35/50	40/60	50/70	70/100	100/150	160/220	250/330
Penetração a 25ºC	0,1mm	EN 1426	20-30	30-45	35-50	40-60	50-70	70-100	100-150	160-220	250-330
Ponto de amolecimento	ºC	EN 1427	55-63	52-60	50-58	48-56	46-54	43-51	39-47	35-43	30-38
Resistência ao endurecimento a 163ºC (efeito do calor e do ar)											
Variação em massa, máx. (±)	%	EN 12607-1 ou 3	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,8	0,8	1,0	1,0
Penetração retida, mín.	%		55	53	53	50	50	46	43	37	35
Ponto de amolecimento, mín.	ºC		57	54	52	49	48	45	41	37	32
Ponto de fulgor, mín.	ºC	EN 22592	240	240	240	230	230	230	230	220	220
Solubilidade, mín.	%	EN 12592	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0

O comportamento do polímero sintético depende dos materiais de partida (monômeros), do tipo de reação empregado para sua obtenção e da técnica de preparação. Os tipos de reação empregados são:

- poliadição, por exemplo, SBR (borracha estireno-butadieno) e EVA (etileno-acetato de vinila);
- policondensação, por exemplo, ER e PET;
- modificação química de outro polímero, por exemplo, SBS (estireno-butadieno-estireno).

Quanto ao seu comportamento frente às variações térmicas, os polímeros são classificados em categorias como sugerido por Mano (1985, 1991) e Leite (1999):

- *termorrígidos*: são aqueles que não se fundem, sofrem degradação numa temperatura limite e endurecem irreversivelmente quando aquecidos a uma temperatura que depende de sua estrutura química. Apresentam cadeias moleculares que formam uma rede tridimensional que resiste a qualquer mobilidade térmica. Por exemplo: resina epóxi, poliéster, poliuretano;
- *termoplásticos*: são aqueles que se fundem e tornam-se maleáveis reversivelmente quando aquecidos. Normalmente consistem de cadeias lineares, mas podem ser também ramificadas. São incorporados aos asfaltos a alta temperatura. Por exemplo: polietileno, polipropileno, PVC;
- *elastômeros*: são aqueles que, quando aquecidos, se decompõem antes de amolecer, com propriedades elásticas. Por exemplo: SBR;

- *elastômeros termoplásticos*: são aqueles que, a baixa temperatura, apresentam comportamento elástico, porém quando a temperatura aumenta passam a apresentar comportamento termoplástico. Por exemplo: SBS e EVA.

Nem todos os polímeros são passíveis de serem adicionados ao CAP e nem todo CAP quando modificado por polímeros apresenta estabilidade à estocagem. Os asfaltos que melhor se compatibilizam com polímeros são aqueles que apresentam uma certa aromaticidade. A quantidade de polímero que deve ser adicionada ao ligante é variável e depende das propriedades finais desejadas. É necessário também verificar a adequada dispersão do polímero no CAP, de forma que a matriz polimérica fique fixada na estrutura do asfalto, ocluída nas malhas do mesmo.

Grande parte dos trabalhos de pavimentação atualmente refere-se à manutenção e ao reforço de rodovias existentes, havendo também maior preocupação com a qualidade da superfície quanto ao conforto e à segurança dos usuários em todas as condições climáticas; nesses casos, o desenvolvimento de novas concepções de misturas asfálticas tem exigido a utilização de asfaltos modificados. O uso de asfaltos modificados por polímeros pode reduzir a freqüência das manutenções e aumentar a vida de serviço de pavimentos de locais de difícil acesso ou de custo muito elevado de interrupção do tráfego para reparos. Locais de tráfego canalizado também podem se beneficiar com o uso de asfaltos modificados.

O grau de melhoria e modificação do ligante e, em conseqüência, o seu custo dependem das necessidades do local onde será aplicado, considerando se é obra nova ou reforço, variações térmicas e cargas mecânicas às quais o trecho estará submetido, potencial para deformação permanente ou fadiga etc.

Como o asfalto é um material termoviscoelástico, suas características vão influenciar diretamente o desempenho das misturas asfálticas, tanto de deformação permanente quanto de fadiga. As deformações resultantes das cargas aplicadas, ou seja, as respostas da mistura asfáltica aos pulsos de carga gerados pelo tráfego em movimento podem ser bastante modificadas pela presença de polímeros no ligante, aumentando ou diminuindo as parcelas de viscosidade e de elasticidade do conjunto, para várias faixas de temperatura.

Já por muitas décadas vários pesquisadores têm tentado desenvolver usos industriais de vários modificadores de asfalto, tais como: fíleres especiais, fibras e borrachas, por exemplo. Nos últimos 30 anos, com o desenvolvimento de vários polímeros diferentes, as modificações do ligante tomaram impulso significativo.

Para que a modificação do ligante seja viável técnica e economicamente, é necessário que o polímero seja resistente à degradação nas temperaturas usuais de utilização do asfalto, misture-se adequadamente com o asfalto, melhore as características de fluidez do asfalto a altas temperaturas, sem que o ligante fique muito viscoso para a misturação e espalhamento, nem tão rígido ou quebradiço a baixas temperaturas.

O asfalto-polímero tem que manter suas propriedades durante a estocagem, aplicação

e serviço, deve poder ser processado nos equipamentos convencionais, permanecer estável, física e quimicamente, ao longo de todas as fases e não necessitar de temperaturas muito diferenciadas para aplicação.

Na Europa, particularmente na Alemanha, misturas asfálticas feitas com asfalto modificado por polímero foram introduzidas na década de 1970. Nessa época, foram utilizados na Itália revestimentos asfálticos com polietileno adicionado na própria usina misturadora.

O ramo rodoviário brasileiro começou a cogitar a utilização de ligantes modificados por polímero a partir de 1974 quando uma primeira experiência com CAP modificado com resina epóxi foi aplicada em um trecho de 275m na BR-116, Rio-São Paulo. Logo em seguida foi feita uma aplicação, na ponte Rio-Niterói, de asfalto com 15% de resina epóxi líquida mais 40% de extrato aromático e mais um reticulador, uma mistura que alterou profundamente o asfalto, mas ficou muito onerosa, justificando-se seu emprego somente em obras muito especiais como é o caso da Ponte Rio-Niterói com seu tabuleiro metálico. Houve em seguida uma experiência no Aeroporto Santos Dumont, um pequeno trecho na Avenida Atlântica e outro na Avenida Brasil, todos no Rio de Janeiro e com látex introduzido diretamente no tambor misturador da usina de concreto asfáltico, o que não foi muito eficiente e resultou em heterogeneidade da mistura final. Na forma de emulsão asfáltica modificada por polímero, a primeira experiência, ainda nos anos 1980, foi para uso em lama asfáltica e pintura de ligação no Autódromo de Jacarepaguá (Pinto e Farah, 1983). Nesse mesmo autódromo foi feita uma segunda aplicação de mistura asfáltica com polímero SBS entre 1996 e 1997, utilizando asfalto com SBR para a pintura de ligação.

Trabalhos pioneiros envolvendo mistura de asfalto com polímero foram efetuados também pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER no Rio de Janeiro em 1990, que recobriu um trecho de cerca de 300m da Rua Leopoldo Bulhões com mistura asfáltica com asfalto modificado por copolímero SBS e outros 300m com asfalto modificado por copolímero EVA em comparação com trechos com ligante tradicional (Ramos *et al.*, 1995).

A companhia Ipiranga, em seu segmento dedicado a asfaltos, também investiu no asfalto-polímero e desde 1997 está comercializando asfaltos modificados por SBS. A Petrobras iniciou a comercialização de asfaltos modificados por SBS e SBR a partir de 1998 (Leite, 1999).

A Tabela 2.6 mostra em termos qualitativos as influências de vários tipos de modificadores de asfalto no comportamento da mistura asfáltica no pavimento ao longo da vida útil, considerando defeitos de deformação permanente, fadiga, trincas térmicas, envelhecimento e adesividade (Shell, 2003).

2.4.1 Polímeros mais comuns para uso em pavimentação

O grupo de polímeros termoplásticos normalmente usados em modificação de CAP consiste de copolímeros em bloco de estireno-butadieno (SB), estireno-butadieno-estireno (SBS), estireno-isopreno-estireno (SIS), estireno-etileno-butadieno-estireno (SEBS),

TABELA 2.6 BENEFÍCIOS DE DIFERENTES TIPOS DE MODIFICADORES DE ASFALTO (modificado de Shell, 2003)

Modificador	Deformação Permanente	Trincas Térmicas	Trincas de Fadiga	Dano por Umidade	Envelhecimento
Elastômeros	*	*	*		*
Plastômeros	*				
Borracha de pneu	*	*	*		*
Negro-de-fumo	*				*
Cal				*	*
Enxofre	*				
Modificadores químicos	*				
Antioxidante					*
Melhorador de adesividade				*	*
Cal hidratada				*	*

(*) Símbolo significa que há benefício.

acrilonitrila-butadieno-estireno (ABS) e acetato de vinila (EVA). As Figuras 2.24 e 2.25 mostram a representação esquemática de alguns desses polímeros.

Porém, não basta conhecer somente o nome genérico do polímero, pois muitos deles têm apresentação comercial diferenciada, tanto na formulação e obtenção das cadeias como na forma de apresentação, se granulado grosso ou fino, pó fino, líquido etc.

O copolímero SBS é comercializado tanto em forma de pó como em grânulos e, por exemplo, existe o da Shell tipo linear TR1101, produzido no Brasil, e o estrelado TR1186 importado, ambos com cerca de 30% de estireno. Os copolímeros em bloco SBS da Petroflex, fabricados no Brasil, são do tipo linear Coperflex 2032, 2040 e TR-D101. O

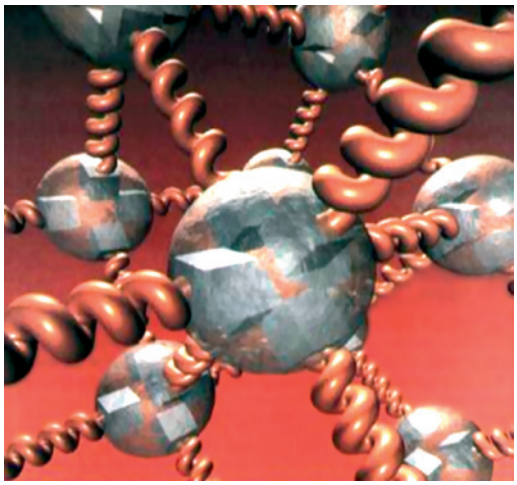


Figura 2.24 Representação esquemática da estrutura de um elastômero termoplástico à temperatura ambiente (Shell, 2003)

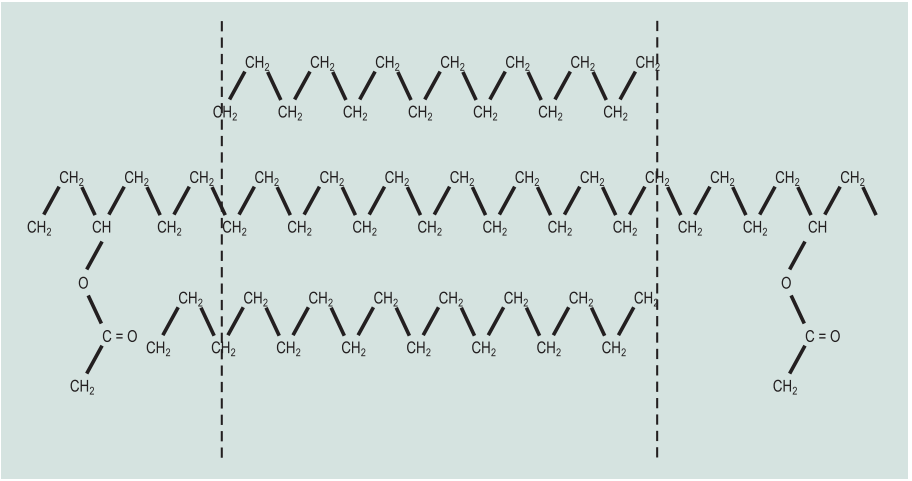


Figura 2.25 Representação esquemática de um elastômero termoplástico EVA

polímero SBR em geral é em forma de látex e EVA e LDPE (polietileno de baixa densidade) em grânulos. Os copolímeros EVA fornecidos pela Politeno são denominados HM728, CEVA38 e 3019PE, com teor de acetato de vinila de 28, 19 e 19%, respectivamente. O polietileno da Eastman EE-2 é uma poliolefina funcionalmente modificada, desenvolvida para modificação do asfalto a ser aplicado a quente (Leite, 1999).

O polímero TR 2040 da Petroflex tem menor massa molar – MM, maior teor de estireno e maior polidispersão que o TR1101 da Shell. A moagem dos TR1101 Shell ou TRD 101 Petroflex conduz a copolímeros de menor massa molar. O polímero SBS moído contém sílica para evitar reaglomeração. O polímero SBS estrelado TR1186 Shell apresenta MM duas vezes maior que o TR1101.

Leite (1999) estudou quatro tipos de SBR, todos com 24% de estireno, da linha Butonal fornecidos pela Basf para preparo de asfaltos modificados. Dois deles são aniônicos, NS175 e NX1127, com 70 a 72% de sólidos e os outros dois são catiônicos, NS198 e NX1118, com 63 a 65% de sólidos. O polímero SBR não exige agitadores de alto cisalhamento para sua modificação, mas requer seleção da composição do CAP para alcance de compatibilidade.

O copolímero randômico SBR, por se apresentar sob forma de látex, é de fácil dispersão no CAP. Sua massa molar alta acarreta aumento de viscosidade, limitando seu emprego em 3%, o que influencia as propriedades mecânicas, sendo nesse caso inferiores às do SBS. A Basf produz vários tipos de SBR de mesmo teor de estireno com propriedades distintas oriundos de diferentes massas molares que resultam em misturas compatíveis com CAPs de diferentes procedências.

Existem numerosos polímeros atualmente disponíveis no mercado, inclusive muitos deles com nomes comerciais, tais como Kraton, Europrene, Coperflex, Cariflex etc., todos à base de polímero SBS.

A Figura 2.25 mostra uma representação esquemática do polímero EVA. Quanto

maior o teor de acetato, maior o caráter amorfo e as propriedades se aproximam às de um elastômero. Quanto menor o teor de acetato, maior a cristalinidade e, portanto, o comportamento plastomérico. O EVA se solubiliza em frações saturadas devido à sua natureza alifática que provém de seqüências etilênicas de alto peso molecular.

Leite (1999) apresenta pesquisas sobre asfaltos polímeros inclusive considerando polímeros menos usuais em pavimentação. Desenvolveu formulações e condições operacionais de preparo de asfaltos modificados com diferentes polímeros a partir de petróleos brasileiros. Implementou ensaios para a caracterização reológica dos asfaltos modificados, usou compatibilizantes para misturas de CAP com SBS para melhoria da resistência ao envelhecimento e apresentou formulações estocáveis de asfalto com borracha de pneu.

Os asfaltos modificados por SBS, a partir de petróleos brasileiros, mostraram-se compatíveis empregando cimentos asfálticos de baixa penetração (inferior a 30 décimos de milímetro) com diluentes aromáticos convencionais, sendo que o uso de diluente altamente aromático possibilitou a compatibilização de qualquer tipo de CAP de petróleo brasileiro com SBS. O uso de diluentes de óleo de xisto no preparo de asfaltos modificados por SBS propiciou a redução da viscosidade a 135ºC do produto final.

Os asfaltos modificados por SBS apresentaram menor resistência ao envelhecimento, em virtude da degradação térmica do SBS, com perda de elasticidade, que os asfaltos modificados por EVA. A melhoria da resistência ao envelhecimento pode ser obtida por otimização do processo de preparação, por ajuste na formulação quanto à aromaticidade, mediante reticulação com enxofre e/ou uso de SBS em grãos e misturadores de alto cisalhamento. Asfaltos modificados por EVA com 28% de acetato de vinila apresentaram elasticidade inferior aos modificados por SBS, mas superior aos demais asfaltos plastoméricos. A resistência à deformação permanente dos asfaltos modificados por EVA foi maior que a dos asfaltos modificados por SBS, enquanto a resistência à fadiga foi inferior, porém como as temperaturas no Brasil são mais altas que na Europa e nos EUA, o resultado do asfalto modificado por EVA é aceitável (Leite, 1999).

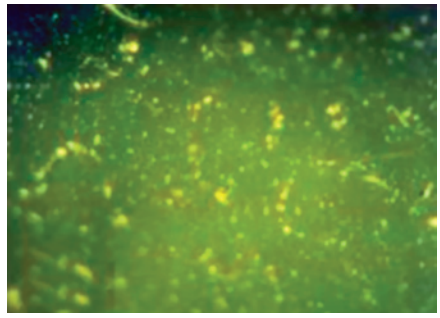
O conceito de compatibilidade está associado com a estabilidade à estocagem por dois conceitos:

- *compatível* – inexiste a separação de fases, sem precauções com manuseio, estocagem sem agitação;
- *semicompatível* – a separação de fases pode ocorrer. A separação lenta pode ser evitada através de estocagem com agitação, e a separação rápida de fases irá requerer agitação intensa mesmo em transporte por curto espaço de tempo.

Pode ser analisada a interação entre as fases asfalto-polímero através de microscópio óptico de fluorescência, podendo ser visualizadas várias fases, conforme mostrado na Figura 2.26. Também é possível distinguir o tipo de polímero incorporado com o uso de ampliações maiores.

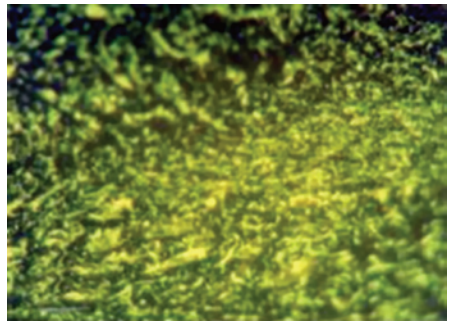
O mecanismo de modificação do asfalto por SBS passa pelo inchamento e posterior

(a) Microscópio óptico de fluorescência



(b) Matriz asfáltica

(c) Matriz polimérica



(d) Inversão de matrizes

Figura 2.26 Equipamento de análise da interação asfalto-polímero e fases do processo de incorporação

formação de duas fases na escala micro: asfaltenos em maltenos e SBS em maltenos. Há também mistura física por atração molecular. A micromorfologia compatível é sensível a tratamentos térmicos. A inversão da matriz asfáltica em polimérica (Figura 2.26), desejável para as propriedades requeridas na pavimentação, ocorre em teores de 4 a 6% de SBS, que coincidem com a faixa usual de utilização e com a variação drástica de propriedades, por exemplo, o ponto de amolecimento. Há recomendação de adição de mais 1% de SBS para garantia de qualidade. A seleção de CAP que acarrete compatibilidade é questão econômica (preço do CAP + custo de ajustes de polímero *versus* custos de tanques com agitação). Solubilidade em demasia nem sempre reflete melhores propriedades (Leite, 1999).

Os asfaltos modificados por EVA são fluidos pseudoplásticos acima de 100ºC. O uso de derivados de xisto na formulação de asfaltos modificados reduz a viscosidade a altas temperaturas facilitando as operações de usinagem e compactação. Apesar de ser considerado um plastômero, a região amorfa do EVA HM 728 confere elasticidade às misturas, permitindo o alcance de valores de retorno elástico de até 60%, ensaio descrito sucintamente a seguir no item 2.4.2. Ligantes com 5% de EVA apresentam algumas características a temperaturas de 25ºC bem próximas às de ligantes com 3% de SBS.

O polímero EVA é de fácil incorporação e não requer alto cisalhamento. Apresenta boa resistência ao envelhecimento, semelhante à do CAP (Leite, 1999).

2.4.2 Especificações brasileiras de asfalto modificado por polímeros

Como é difícil acompanhar quimicamente a incorporação do polímero ao asfalto, em muitos países as especificações baseiam-se nas alterações das características físicas e mecânicas do asfalto modificado, com base nos ensaios já descritos no item 2.2.5 procedidos da mesma forma ou com pequenas alterações para ressaltar a presença do polímero. Com o desenvolvimento de alguns outros ensaios físicos específicos complementares, foram montadas as principais especificações de asfalto modificado por polímero (AMP) no mundo.

Leite (1999) faz um balanço de mais de uma dezena de especificações de vários países, e ressalta que em muitos existem especificações particulares para cada tipo de polímero empregado. Em geral, elas se baseiam em medidas de tensão *versus* deformação, viscosidade *versus* temperatura, efeito do calor e do ar, estabilidade à estocagem, recuperação elástica, suscetibilidade térmica e módulo de rigidez.

O DNER (atual DNIT) propôs uma especificação para asfalto modificado com SBS que está mostrada na Tabela 2.7 (Pinto *et al.*, 1998; DNER, 1999).

TABELA 2.7 ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA PARA ASFALTO MODIFICADO COM POLÍMERO (AMP) (DNER – EM 396/99)

Característica	Exigência	
	Mínima	Máxima
Penetração, 100g, 5s, 0,1mm	45	-
Ponto de fulgor, ºC	235	-
Dutilidade, 25ºC, 5cm/min, cm	100	–
Densidade relativa 25ºC/4ºC	1,00	1,05
Ponto de amolecimento, ºC	60	85
Ponto de ruptura Fraass, ºC	–	-13
Recuperação elástica, 20cm, 25ºC, %	85	–
Viscosidade cinemática, 135ºC, cSt	850	
Estabilidade ao armazenamento, 500ml em estufa a 163ºC por 5 dias: • diferença de ponto de amolecimento, ºC • diferença de recuperação elástica, 20cm, 25ºC, %	 – –	 4 3
Efeito do calor e do ar (ECA) • variação em massa, % • porcentagem da penetração original • variação do ponto de amolecimento, ºC • recuperação elástica, %	 – 50 – 80	 1,0 – 4 –

O Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás (IBP), através de sua Comissão de Asfalto, também propôs uma especificação de asfalto modificado por polímero que foi aprovada pela Agencia Nacional de Petróleo (ANP) conforme Resolução 31/2007. Essa proposta está mostrada na Tabela 2.8.

Os ensaios referidos nas Tabelas 2.7 e 2.8, que são diferentes daqueles já citados no item 2.2.5, são descritos em linhas gerais a seguir.

TABELA 2.8 ESPECIFICAÇÃO DE ASFALTO-POLÍMERO (SBS) (ANP, 2007)

Tipo					
Grau (Ponto de amolecimento mín./ Recuperação elástica a 25°C mín.) (°C/%)	Método ABNT	50/65	55/75	60/85	65/90
Ensaios na amostra virgem					
Penetração 25°C, 5s, 100g, 0,1mm	NBR 6576	45-70	45-70	40-70	40-70
Ponto de amolecimento, mín., °C	NBR 6560	50	55	60	65
Viscosidade Brookfield a 135°C, *spindle* 21, 20 RPM, máx., cP	NBR 15184	1.500	3.000	3.000	3.000
Viscosidade Brookfield a 150°C, *spindle* 21, 50 RPM, máx., cP	NBR 15184	1.000	2.000	2.000	2.000
Viscosidade Brookfield a 177°C, *spindle* 21, 100 RPM, máx., cP	NBR 15184	500	1.000	1.000	1.000
Ponto de fulgor, mín., °C	NBR 11341	235	235	235	235
Ensaio de separação de fase, máx., °C	NBR 15166	5	5	5	5
Recuperação elástica a 25°C, 20cm, mín., %	NBR 15086	65	75	85	90
Recuperação elástica a 4°C, 10cm, %	NBR 15086	anotar	anotar	anotar	anotar
Ensaios no resíduo após RTFOT					
Variação de massa, máx., %	NBR 15235	1	1	1	1
Aumento do ponto de amolecimento, °C, máx.	NBR 6560	6	7	7	7
Redução do ponto de amolecimento, °C, máx.	NBR 6560	3	5	5	5
Porcentagem de penetração original, mín.	NBR 6576	60	60	60	60
Porcentagem de recuperação elástica original a 25°C, mín.	NBR 15086	80	80	80	80

2.4.3 Ensaios correntes

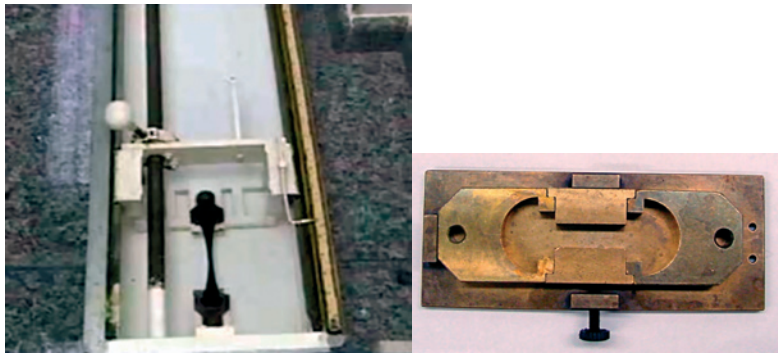
Recuperação elástica ou retorno elástico

A recuperação elástica é um ensaio que utiliza o dutilômetro com molde modificado; o teste é realizado a 25°C ou a 4°C; a velocidade de estiramento é de 5cm/min para distinguir bem materiais modificados com elastômeros dos demais. Interrompe-se o ensaio após atingir-se 200mm de estiramento e secciona-se o fio de ligante, em seu ponto médio, observando-se ao final de 60 minutos quanto houve de retorno das partes

ao tamanho original, ou seja, após junção das extremidades seccionadas, mede-se novamente o comprimento atingido. Este valor é comparado com o especificado. As normas deste ensaio são ASTM D 6084 e ABNT NBR 14756/2004.

Na Figura 2.27 estão apresentadas fotos que ilustram o ensaio e a diferença de comportamento de um ligante modificado por polímero e um convencional. Esse ensaio mostra claramente o efeito do aumento do teor de elastômero no asfalto, porém é pouco sensível aos efeitos dos plastômeros; não depende linearmente do teor do polímero e sim da interação do polímero com o asfalto, nem apresenta relação linear com ponto de amolecimento. Porém, não se relaciona facilmente com desempenho em campo (Leite, 1999).

Existe ainda um outro tipo de ensaio que pode ser feito usando um dutilômetro acoplado a um transdutor de força que vem sendo chamado de força-dutilidade (*force-ductility*) que determina a força necessária para estiramento do ligante até a ruptura, sob taxa de alongamento constante. Esse tipo de ensaio é usado em algumas especificações internacionais.



(a) Equipamento com ensaio em andamento e detalhe do molde

(b) Progressão do ensaio com alongamento do ligante asfáltico

(c) Ruptura do ligante asfáltico

Figura 2.27 Ensaio de recuperação elástica mostrando em (a) o início do alongamento; (b) dutilidade em amostra de asfalto sem modificação (ao fundo) e modificado por polímero (na frente) e (c) o mesmo ensaio de (b) após ruptura

Ensaio de separação de fases ou estabilidade à estocagem

Uma técnica recente para avaliar a compatibilidade de asfaltos modificados por polímero consiste da combinação das técnicas de polarização cruzada (CP) e rotação segundo ângulo mágico (MAS) que constitui a técnica básica de ressonância nuclear magnética – RNM (NMR em inglês). A RNM no estado sólido permite o estudo de mobilidade molecular e homogeneidade de asfaltos modificados. O estudo da estrutura de asfaltos modificados através das constantes de tempo de relaxação do spin hidrogênio ($T_{1\rho H}$), determinadas pela taxa de difusão de spin através das amostras de asfaltos modificados, mostra que a técnica de RNM pode ser usada para medida de compatibilidade e mobilidade moleculares (Leite, 1999).

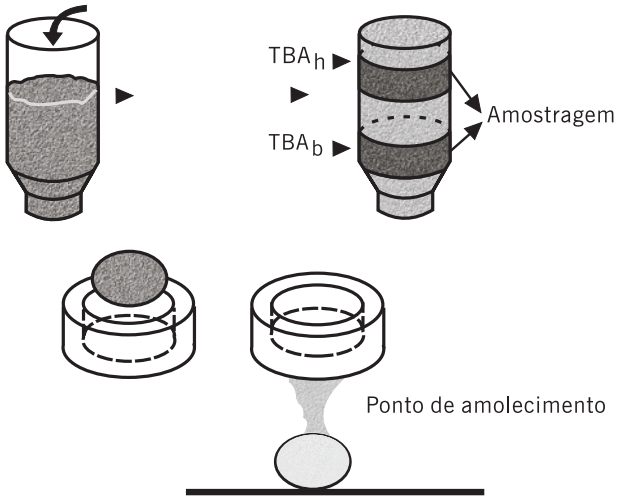
O ensaio de separação de fases (ABNT NBR 15166/2004) é empregado para quantificar a estabilidade à estocagem e correlaciona-se muito bem com observações em microscopia óptica por fluorescência e também com resultados de tempo de relaxação do spin hidrogênio por ressonância nuclear magnética (RNM). Consiste em se colocar o asfalto-polímero em um tubo metálico padronizado, na vertical, em repouso, durante 5 dias dentro de uma estufa a 163ºC e ao final desse período colher uma amostra em dois pontos distintos: um no topo e outro no fundo do tubo. Nessas amostras são realizados os ensaios de ponto de amolecimento e de recuperação elástica. As diferenças entre os resultados das amostras do topo e da base não podem ser maiores do que os limites máximos especificados na Tabela 2.7, para que a mistura asfalto-polímero testada seja considerada estocável. Na Figura 2.28 são mostrados os tubos metálicos padronizados do ensaio de compatibilidade, colocados dentro da estufa e um esquema desse ensaio.

Coesividade Vialit

Esse ensaio mede a característica de coesão proporcionada pelo asfalto-polímero por meio de um pêndulo que solicita uma amostra do material a ser testado. Esse método consiste em depositar uma fina camada do ligante a ser testado entre dois cubos que possuem, em uma de suas faces, uma área "dentada". Faz-se a medição da energia necessária para descolar os dois cubos. Esse método está padronizado na França como TT 66-037.

A Figura 2.29 mostra uma foto do equipamento e um exemplo de resultado para asfaltos convencional e modificado por polímero. A coesão Vialit consiste na medida da energia necessária para promover a ruptura de uma película de ligante colocada dentro do equipamento e solicitada por impacto pela passagem de um pêndulo. Esse ensaio originalmente era associado ao emprego em tratamentos superficiais, porém, também pode servir para comparações entre tipos de ligantes. A coesão varia com a temperatura do ensaio como mostrado na Figura 2.29. A presença do polímero em geral aumenta a coesão do ligante. O ensaio de coesividade estima o grau de adesão entre um agregado e um ligante quando sujeitos a um impacto repentino.

(a) Estufa com recipientes
(Foto: IPT, SP)



(b) Esquema de amostragem e realização de ensaio após 5 dias em estufa

Figura 2.28 Ensaio de separação de fases ou estabilidade ao armazenamento de asfalto-polímero (a) recipientes padrões colocados dentro da estufa e (b) desenho esquemático da amostragem de ligante armazenado dentro do recipiente e ensaio

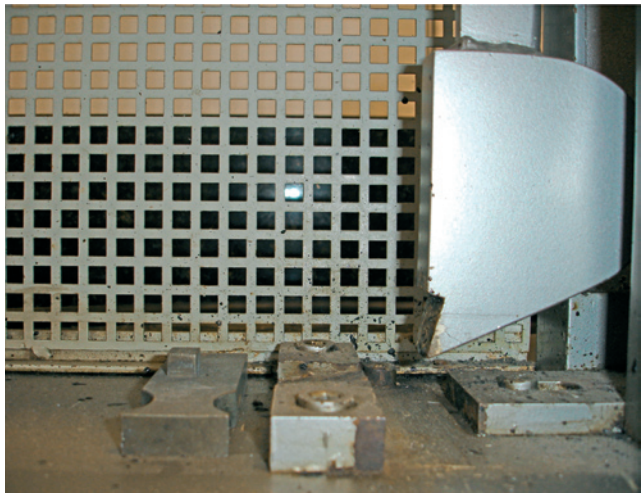
Ensaio de *toughness* & *tenacity* (fragilidade & tenacidade)

Toughness é a medida do trabalho total para tracionar uma amostra de ligante numa prensa de laboratório e *tenacity* é o trabalho requerido para alongar a amostra depois que a resistência inicial foi superada (ASTM D 5801).

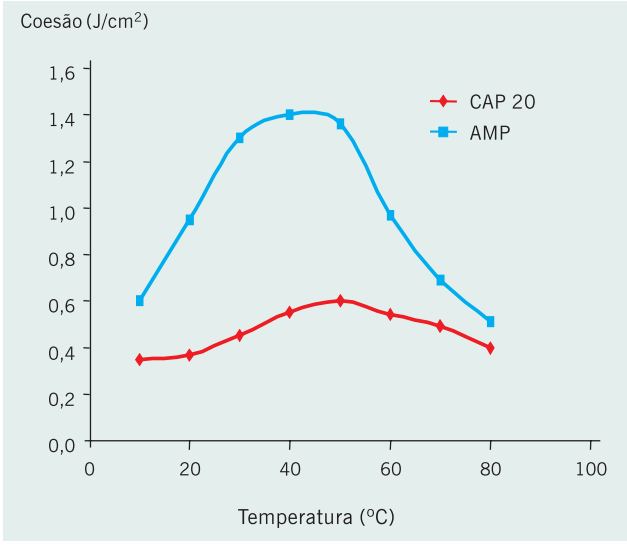
O ensaio chamado *toughness* & *tenacity,* sem tradução oficial no país, tentativamente denominado por fragilidade & tenacidade, é realizado à temperatura ambiente com velocidade de 500mm/min e consiste em medir a força necessária para tracionar um cabeçote hemisférico imerso dentro de uma amostra do ligante. A fragilidade é definida

(a) Equipamento fechado

(Fotos: Cenpes, Petrobras)



(b) Equipamento aberto



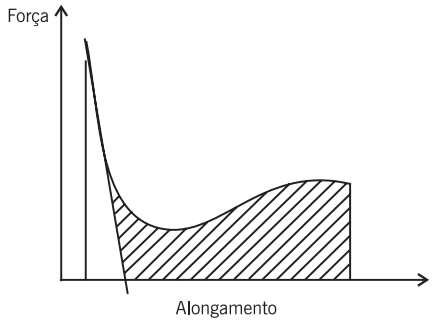
(c) Exemplo de resultado de ensaio

Figura 2.29 Equipamento de ensaio de coesão Vialit e exemplo de resultado (Leite, 2003)

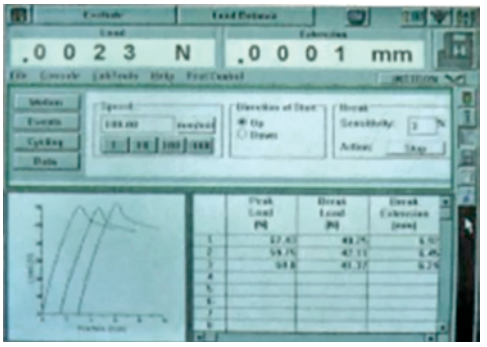
como o trabalho total para tracionar até o rompimento um corpo-de-prova de ligante, representada pela área total sob a curva resultante do ensaio e a tenacidade é definida como o trabalho necessário para estirar o ligante após o ponto de escoamento (*yield point*) representado pela área hachurada na Figura 2.30. Vem sendo empregado desde 1988 em estudos de ligantes modificados com polímero e verificou-se, por exemplo, que quando se aumenta o teor de SBR no asfalto, essa propriedade aumenta. Esse ensaio faz parte das especificações ASTM de asfaltos modificados por SBR.

A Figura 2.30 mostra o equipamento de medida de tenacidade (ASTM D 5801) utilizado para qualificar asfaltos modificados por polímero, usando uma prensa de laboratório.

(a) Equipamento



(b) Exemplo de resultado de tenacidade



(c) Tela do programa do ensaio

Figura 2.30 Equipamento do ensaio de tenacidade, exemplo de resultados obtidos e tela do programa de controle do ensaio
(Fotos: Cenpes, Petrobras)

2.4.4 Asfalto-borracha

Uma forma alternativa de se incorporar os benefícios de um polímero ao ligante asfáltico, e ao mesmo tempo reduzir problemas ambientais, é utilizar a borracha de pneus inservíveis em misturas asfálticas. Os pneus inservíveis são problemas para a sociedade e sua utilização em pavimentação tem sido uma das técnicas mais utilizadas em todo o mundo porque se emprega grande volume desse resíduo com melhorias para as misturas asfálticas sob vários aspectos.

Um pneu de veículo de passeio típico (Goodyear P 195/ 75R14), com massa aproximada de 10kg, contém (Bertollo, 2002):

- 2,50kg de diferentes tipos de borracha sintética;
- 2,0kg de 8 diferentes tipos de borracha natural;
- 2,5kg de 8 tipos de negro-de-fumo;
- 0,75kg de aço para as cinturas;
- 0,50kg de poliéster e náilon;
- 0,25kg de arames de aço;
- 1,5kg de diferentes tipos de produtos químicos, óleos, pigmentos etc.

No Brasil, são colocados no mercado aproximadamente 61 milhões de pneus por ano, sendo que cerca de 38 milhões são resultado da produção nacional e 23 milhões são pneus reaproveitados, usados importados ou recauchutados (Anip, 2001).

São dois os métodos de incorporação da borracha triturada de pneus às misturas asfálticas: o processo úmido (*wet process*) e o processo seco (*dry process*).

No processo úmido, a borracha finamente triturada é adicionada ao CAP aquecido, produzindo ligante modificado, que tem sido denominado de asfalto-borracha *(asphalt rubber,* em inglês). O asfalto-borracha pode ser utilizado em serviços de pavimentação, a serem abordados no Capítulo 4, como: concreto asfáltico (CA), *Stone Matrix Asphalt* ou *Stone Mastic Asphalt* (SMA), Camada Porosa de Atrito (CPA), tratamentos superficiais (TS), selagem de trincas e de juntas. No processo úmido, o pó de pneus representa em geral 15 a 20% da massa de ligante ou menos que 1,5% da massa total da mistura.

A Figura 2.31 mostra um esquema do processo úmido e a Figura 2.32 mostra aspectos da consistência do asfalto-borracha no momento da usinagem, processo estocável (*terminal blending*).

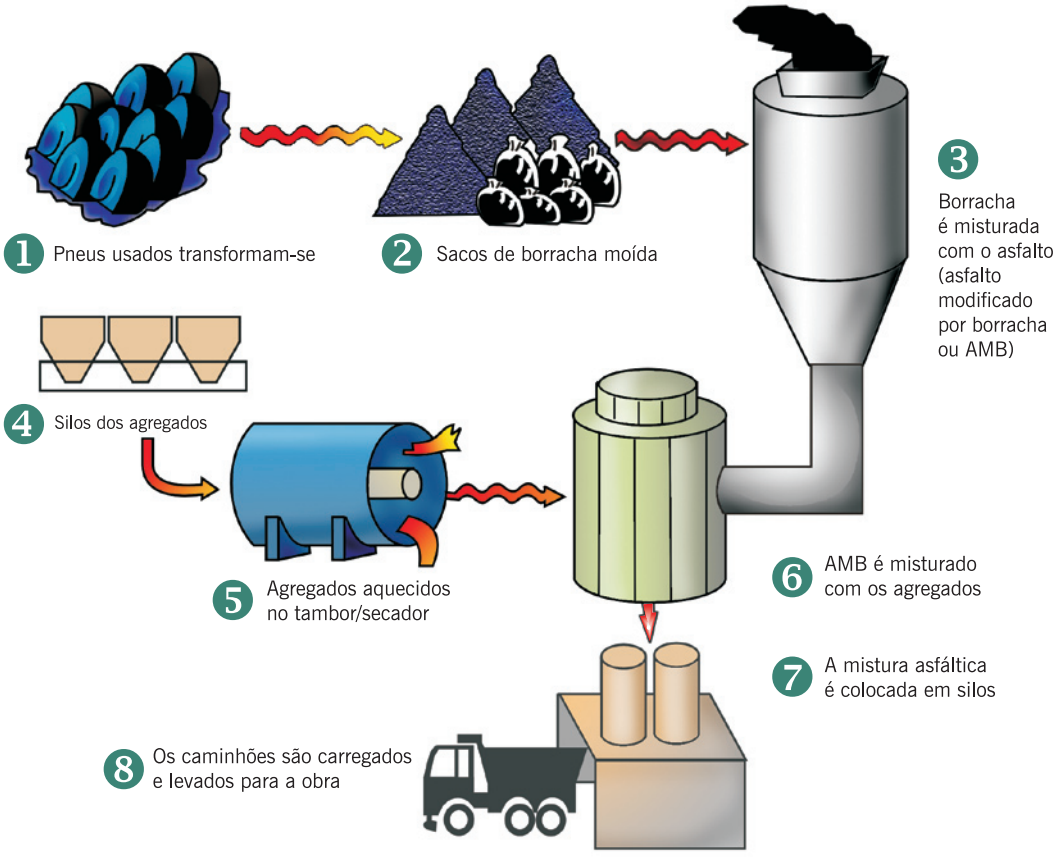


Figura 2.31 Esquema de fabricação do asfalto-borracha via úmida pelo processo de mistura estocável (*terminal blending*)

(a) Asfalto convencional
(b) Asfalto-borracha

Figura 2.32 Exemplo de maior consistência do asfalto-borracha no momento da usinagem

De acordo com Bertollo *et al.* (2003) e Morilha (2004), o ligante modificado por borracha moída de pneus por via úmida, dependendo do seu processo de fabricação, pode ser estocável ou não-estocável. O sistema não-estocável é conhecido como *continuous blending* e é produzido com equipamento misturador na própria obra e, nessa condição, deve ser aplicado imediatamente devido à sua instabilidade e, assim, apresenta algumas características diferentes do asfalto-borracha estocável. O sistema estocável, conhecido como *terminal blending*, é preparado com borracha moída de pneus finíssima (partículas passantes na peneira nº 40) e devidamente misturado em um terminal especial, produzindo um ligante estável e relativamente homogêneo, posteriormente transportado para cada obra. Esse sistema, quando comparado com o sistema *continuous blending*, permite uma economia de tempo e de custos já que o ligante asfáltico modificado é produzido e transportado para várias obras ao mesmo tempo, enquanto no sistema *continuous blending* cada obra deve possuir um equipamento de fabricação de asfalto-borracha. Além disso, o controle de qualidade do asfalto-borracha fabricado em um terminal é mais acurado e confiável.

O asfalto-borracha estocável (*terminal blending*) deve ser processado em altas temperaturas por agitação em alto cisalhamento. Obtém-se assim a despolimerização e a desvulcanização da borracha de pneu permitindo a reação da borracha desvulcanizada e despolimerizada com moléculas do CAP, o que resulta em menor viscosidade do produto final.

Há também o processo de mistura via úmida imediatamente antes da usinagem em equipamentos especiais, que são acoplados às usinas de concreto asfáltico, e só se adiciona a borracha moída ao CAP minutos antes de ele ser incorporado ao agregado. A Figura 2.33 mostra um exemplo desse tipo de equipamento, do estado do Arizona nos Estados Unidos.

O asfalto-borracha obtido pelo processo imediato, chamado de não-estocável ou *just-in-time*, conduz a um inchamento superficial da borracha nos maltenos do CAP o que permite o uso de borracha com maior tamanho de partícula e aumento da viscosidade.

Figura 2.33 Exemplo de usina móvel de preparação de asfalto-borracha do estado do Arizona, Estados Unidos
(Foto: Leite, 2003)

Não ocorre despolimerização nem desvulcanização e a agitação é feita em baixo cisalhamento.

No processo seco, a borracha triturada entra como parte do agregado pétreo da mistura e juntamente com o ligante asfáltico dá origem ao produto "agregado-borracha" ou concreto asfáltico modificado com adição de borracha (RUMAC – *rubber modified asphalt concrete*). A mistura modificada com adição de borracha via seca só deve ser utilizada em misturas asfálticas a quente (concreto asfáltico convencional ou com granulometria especial descontínua – *gap-graded*, por exemplo), não devendo ser usada em misturas a frio (Specht, 2004; Patriota, 2004; Pinheiro, 2004).

Em 2005 o Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná – DER/PR – editou a especificação de serviço DER/PR ES – P 28/05 destinada a regulamentar o emprego de asfalto-borrracha em obras de pavimentação com misturas a quente. As principais características dessa especificação quanto ao ligante asfáltico modificado por borracha de pneumáticos estão na Tabela 2.9 além das seguintes condições:

a) o teor mínimo de borracha deve ser de 15% em peso, incorporado no ligante asfáltico (via úmida);
b) o tempo máximo e as condições de armazenamento e estocagem do asfalto-borrracha, para diferentes situações, devem ser definidos pelo fabricante;
c) a garantia do produto asfáltico por carga deve ser atestada pelo fabricante por meio de certificado com as características do produto;
d) para utilização do asfalto-borracha estocado, deve-se verificar, previamente, se os resultados dos ensaios cumprem os limites da especificação.

Na Tabela 2.9 estão indicados os requisitos para o asfalto – borracha estocável, conforme a Resolução ANP Nº 39, de 24.12.2008 - DOU 26.12.2008. Na Figura 2.34 apresenta-se um equipamento para a medida da recuperação elástica por torção, empregado em algumas especificações estrangeiras. No Brasil, a especificação emprega o dutilômetro (ABNT NBR 15086).

TABELA 2.9 ESPECIFICAÇÕES DOS CIMENTOS ASFÁLTICOS DE PETRÓLEO MODIFICADOS POR BORRACHA MOÍDA DE PNEUS - ASFALTOS BORRACHA – ANP 2008)

Característica	Unidade	Limite		Método	
Tipo		AB8	AB22	ABNT/NBR	ASTM
Penetração (100 g, 5s, 25ºC)	0,1 mm	30 – 70		6576	D 5
Ponto de amolecimento, mín.	ºC	50	55	6560	D 36
Viscosidade Brookfield a 175ºC, spindle 3, 20 rpm, máx.	cP	800-2000	2200-4000	15529	D 2196
Ponto de fulgor, mín.	ºC	235		11341	D 92
Estabilidade à Estocagem, máx.	ºC	9		15166	D 7173
Recuperação Elástica a 25º C, 10 cm, mín.	%	50	55	15086	D 6084
Variação em massa do RTFOT, máx.	% massa	1,0		15235	D 2872
Ensaios no Resíduo RTFOT					
Variação do ponto de amolecimento, máx.	ºC	10		6560	D 36
Porcentagem de Penetração original, mín.	%	55		6576	D 5
Porcentagem de Recuperação Elástica Original (25ºC, 10 cm) mín.	%	100		15086	D 6084

Outro ensaio que vem sendo utilizado para avaliar o retorno elástico de ligantes modificados é o chamado ensaio de resiliência (Figura 2.35) ASTM D 5329, que mede a capacidade de um cimento asfáltico retornar ao seu estado original depois de ser submetido à compressão. O ensaio consiste em encher uma cuba padronizada com o ligante aquecido até se tornar fluido para poder ser vertido na cuba e, após o resfriamento do material, levá-lo a um banho de água a 25ºC. A seguir, submeter a amostra colocada em um penetrômetro a uma pressão de uma esfera de aço padronizada, sob carga estabelecida de 75g, por 5 segundos e medir o quanto ela penetra na amostra (P). Sem retornar o êmbolo para o zero e mantendo a esfera em contato com o ligante asfáltico, pressionar o êmbolo de forma que se aumente em 100 unidades a medição inicial (P + 100) em

Figura 2.34 Equipamento para ensaio de recuperação elástica por torção

(a) Equipamento
(Foto: Cenpes, Petrobras)

(b) Detalhe da cuba e da esfera
(Foto: Rubbioli, 2005)

Figura 2.35 Exemplo de equipamento para ensaio de resiliência de ligantes asfálticos

um período de 10 segundos. Manter o êmbolo na posição P + 100 por 5 segundos, retornando-o ao zero após este tempo. Deixar a amostra descansar por 20 segundos e medir a recuperação do ligante (F). Registrar as médias de três determinações e referir como resiliência do ligante o valor obtido, pela expressão recuperação elástica pela resiliência (%) = P + 100 – F.

No Brasil a primeira aplicação de concreto asfáltico com asfalto-borracha foi feita em agosto de 2001 na Rodovia BR-116/RS. Atualmente, já está sendo comercializado em grande escala o asfalto-borracha, e já foi empregado com sucesso em algumas obras de recuperação estrutural de trechos rodoviários (Ruwer *et al.*, 2001; Leite *et al.*, 2003; Morilha *et al.*, 2003; Specht, 2004; Pinheiro e Soares, 2004). Já se tem experiência em concreto asfáltico e tratamento superficial. Também em alguns trechos já foram aplicados com o processo seco (agregado-borracha).

2.5 EMULSÃO ASFÁLTICA

Para que o CAP possa recobrir convenientemente os agregados é necessário que apresente uma viscosidade em torno de 0,2Pa.s, o que só será atingido por aquecimento do ligante e do agregado a temperaturas convenientemente escolhidas para cada tipo de ligante. Para evitar o aquecimento do CAP a fim de obter viscosidades de trabalho nos serviços de pavimentação, é possível promover mudanças no ligante utilizando-se dois processos de preparação:

- adição de um diluente volátil ao asfalto produzindo o que se convencionou chamar no Brasil de asfalto diluído (*cutback* em inglês) – ADP;
- emulsionamento do asfalto.

Uma emulsão é definida como uma dispersão estável de dois ou mais líquidos imiscíveis. No caso da emulsão asfáltica (EAP) os dois líquidos são o asfalto e a água.

A emulsão asfáltica representa uma classe particular de emulsão óleo-água na qual a fase "óleo" tem uma viscosidade elevada e os dois materiais não formam uma emulsão por simples mistura dos dois componentes, sendo necessária a utilização de um produto auxiliar para manter a emulsão estável. Além disso, o asfalto precisa ser preparado por ação mecânica que o transforme em pequenas partículas ou glóbulos (IBP, 1999; Hunter, 2000; Abeda, 2001; Shell, 2003).

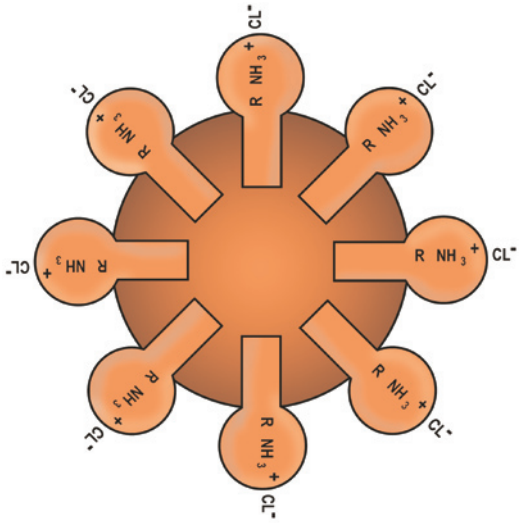
O produto especial chamado de agente emulsionante ou emulsificante é uma substância que reduz a tensão superficial, o que permite que os glóbulos de asfalto permaneçam em suspensão na água por algum tempo, evitando a aproximação entre as partículas e sua posterior coalescência (junção de partes que se encontravam separadas). A proporção típica entre óleo e água é de 60 para 40%. O tempo de permanência da separação entre os glóbulos de asfalto pode ser de semanas até meses, dependendo da formulação da emulsão.

2.5.1 Esquema de produção

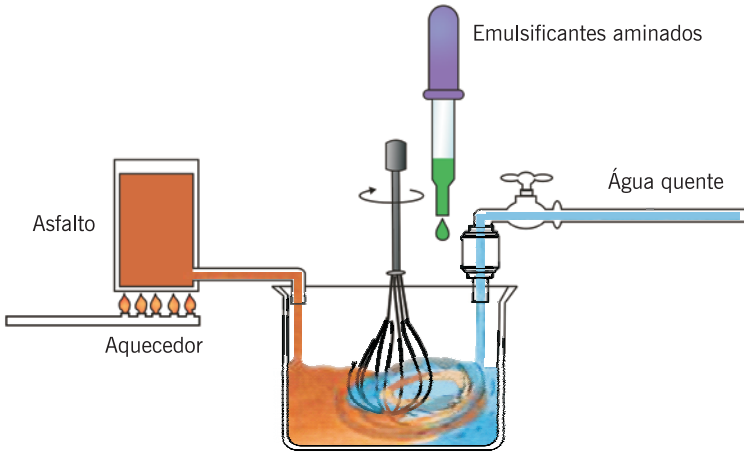
A ação mecânica de obtenção dos glóbulos é feita em um moinho coloidal especialmente preparado para a "quebra" do asfalto aquecido em porções minúsculas que devem ter um tamanho especificado que é micrométrico. O tamanho dos glóbulos depende do moinho empregado e da viscosidade do asfalto original, normalmente variando entre 1 e 20μm. Um exemplo desse tipo de moinho pode ser visto na Figura 2.36.

As emulsões podem apresentar carga de partícula negativa ou positiva, sendo conhecidas, respectivamente, como aniônica ou catiônica.

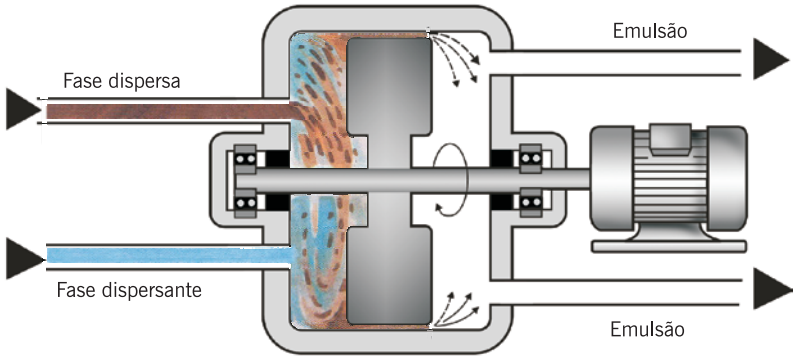
A EAP é produzida por dispersão dos glóbulos de asfalto que saem do moinho e caem em uma solução de água já misturada com o agente emulsificante e com outros aditivos e adições particulares para obter efeitos diferenciados, tanto em relação ao tempo de separação das fases quanto ao uso final que se pretende para aquela emulsão específica. A Figura 2.37 mostra algumas fotos desse processo em uma usina.



(a) Esquema representativo de uma emulsão asfáltica catiônica



(b) Esquema do processo industrial de fabricação de emulsão asfáltica – fase aquosa acidificada com emulsificantes aminados

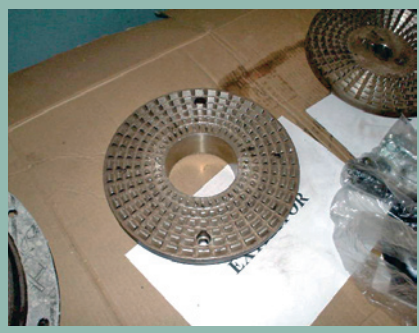


(c) Representação esquemática de um moinho coloidal de preparação dos glóbulos de asfalto para fabricação de emulsão

Figura 2.36 Processo de fabricação de emulsões asfálticas (LCPC, 1976)

Tanque de CAP

Moinho coloidal



Moinho estator

Tanque da fase aquosa

Moinho rotor

Fase aquosa com emulsificante

Figura 2.37 Exemplos de várias instalações de uma fábrica de emulsão

2.5.2 Especificação brasileira

A Tabela 2.10 mostra as especificações das emulsões asfálticas para pavimentação. As designações das classes das emulsões brasileiras são feitas em função (i) do tempo necessário para que ocorra a ruptura, dividida em lenta, média ou rápida; (ii) do teor de asfalto contido na mesma; e (iii) da carga iônica. Por exemplo, uma emulsão designada de RR 1C representa uma emulsão de ruptura rápida RR, catiônica C, e o número 1 indica a faixa de viscosidade. Essa especificação também se encontra na ABNT NBR 14594/2000.

TABELA 2.10 ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA DE EMULSÕES ASFÁLTICAS CATIÔNICAS (Conselho Nacional de Petróleo – CNP, 07/88)

Característica	Métodos		Tipo de Ruptura				
	ABNT	ASTM	Rápida		Média		Lenta
			RR-1C	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C
Ensaios sobre a emulsão							
Viscosidade Saybolt-Furol, s, 50ºC	NBR 14491	D 88	20-90	100-400	20-200	100-400	Máx. 70
Sedimentação, % em peso máx.	NBR 6570	D 244	5	5	5	5	5
Peneiração, 0,84mm, % em peso máx.	NBR 14393	D 244	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Resistência à água, % mín. de cobertura	NBR 6300	D 244					
agregado seco			80	80	60	60	60
agregado úmido			80	80	80	80	80
Mistura com cimento, % máx.	NBR 6297	D 244	–	–	–	–	2
ou mistura com fíler silícico	NBR 6302		–	–	–	–	1,2 a 2,0
Carga da partícula	NBR 6567	D 244	positiva	positiva	positiva	positiva	positiva
pH, máx.	NBR 6299	D 244	–	–	–	–	6,5
Destilação	NBR 6568	D 244					
solvente destilado, % em vol.			0-3	0-3	0-12	3-13	nula
resíduo, % em peso mín.			62	67	62	65	60
Desemulsibilidade	NBR 6568	D 244					
% em peso mín.			50	50	–	–	–
% em peso máx.			–	–	50	50	–
Ensaio sobre o solvente destilado							
Destilação, 95% evaporados, ºC, máx.	NBR 9619	–	–	–	360	360	–
Ensaios sobre o resíduo							
Penetração, 25ºC, 100g, 5s, 0,1mm	NBR 6576	D 5	50-250	50-250	50-250	50-250	50-250
Teor de betume, % em peso mín.	NBR 14855	D 2042	97	97	97	97	97
Dutilidade a 25ºC, cm, mín.	NBR 6293	D 113	40	40	40	40	40

Os emulsificantes geralmente têm dois componentes com afinidades diferentes com a água e com o óleo, que serão responsáveis pela carga elétrica final que a EAP vai apresentar. Um dos ensaios de qualificação da emulsão é a medida dessa carga elétrica que terá importância fundamental no desempenho do produto nos usos em pavimentação. Por exemplo, agentes emulsificantes do tipo sulfato de sódio produzem emulsões aniônicas (carga negativa) e emulsificantes tipo amina produzem emulsões catiônicas (positivas). As emulsões catiônicas são as de maior uso atualmente pelo seu melhor desempenho nos serviços de pavimentação (Hunter, 2000; Abeda, 2001). É possível também produzir emulsões sem carga elétrica que são designadas de não-iônicas.

A forma de uso da emulsão consiste em provocar a ruptura ou quebra do equilíbrio frágil da mistura óleo-água, deixando os glóbulos livres para se reunirem, resultando na reconstituição do asfalto residual, que tanto quanto possível deve ser igual ao original antes da emulsificação.

A Tabela 2.11 mostra a especificação brasileira vigente de emulsões para aplicações em lama asfáltica, que é uma mistura de emulsão e agregado miúdo feita em equipamento especial e usada para recuperação funcional de pavimentos, como será visto em outros capítulos. Vale comentar que, apesar da especificação conter dois tipos de emulsões aniônicas, elas não são mais utilizadas atualmente.

Nas especificações, os ensaios ABNT listados apareciam com a referência da época da regulamentação em termos de numeração. Alguns desses ensaios já foram revistos desde a época da especificação e foram modificados nas Tabelas 2.10 e 2.11, e listados nas referências de acordo com sua mais recente edição. Os ensaios específicos de classificação das emulsões são descritos de forma básica, a seguir.

TABELA 2.11 ESPECIFICAÇÃO DE EMULSÕES ASFÁLTICAS PARA LAMA ASFÁLTICA (CNP – 17/73)

Característica	Métodos		Tipo				
	ABNT	ASTM	Aniônica		Catiônica		Especial
			LA-1	LA-2	LA-1C	LA-2C	LA-E
Ensaios sobre a emulsão							
Viscosidade Saybolt–Furol, s, 50ºC, máx.	NBR 14491	D 88	100	100	100	100	100
Sedimentação, 5 dias, por diferença, % máx.	NBR 6570	D 244	5	5	5	5	5
Peneiração 0,84mm, % máx. retida	NBR 14393	D 244	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Mistura com cimento, % máx.	NBR 6297	D 244	2	–	2	–	2
Ou mistura com fíler silícico, % máx.	NBR 6302		1,2-2,0	1,2-2,0	1,2-2,0	1,2-2,0	1,2-2,0
Carga da partícula	NBR 6302	D 244	negativa	negativa	positiva	positiva	–
Destilação	NBR 6570	D 244					
Solvente destilado, % em vol. sobre o total da emulsão			0	0	0	0	0
Resíduo, % em peso mín.			58	58	58	58	58
Ensaios sobre o resíduo							
Penetração, 25ºC, 100g, 5s, 0,1mm	NBR 6576	D 5	50-150	50-150	50-150	50-150	50-150
Teor de betume, % em peso mín.	NBR 14855	D 2042	97	97	97	97	97
Dutilidade a 25ºC, cm, mín.	NBR 6293	D 113	40	40	40	40	40

2.5.3 Ensaios básicos de emulsão

Ensaio de carga de partícula

O ensaio que determina a carga de partícula é realizado com auxílio de um equipamento de medida de pH (DNER – ME 002/98, ABNT NBR 6567/2000). Consiste em introduzir os eletrodos dentro da emulsão e verificar para qual deles as partículas são atraídas. A carga da partícula terá o sinal oposto ao do eletrodo para o qual foram atraídos os glóbulos de asfalto da emulsão – Figura 2.38.

(a) Equipamento completo

(b) Deposição de película sobre o catodo ⟹

(c) Detalhe do eletrodo com deposição de emulsão

(d) Lavagem do eletrodo

Figura 2.38 Esquema do ensaio de carga de partícula de uma emulsão asfáltica
(Fotos: Greca Asfaltos)

Ruptura da emulsão

Quando a emulsão entra em contato com o agregado pétreo, inicia-se o processo de ruptura da emulsão que é a separação do CAP e da água, o que permite o recobrimento do agregado por uma película de asfalto. A água é liberada e evapora. A ruptura da emulsão consiste na anulação da camada de envolvimento dos glóbulos de asfalto dispersos na água, com a conseqüente união desses glóbulos (coagulação ou floculação). A velocidade de ruptura é função da composição química do agente emulsificante e da sua dosagem na emulsão.

O ensaio de ruptura da emulsão por mistura com cimento é descrito na norma NBR 6297/2003. Também é normalizado o ensaio de ruptura por mistura com fíler silícico (NBR 6302/2000), que é parecido com o anterior utilizando-se outro produto para provocar a ruptura.

Ensaio de sedimentação

O ensaio de sedimentação (DNER 006/2000, ABNT NBR 6570/2000) consiste em deixar em repouso total por 5 dias 500ml de emulsão numa proveta (Figura 2.39), e após esse período retirar uma amostra de aproximadamente 55ml do topo da proveta e 55ml do fundo. Nessas amostras será medida a quantidade de resíduo presente após o repouso de 5 dias, colocando-se os béqueres contendo o material coletado durante 2 horas no interior da estufa à temperatura de (163 ± 3)ºC. Após esse período remover cada béquer e agitar o resíduo vigorosamente. Recolocar os béqueres na estufa durante uma hora e então remover e deixar esfriar à temperatura ambiente. Por diferença de peso determina-se o resíduo.

Esse teste deve ser realizado em duas provetas e considerar a média dos resíduos como resultado. Realiza-se o teste de resíduo em ambas e calcula-se a diferença entre os valores encontrados no topo e na base. A diferença é o valor de sedimentação, que deve ser no máximo 5% em peso para todos os tipos de emulsão.

(a) Determinação do peso do equipamento de sedimentação da emulsão

(b) Carregamento do equipamento de sedimentação com a emulsão

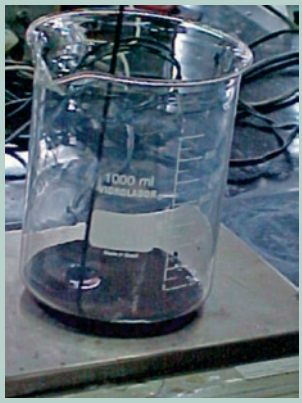
Figura 2.39 Esquema do ensaio de determinação da sedimentação – DNER-ME 06/2000

(Fotos: Greca Asfaltos)

Ensaio de peneiração

A função desse ensaio é garantir a qualidade na fabricação da emulsão. O peneiramento ou peneiração (ABNT NBR 14393/1999) consiste em determinar a porcentagem em peso de partículas de asfalto retidas na peneira de malha n° 20 (0,84mm). Utiliza-se 1.000ml de emulsão, que é "peneirada" e em seguida pesada novamente para determinar a quantidade que ficou retida na peneira. É indesejável que a emulsão possua grumos, formando "pelotas" de CAP que ficam retidas na peneira (Figura 2.40). O limite de especificação para qualquer emulsão é de 0,1% de CAP (em peso) retido na peneira.

(a) Pesagem do conjunto peneira/prato



(b) Preparo da amostra para ensaio

(c) Umidificação da peneira

(d) Passando a emulsão pela peneira

(e) Detalhe da peneira ao fim do ensaio

Figura 2.40 Determinação do peneiramento de emulsão asfáltica
(Fotos: Greca Asfaltos)

Ensaio de desemulsibilidade

O ensaio de desemulsibilidade é utilizado para determinar se uma quantidade conhecida de emulsão é parcial ou totalmente rompida pela adição de um reagente adequado, sendo o resultado expresso em porcentagem do teor do asfalto residual da emulsão. Pela norma ABNT NBR 6569, o reagente utilizado é o aerossol OT a 0,8%+ (dioctil sulfosuccionato de sódio).

Para a realização do ensaio, é necessário previamente se determinar a porcentagem do resíduo por evaporação pela NBR 14376, obtendo-se o peso B. Esse ensaio será descrito a seguir.

O ensaio de desemulsibilidade é realizado da seguinte forma – Figura 2.41:

- coloca-se 100g de emulsão dentro de um béquer ou recipiente, e adiciona-se 35g do reagente à temperatura de 25ºC; agita-se o conteúdo por 2 minutos com o auxílio de um bastão, comprimindo eventuais grumos formados contra as paredes do béquer. Verte-se a mistura sobre uma peneira com abertura de 1,40mm (0,725mm de diâmetro) e lava-se o béquer, o bastão e a peneira com água destilada;
- coloca-se o conjunto em estufa a 160ºC deixando secar até constância de peso. Subtrai-se o peso dos acessórios utilizados (béquer, bastão e tela) do peso seco do conjunto, obtendo-se o resíduo de desemulsibilidade (A).

A desemulsibilidade é dada pela expressão:

$$\text{Desemulsibilidade (\%)} = \frac{A}{B} \times 100 \qquad (2.12)$$

Onde:

A = resíduo de desemulsibilidade, em gramas (média de três ensaios);

B = resíduo por destilação, em gramas (ensaio descrito a seguir).

(a) Preparo do conjunto

(b) Adição da solução e realização da desemulsibilidade

(c) Detalhe da amostra rompida pela ação da solução

Figura 2.41 Determinação da desemulsibilidade de emulsões asfálticas

Ensaio de resíduo por evaporação

O ensaio de resíduo por evaporação (NBR 14376) tem por objetivo a determinação da quantidade de resíduo seco contido em uma emulsão asfáltica após aquecimento até a total evaporação da água, determinada por peso constante. A Figura 2.42 mostra os passos básicos desse ensaio.

(a) Aquecimento da amostra e evaporação da água

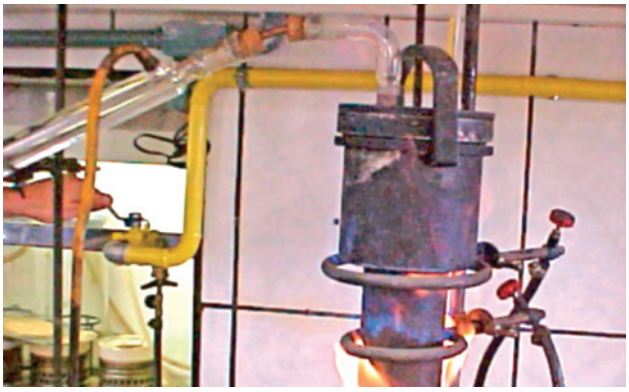
(b) Resíduo (CAP)

(c) Pesagem do resíduo

Figura 2.42 Exemplos de passos do ensaio de determinação do resíduo por evaporação

Determinação do resíduo por destilação

A amostra é colocada em um destilador metálico especificado e aquecida por bico de Bunsen sob condições estabelecidas até 260ºC, determinando-se ao final o resíduo da destilação (ABNT NBR 6568/2005). A Figura 2.43 mostra alguns aspectos deste ensaio. A amostra consiste de aproximadamente 300g da emulsão que serão passados em peneira de abertura de 841μm. O término da destilação deve ocorrer entre 45 e 75 minutos após atingida a temperatura de destilação que será mantida durante 15 minutos. O resíduo é expresso como a porcentagem de peso residual de material asfáltico emulsionado.



(a) Conjunto montado

(b) Detalhe do condensado da destilação da emulsão

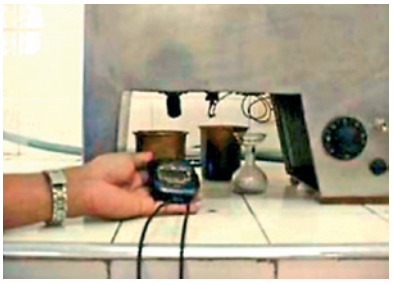
Figura 2.43 Aspectos do ensaio de determinação do resíduo por destilação de emulsões asfálticas
(Fotos: Greca Asfaltos)

Viscosidade

A viscosidade determina a trabalhabilidade da emulsão e é influenciada pela quantidade de asfalto presente, pelo emulsificante e pelo tamanho dos glóbulos. De acordo com a especificação brasileira de emulsão asfáltica, é medida por meio do viscosímetro Saybolt-Furol (ABNT NBR 14491). Na Figura 2.44 são mostrados os passos do ensaio. Alguns procedimentos de ensaio para emulsões diferem daqueles especificados para caracterização de CAP no mesmo equipamento.

(a) Colocando a emulsão no viscosímetro

(b) Iniciando o ensaio



(c) Controlando o tempo de escorrimento

(d) Escorrimento da emulsão

Figura 2.44 Etapas do ensaio de viscosidade Saybolt-Furol com emulsões

Determinação do pH da emulsão asfáltica

O ensaio de determinação do pH de uma emulsão asfáltica é descrito na norma ABNT NBR 6299/2005 e consiste em se usar um equipamento próprio mostrado na Figura 2.45. Esse aparelho possui um sensor que é mergulhado na amostra da emulsão e registra o pH, podendo-se com isto saber se a emulsão é básica ou ácida, o que está associado ao emulsificante empregado.

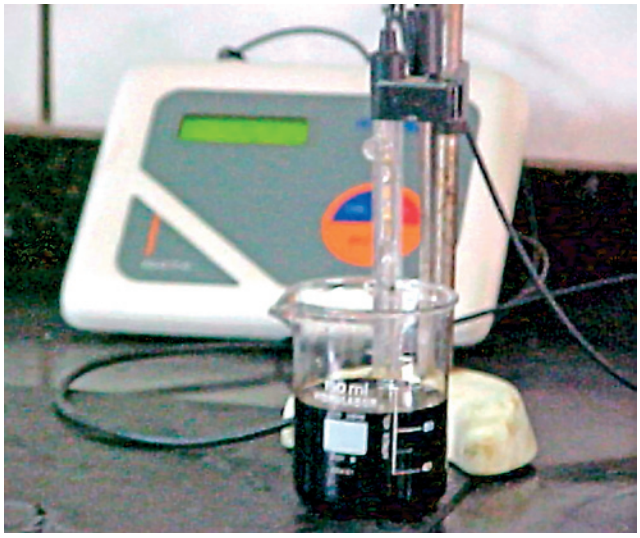


Figura 2.45 Determinação do pH da emulsão

Considerações sobre as emulsões

O balanço entre a estabilidade da emulsão e a velocidade da ruptura é crítico no seu desempenho e no sucesso dos serviços, devendo a emulsão apresentar estabilidade adequada para o transporte e estocagem, mas ao ser aplicada deve apresentar ruptura em tempo adequado ao tipo de serviço. A escolha do tipo de emulsão para cada serviço será comentada nos Capítulos 4 e 5.

A ruptura da emulsão é usualmente iniciada por adsorção entre a emulsão e os agregados. Em função do tipo de emulsão e do tipo do agregado, a ruptura passa a ser muito dependente das condições climáticas para acelerar a evaporação da água.

A Figura 2.46 mostra as fábricas de emulsões asfálticas existentes no país (Abeda, 2005).

Hoje estão disponíveis no mercado brasileiro também emulsões que utilizam asfalto modificado por polímero como base. Nas Tabelas 2.12 e 2.13 são mostradas as propostas de especificação brasileira para essas emulsões modificadas por SBR e SBS, respectivamente. As emulsões de cimentos asfálticos de petróleo modificadas por polímero SBR ou SBS são classificadas segundo a velocidade de ruptura nos tipos rápida, média, lenta e controlada.

Nessas tabelas aparecem alguns ensaios parecidos com os descritos para as emulsões sem polímero ou para o asfalto, porém eles apresentam certas especificidades de procedimento. Esses ensaios não serão descritos aqui, devendo o leitor consultar as respectivas normas brasileiras. Alguns desses ensaios são: recuperação elástica ABNT NBR 15086, resíduo seco por evaporação ABNT 14896 etc.

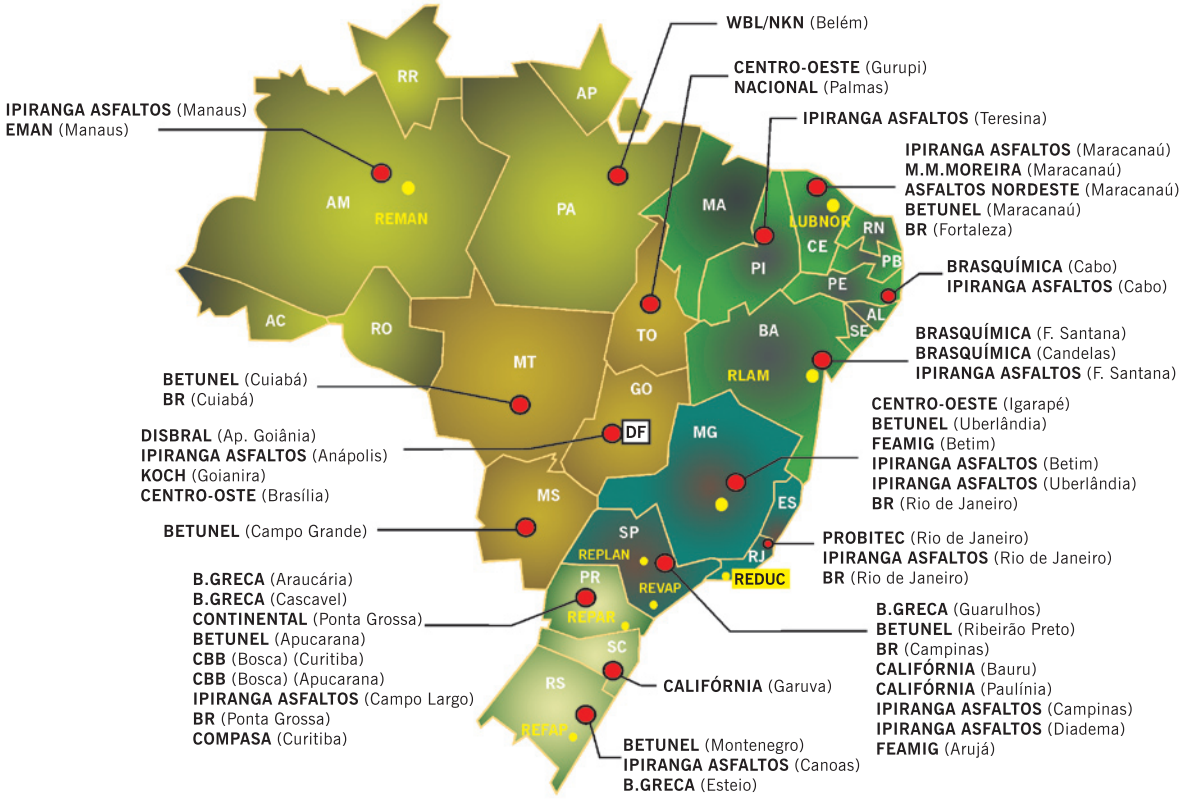


Figura 2.46 Fábricas de emulsões asfálticas (Abeda, 2005)

TABELA 2.12 ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA DE EMULSÕES MODIFICADAS POR POLÍMERO SBR (proposta do IBP para a ANP em 2007)

EMULSÕES CATIÔNICAS MODIFICADAS POR SBR						
Características	Métodos de Ensaio (ABNT/ ASTM)	Ruptura Rápida		Ruptura Média	Ruptura Lenta	Ruptura Controlada
		RR1C-R	RR2C-R	RM1C-R	RL1C-R	RC1C-R (*)
Ensaios sobre a emulsão						
a) Viscosidade Saybolt-Furol, s, a 50°C	NBR 14491	70 máx.	100-400	20-200	70 máx.	70 máx.
b) Sedimentação, % peso máx.	NBR 6570	5	5	5	5	5
c) Peneiração 0,84mm, % peso máx.	NBR 14393	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
d) Resistência à água, % mín. de cobertura	NBR 6300					
Agregado seco		80	80	80	80	80
Agregado úmido		80	80	60	60	60
e) Mistura com cimento, % máx.	NBR 6297	–	–	–	2	–
ou fíler silícico	NBR 6302	–	–	–	1,2-2,0	–
f) Carga de partícula	NBR 6567	positiva	positiva	positiva	positiva	positiva
g) pH, máx.	NBR 6299	–	–	–	6,5	6,5
h) Destilação	NBR 6568					
Solvente destilado, % (v/v).		0-3	0-3	0-12	nula	nula
Resíduo seco, % peso, mín.		62	67	62	60	62
i) Desemulsibilidade, % peso, mín.	NBR 6569	50	50	–	–	–
máx.		–	–	50	–	
Ensaios sobre o resíduo da emulsão obtidos pela ABNT NBR 14896						
a) Penetração, 25°C, 100g, 5s, 0,1mm	NBR 6576	45-150	45-150	45-150	45-150	45-150
b) Ponto de amolecimento, °C, mín.	NBR 6560	50	50	50	50	50
c) Viscosidade Brookfield, 135°C, SP 21, 20RPM, cP, mín.	NBR 15184	550	550	550	550	550
d) Recuperação elástica, 25°C, 20cm, %, mín.	NBR 15086	60	60	60	60	60

(*) Essa emulsão deve atender a Tabela 5 da instrução ABNT NBR 14948/2003 (Microrrevestimento Asfáltico a Frio Modificado por Polímero).

TABELA 2.13 ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA DE EMULSÕES MODIFICADAS POR POLÍMERO SBS (proposta do IBP para a ANP em 2007)

EMULSÕES CATIÔNICAS MODIFICADAS POR SBS					
Características	Métodos de Ensaio (ABNT)	Ruptura Rápida		Ruptura Lenta	Ruptura Controlada
		RR1C-S	RR2C-S	RL1C-S	RC1C-S (*)
Ensaios sobre a emulsão					
a) Viscosidade Saybolt-Furol, s, a 50°C	NBR 14491	70 máx.	100-400	70 máx.	70 máx.
b) Sedimentação, % peso, máx.	NBR 6570	5	5	5	5
c) Peneiração 0,84mm, % peso, máx.	NBR 14393	0,10	0,10	0,10	0,10
d) Resistência à água, % mín. de cobertura	NBR 6300				
Agregado seco		80	80	80	80
Agregado úmido		80	80	60	60
e) Mistura com cimento, % máx.	NBR 6297	–	–	2	–
ou fíler silícico	NBR 6302	–	–	1,2-2,0	–
f) Carga de partícula	NBR 6567	positiva	positiva	positiva	positiva
g) pH, máx.	NBR 6299	–	–	6,5	6,0
h) Destilação	NBR 6568				
Solvente destilado a 360°C, % vol.		0-1	0-1	0-1	0-1
Resíduo seco, % peso, mín.	NBR 14376	62	67	60	62
i) Desemulsibilidade, % peso, mín.	NBR 6569	50	50	–	–
Ensaios sobre o resíduo da emulsão obtido pela ABNT NBR 14896					
a) Penetração, 25°C, 100g, 5s, 0,1mm	NBR 6576	45-150	45-150	45-150	45-150
b) Ponto de amolecimento, °C, mín.	NBR 6560	50	55	55	55
c) Viscosidade Brookfield, 135°C, SP 21, 20 RPM, cP, mín.	NBR 15184	550	650	650	650
d) Recuperação elástica, 25°C, 20cm, %, mín.	NBR 15086	65	75	75	75

(*) Essa emulsão deve atender a Tabela 5 da instrução ABNT NBR 14948/2003 (Microrrevestimento Asfáltico a Frio Modificado por Polímero).

2.6 ASFALTO DILUÍDO

Os asfaltos diluídos (ADP) são produzidos pela adição de um diluente volátil, obtido do próprio petróleo, que varia conforme o tempo necessário para a perda desse componente adicionado restando o asfalto residual após a aplicação. O diluente serve apenas para baixar a viscosidade e permitir o uso à temperatura ambiente (IBP, 1999; Hunter, 2000; Shell, 2003).

No Brasil são fabricados dois tipos de asfalto diluído, chamados de cura média e de cura rápida. O termo cura refere-se à perda dos voláteis e depende da natureza do diluente utilizado. A denominação dos tipos é dada segundo a velocidade de evaporação do solvente:

- cura rápida (CR) cujo solvente é a gasolina ou a nafta;
- cura média (CM) cujo solvente é o querosene.

A segunda forma de avaliação e denominação é vinculada ao início da faixa de viscosidade cinemática de aceitação em cada classe. Por exemplo, um ligante denominado CM30 é um asfalto diluído de cura média (CM) cuja faixa de viscosidade a 60ºC começa em 30cSt; um CR250 é um tipo cura rápida (CR) com 250cSt de viscosidade inicial. Nas Tabelas 2.14 e 2.15 é mostrada a especificação brasileira vigente de asfalto diluído.

TABELA 2.14 ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA DE ASFALTO DILUÍDO, TIPO CURA RÁPIDA (ANP, 2007)

Características	Métodos		Tipos de CR	
	ABNT/NBR	ASTM	CR-70	CR-250
No asfalto diluído				
Viscosidade cinemática, cSt, 60ºC ou	14756	D 2170	70-140	250-500
Viscosidade Saybolt-Furol, s				
50ºC	14950	D 88	60-120	–
60ºC			–	125-250
Ponto de fulgor (V.A. Tag) ºC, mín.	5765	D 3143	–	27
Destilação até 360ºC, % volume total destilado, mín.				
190ºC	14856	D 402	10	–
225ºC			50	35
260ºC			70	60
316ºC			85	80
Resíduo, 360ºC, % volume, mín.			55	65
Água, % volume, máx	14236	D 95	0,2	0,2
No resíduo da destilação				
Viscosidade, 60ºC, P[2]	5847	D 2171	600-2400	600-2400
Betume, % massa, mín.[2]	14855	D 2042	99,0	99,0
Dutilidade, 25ºC, cm, mín.[1, 2]	6293	D 113	100	100

[1]Se a dutilidade obtida a 25ºC for menor do que 100cm, o asfalto diluído estará especificado se a dutilidade a 15,5ºC for maior que 100cm.
[2]Ensaio realizado no resíduo da destilação.

O principal uso do asfalto diluído na pavimentação é no serviço de imprimação de base de pavimentos (DNER ES 306/97). Também é possível a utilização desse produto em serviços de tratamento superficial, porém há uma tendência cada vez mais acentuada de redução de seu emprego em serviços por penetração devido a problemas de segurança e meio ambiente (emissão de hidrocarbonetos orgânicos voláteis – VOCs).

TABELA 2.15 ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA DE ASFALTO DILUÍDO, TIPO CURA MÉDIA (ANP, 2007)

Características	Métodos		Tipos de CM	
	ABNT/NBR	ASTM	CM-30	CM-70
No asfalto diluído				
Viscosidade cinemática, cSt, 60ºC	14756	D 2170	30-60	70-140
Viscosidade Saybolt-Furol, s				
25ºC	14950	D 88	75-150	–
50ºC			–	60-120
Ponto de fulgor (V.A. Tag), ºC, mín.	5765	D 3143	38	38
Destilação até 360ºC, % volume total destilado, mín.				
225ºC	14856	D 402	25	20
260ºC			40-70	20-60
316ºC			75-93	65-90
Resíduo, 360ºC, % volume, mín.			50	55
Água, % volume, máx.	14236	D 95	0,2	0,2
No resíduo da destilação				
Viscosidade, 60ºC P[2]	5847	D 2171	300-1200	300-1200
Betume, % massa, mín.[2]	14855	D 2042	99,0	99,0
Dutilidade, 25ºC, cm, mín.[1, 2]	6293	D 113	100	100

[1]Se a dutilidade obtida a 25ºC for menor do que 100cm, o asfalto diluído estará especificado se a dutilidade a 15,5ºC for maior que 100cm.
[2]Ensaio realizado no resíduo da destilação.

2.7 ASFALTO-ESPUMA

Uma terceira forma de diminuir a viscosidade do asfalto e melhorar a sua dispersão quando da mistura com agregados, mas ainda utilizando o CAP aquecido, é a técnica chamada de asfalto-espuma.

Foi comentado no item 2.2 que um dos requisitos do CAP é não haver espumação. No entanto, para algumas utilizações especiais, a espumação do asfalto sob condições particulares e controladas pode se mostrar uma grande aliada para melhor envolver agregados e até mesmo solos.

Essa técnica de espumação especial do asfalto consiste em se promover o aumento de volume do CAP por choque térmico pela injeção de um pequeno volume de água à

temperatura ambiente, em um asfalto aquecido, em condições controladas, dentro de uma câmara especialmente desenvolvida para isso. A Figura 2.47 ilustra essa câmara e o processo de espumação. No campo esse processo pode ser controlado por dois índices: a taxa de expansão e a meia-vida, ilustrados na Figura 2.48. Com essa expansão provocada pela espumação do ligante, há um aumento de volume que baixa a viscosidade, o que facilita o recobrimento dos agregados.

A taxa de expansão é a relação entre o volume máximo do CAP em estado de "espuma" e o volume de CAP remanescente, após a espuma estar completamente assentada. A meia-vida é o tempo em segundos necessário para uma espuma regredir do seu volume máximo até a metade desse volume.

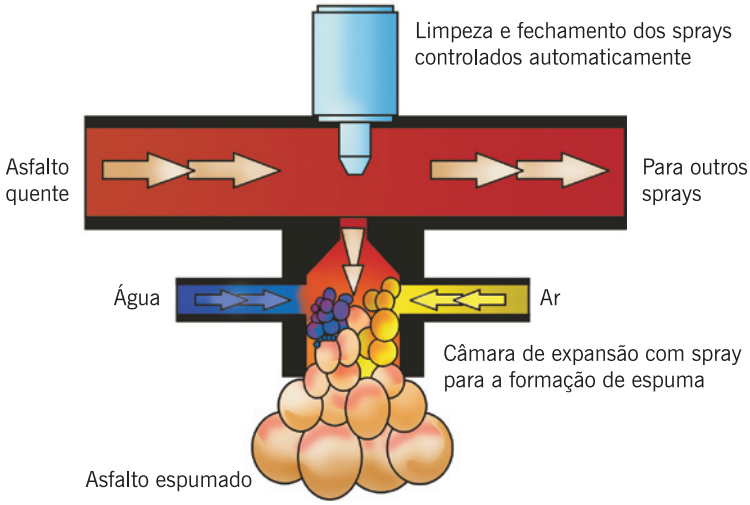


Figura 2.47 Esquema da câmara de expansão do asfalto-espuma e o processo de espumação

Figura 2.48 Exemplo de esquema de avaliação da taxa de expansão e da meia-vida de um asfalto-espuma em campo

A técnica foi originalmente proposta e usada no estado de Iowa nos Estados Unidos, entre 1957 e 1960. Depois foi aperfeiçoada na Austrália em 1968, difundiu-se pela Europa, e foi introduzida no Brasil no final da década de 1990, tendo como base exemplos observados na África do Sul.

A utilização inicialmente era prevista para estabilização de agregados fora de especificação, mas cresceu em todo o mundo para uso em manutenção de pavimentos pela técnica da reciclagem e hoje até para obras novas, por ter se mostrado muito versátil. Pode ser usada em usina estacionária ou em unidades móveis de reciclagem, permitindo uma variedade de utilizações, com economia de energia, pois pode ser adicionada ao agregado natural ou fresado, não-aquecido e até mesmo úmido, resultando em misturas menos suscetíveis aos efeitos climáticos do que as misturas com emulsão (Hunter, 2000). Seu uso está cada dia mais freqüente no Brasil e no mundo.

Maiores detalhes sobre esse material e seu emprego em pavimentação no país podem ser consultados em Pinto (2002), Dama (2003) e Castro (2003), entre outros. A especificação de serviço DNER ES-405/2000 trata da utilização de asfalto-espuma em reciclagem a frio (ver Capítulo 4).

2.8 AGENTES REJUVENESCEDORES

Como já comentado, com o passar do tempo, o ligante asfáltico vai perdendo alguns de seus componentes e sofre certo enrijecimento. Uma das técnicas atuais de recuperação da flexibilidade do ligante é a reciclagem a quente ou a frio. Para isso, é utilizado um produto especialmente preparado para funcionar como um repositor de frações maltênicas do ligante envelhecido, chamado agente rejuvenescedor.

Os agentes rejuvenescedores são utilizados em processos de reciclagem a quente, seja em usina ou *in situ*. A Tabela 2.16 mostra a especificação brasileira dos agentes rejuvenescedores. Para a execução de reciclagens a frio, são utilizados os agentes rejuvenescedores emulsionados. Na Tabela 2.17 apresenta-se a proposta de especificação feita pela Comissão de Asfalto do Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás (IBP), uma vez que as emulsões rejuvenescedoras emulsionadas ainda não estão especificadas no país, embora já sejam de uso corrente em muitas obras de reciclagem.

TABELA 2.16 ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA PARA AGENTES REJUVENESCEDORES (DNC 733/97)

Características	Unidade	Especificações					
		AR1	AR5	AR25	AR75	AR250	AR500
		Mín. Máx.	Mín. Máx.	Mín. Máx.	Mín. Máx.	Mín. Máx.	Mín. Máx.
Viscosidade cinemática, 60°C	cSt	50 175	176 900	901 4.500	4.501 12.500	12.501 37.500	37.501 60.000
Ponto de fulgor (VAC)[1]	°C	218	218	218	218	218	218
Saturados	% massa	30	30	30	30	30	30
ECA, 163°C (Efeito do calor e do ar)							
Razão viscosidade[2]	–	4	4	4	4	4	4
Variação de massa, máx.	%	4	4	3	3	3	3
Densidade 20/4°C		Anotar	Anotar	Anotar	Anotar	Anotar	Anotar

[1]VAC – Vaso Aberto de Cleveland.

[2]Razão de viscosidade $= \frac{Viscosidade\ a\ 60^{o}C\ após\ RTFOT\ ou\ TFOT}{Viscosidade\ a\ 60^{o}C\ antes\ RTFOT\ ou\ TFOT}$

2.9 O PROGRAMA SHRP

O Strategic Highway Research Program (SHRP) foi estabelecido pelo Congresso dos Estados Unidos em 1987, como um plano de estudos de cinco anos, com uma verba de US$ 150 milhões, para melhorar o desempenho, a durabilidade e a segurança das estradas. Um dos principais resultados desse programa de pesquisa foi a proposição de novos métodos de avaliação dos ligantes asfálticos para pavimentação.

Essas novas especificações passaram a ser conhecidas como Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavements*) e apresentam mudanças significativas nos procedimentos de ensaio de ligantes e misturas asfálticas, visto que privilegia a avaliação das propriedades reológicas por ensaios mais representativos das mesmas que os atuais, baseadas nos ensaios tradicionais de penetração, ponto de amolecimento e viscosidade.

A base da proposta do SHRP é que os ligantes passem a ser avaliados em uma ampla faixa de temperaturas, que cubra todas as etapas do processo de mistura, espalhamento e compactação, bem como esteja associada às temperaturas do pavimento ao longo da vida útil do trecho onde aquele material será utilizado.

A especificação Superpave de ligantes mantém o valor do parâmetro de avaliação da característica fixo e verifica para qual temperatura de uso aquele material testado satisfaz o valor especificado.

Para compor essa nova classificação dos ligantes asfálticos foram estabelecidos novos ensaios realizados em temperaturas baixas, médias e altas de uso do CAP no campo. Os

TABELA 2.17 PROPOSTA DE ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA PARA AGENTES REJUVENESCEDORES EMULSIONADOS FEITA PELO IBP (IBP, 1999)

Ensaios sobre a emulsão								
Características	Unidade	Especificações						Métodos
		ARE 1	ARE 5	ARE 25	ARE 75	ARE 250	ARE 500	ABNT
Viscosidade Saybolt-Furol, 25°C, máx.	s	70	70	70	70	70	70	NBR 14491
Sedimentação, máx.	% vol	5	5	5	5	5	5	NBR 6570
Peneiração 0,84mm, máx. retido	% peso	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	NBR 14393
Carga de partícula		NA	+	NA	NA	NA	NA	NBR 6567
Destilação								
Solvente destilado	% vol	nula	nula	nula	nula	nula	nula	NBR 6568
Resíduo, mín.	% peso	60	60	60	60	60	60	NBR 6569
Ensaios sobre o resíduo								
Características	Unidade	Especificações						Métodos
		AR 1	AR 5	AR 25	AR 75	AR 250	AR 500	ABNT
Viscosidade cinemática, 60°C	cSt	50 a 175	176 a 900	901 a 4.500	4.501 a 12.500	12.501 a 37.500	37.501 a 60.000	MB826
Teor de saturados, máx.	%	30	30	30	30	30	30	–
ECA, 163°C[1] (Efeito do calor e do ar)								
Razão de viscosidade		4	4	4	4	4	4	MB425
Variação em massa, máx.	%	4	4	3	3	3	3	

[1]O RTFOT deverá ser o padrão (ASTM D 2872). Quando aprovado pelo consumidor, o ensaio poderá ser realizado com o método ASTM D 1754 – TFOT.
Nota dos autores: a partir de 2005 o ensaio de RTFOT passou a ser normatizado pela ABNT NBR 15235.

ensaios necessários estão descritos sucintamente a seguir e uma parte da especificação é mostrada na Tabela 2.18. Os ligantes são classificados em graus de temperatura máxima e mínima em que apresentam determinadas propriedades, estabelecidas como "grau de desempenho" (PG – *performance grade* em inglês) e são, por exemplo: PG 64-22, PG 70-22, PG 76-22 entre outros, onde o primeiro número $T_{max20mm}$ é a temperatura de campo, a 20mm de profundidade no revestimento, mais alta durante os sete dias consecutivos mais quentes do ano e o segundo número T_{min}, incluindo o sinal negativo, corresponde à mínima temperatura que atua no mesmo ponto do pavimento no dia mais frio do ano. Os intervalos entre classes são de 6°C nas temperaturas.

As temperaturas a serem usadas para especificar o ligante para uma determinada obra devem ser calculadas pelas expressões seguintes (Instituto do Asfalto, 2001):

$$T_{max20mm} = (T_{maxar} - 0{,}00618\ Lat^2 + 0{,}2289\ Lat + 42{,}2)\ (0{,}9545) - 17{,}78 \quad (2.13)$$

Onde:

$T_{max20mm}$ = temperatura máxima de projeto do revestimento asfáltico à profundidade de 20mm abaixo da superfície, ºC;

T_{maxar} = média das temperaturas máximas do ar dos sete dias consecutivos mais quentes do ano, ºC;

Lat = latitude geográfica do local do projeto em graus.

$$T_{min} = -1{,}56 + 0{,}72T_{minar} - 0{,}004\ Lat^2 + 6{,}26\ \log_{10}(H + 25) - Z\ (4{,}4 + 0{,}52\ \sigma^2_{ar})^{1/2} \quad (2.14)$$

Onde:

T_{min} = temperatura mínima de projeto do revestimento asfáltico à profundidade de 20mm abaixo da superfície, ºC;

T_{minar} = temperatura mínima do ar no ano, ºC;

Lat = latitude geográfica do local do projeto em graus;

H = profundidade a partir da superfície, mm;

σ_{ar} = desvio padrão da temperatura média mínima do ar, ºC;

Z = obtido da tabela da distribuição normal, e.g., Z = 2,055 para 98% de confiabilidade.

A seleção do ligante por clima proposta pelo programa SHRP admite carregamentos de caminhões a velocidades altas. A velocidade de carregamento prevista nas especificações dos ensaios é de 10rad/s, que corresponde a um tráfego de aproximadamente 90km/h. Em locais tais como paradas de ônibus, pedágios, estacionamentos, a velocidade de carregamento é muito menor que a estabelecida nas especificações. Verificou-se que a determinação de parâmetros reológicos, realizada a velocidades menores, como por exemplo 1rad/s, equivalente a 8km/h, reduz a resistência à deformação permanente.

Para compatibilizar essas situações de baixa velocidade, o Superpave recomenda que o grau a alta temperatura seja elevado de 6 a 12ºC. Por exemplo, se o ligante selecionado pelo clima for de grau de desempenho PG 64-22, para acomodar baixas velocidades de carregamento, o projetista pode subir um grau, chegando a PG 70-22. Se estiver previsto carregamento estacionário, o projetista pode selecionar o PG 76-22. Os PG 76 e 82 não correspondem a condições climáticas habituais nos EUA, mas foram criados em função das solicitações de carregamento de baixa velocidade.

Recomenda-se ainda que, além da velocidade de carregamento, o volume de tráfego seja levado em consideração na seleção do ligante. Quando o volume de tráfego expresso pelo número N exceder certo valor, considera-se aumento de 1 PG no grau quente,

ou seja, 6ºC. Quando o volume de tráfego exceder um segundo patamar considera-se aumento de 2 PG, ou seja, 12ºC no grau quente. Por exemplo, num projeto em que a seleção de clima foi de PG 58-22 mas que o tráfego previsto seja muito elevado, há necessidade de um PG 70-22.

As especificações Superpave para ligantes asfálticos baseiam-se em ensaios reológicos e seus parâmetros correlacionam as características do ligante ao desempenho das misturas asfálticas em serviço. São utilizados para esse fim os seguintes equipamentos, descritos sucintamente na seqüência:

- reômetro de cisalhamento dinâmico – DSR (ASTM D 7175/2004);
- viscosímetro rotacional – RV (ASTM D 4402/2002);
- reômetro de fluência em viga – BBR (ASTM D 6648/2001);
- prensa de tração direta – DDT (ASTM D 6723/2002);
- estufa de película delgada rotacional – RTFOT (ASTM 2872/1997);
- vaso de pressão de envelhecimento – PAV (ASTM 6521/2000).

TABELA 2.18 PARTE DA ESPECIFICAÇÃO SHRP OU SUPERPAVE DE LIGANTES ASFÁLTICOS TIPO CAP (ASTM 6373 /2007)

Grau de desempenho	PG 64 -10 -16 -22	PG 70 -10 -16 -22	PG 76 -10 -16 -22	PG 82 -10 -16 -22
Ensaio				
Ligante original				
Viscosidade Brookfield (máx. 3.000cP), ºC	135			
Ponto de fulgor, ºC	230			
Cisalhamento dinâmico: 10 rad/s, G*/sen δ (mín. 1,0 kPa), ºC	64	70	76	82
Após o RTFOT				
Variação em massa, %	< 1	< 1	< 1	< 1
Cisalhamento dinâmico 10 rad/s, G*/sen δ (mín. 2,2 kPa), ºC	64	70	76	82
Após o RTFOT/PAV				
Cisalhamento dinâmico: 10 rad/s, G* sen δ (máx. 5,0 MPa), ºC	31 28 25	34 31 28	37 34 31	40 37 34
Fluência (BBR) @ 60 s, ºC Coef. angular, m (mín. 0,3) Módulo rigidez, S (máx. 300 MPa)	0 -6 -12	0 -6 -12	0 -6 -12	0 -6 -12
Alongamento na ruptura, ºC mín. 1,0% @ 1,0mm/min.	0 -6 -12	0 -6 -12	0 -6 -12	0 -6 -12

Reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR)

O reômetro de cisalhamento dinâmico (*dynamical shear rheometer* – DSR) é usado para caracterizar as propriedades viscoelásticas do ligante. Por meio desse ensaio, mede-se o módulo complexo de cisalhamento (G^*) e o ângulo de fase (δ), submetendo uma pequena quantidade de ligante a tensões de cisalhamento oscilatórias, entre duas placas paralelas. O ângulo δ avalia a razão entre a resposta elástica e a viscosa durante o processo de cisalhamento. A Figura 2.49 mostra um reômetro das especificações SHRP. O módulo complexo e o ângulo de fase podem ser definidos como:

$$G^* = \frac{\tau_{máx}}{\gamma_{máx}} \tag{2.15}$$

$$\delta = \omega \,.\, (\Delta t) \tag{2.16}$$

Onde:

G^* = módulo complexo de cisalhamento, Pa;

$\tau_{máx}$ = máxima tensão de cisalhamento aplicada, Pa;

$\gamma_{máx}$ = máxima deformação devido à tensão de cisalhamento aplicada;

δ = ângulo de fase;

ω = freqüência angular, 1/s;

Δt = tempo de defasagem, s.

O reômetro pode ser de tensão controlada com aplicação de um torque fixo para obter uma dada deformação cisalhante, ou de deformação controlada com aplicação de um torque variável para obter uma deformação cisalhante fixa. A freqüência de oscilação do DSR é 10rad/s ou 1,59Hz.

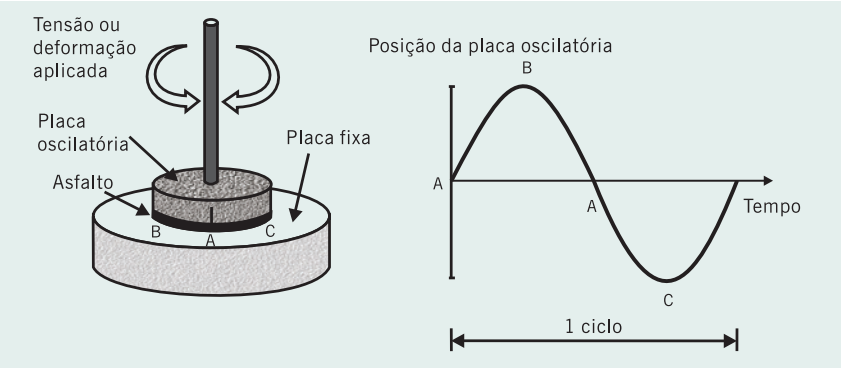
(a) Vista geral do equipamento

(b) Detalhe da amostra

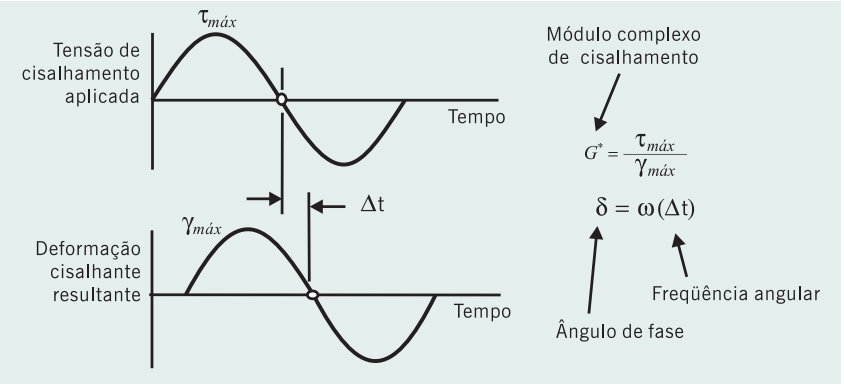
(c) Placa fixa

Figura 2.49 Exemplo de reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR)

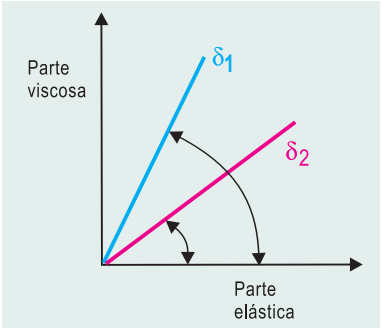
A Figura 2.50 apresenta de forma esquemática os valores de G* e δ obtidos no ensaio com o DSR, como resposta a uma deformação cisalhante da amostra. A forma de aplicação das tensões ou deformações cisalhantes está representada esquematicamente na Figura 2.50(a). A resposta à deformação cisalhante da amostra de ligante está defasada em relação à tensão aplicada por certo intervalo de tempo Δt que representa o atraso na deformação obtida – Figura 2.50(b). A fase em atraso é expressa em medida angular, como o tempo de atraso (Δt) multiplicado pela freqüência angular (ω), sendo



(a) Esquema de aplicação da tensão na amostra de asfalto



(b) Defasagem entre tensão e deformação



(c) Exemplos de resultados do ângulo de fase de dois asfaltos diferentes

Figura 2.50 Representação gráfica do modo de aplicação das tensões ou deformações cisalhantes, dos parâmetros e resultados obtidos com o DSR

representada pelo ângulo de fase (δ). Para materiais completamente elásticos, não existe atraso entre a tensão cisalhante aplicada e a deformação cisalhante obtida, sendo δ igual a 0°. Para materiais totalmente viscosos, a deformação obtida está completamente defasada e δ vale 90°. Materiais viscoelásticos, tais como os ligantes asfálticos, possuem ângulo de fase variando entre 0° e 90°, dependendo da natureza do ligante e da temperatura de ensaio. Na Figura 2.50(c), estão representados os resultados obtidos com dois tipos distintos de ligantes asfálticos 1 e 2, à mesma temperatura de ensaio, sendo que o $\delta_2 < \delta_1$, mostrando que o ligante 2 é mais elástico que o 1, ou que o ligante 1 é mais viscoso que o 2. A Figura 2.50(c) poderia representar também os ângulos de fase de um mesmo ligante asfáltico testado no DSR a duas diferentes temperaturas, sendo a temperatura 2 menor que a temperatura 1. A altas temperaturas, δ tenderia a 90° e a baixas temperaturas δ tenderia a 0°.

A especificação de ligante SHRP usa o parâmetro $G^*/\text{sen}\,\delta$ para temperaturas altas (>46°C) e $G^*\text{sen}\,\delta$ para temperaturas intermediárias (entre 7°C e 34°C) como forma de controlar a rigidez do asfalto.

Controlando a rigidez a altas temperaturas, a especificação de ligante assegura que o asfalto forneça resistência ao cisalhamento global da mistura em termos de deformação a altas temperaturas. Da mesma forma, a especificação assegura que o ligante não contribua para o trincamento por fadiga, controlando sua rigidez a temperaturas intermediárias.

Reômetro de fluência em viga (BBR)

O reômetro de fluência de viga (*bending beam rheometer* – BBR) é usado na caracterização da rigidez do ligante a baixas temperaturas. Por meio desse ensaio mede-se a rigidez estática (S) e calcula-se o logaritmo do módulo de relaxação (m). Essas propriedades são determinadas a partir da resposta ao carregamento estático (*creep*) sobre uma vigota de ligante a baixas temperaturas (-36ºC < T < 0ºC) – Figura 2.51.

Conhecendo-se a carga aplicada sobre a vigota e medindo-se a deflexão (deslocamento vertical) ao longo do teste, a rigidez estática pode ser determinada usando-se os fundamentos da mecânica. A especificação de ligante estabelece limites para S e m em função do clima aonde o ligante será usado. Ligantes que possuam baixa rigidez estática S não trincarão em clima frio. De igual forma, ligantes que possuam altos valores de m, são mais eficientes na dissipação das tensões formadas durante a contração do ligante, quando a temperatura do pavimento cai abruptamente, minimizando a formação de trincas e fissuras. Portanto, os parâmetros S e m correlacionam-se com a formação de trincas térmicas, devidas às baixas temperaturas. O módulo de rigidez (S) e o parâmetro de relaxação (m), a baixa temperatura, são calculados pelas seguintes expressões:

$$S = \sigma / \varepsilon \qquad (2.17)$$

$$m = \text{coeficiente angular a 60s } (S \times t) \qquad (2.18)$$

Onde:

S = módulo de rigidez (MPa);

σ = tensão aplicada (mN);

ε = deformação resultante;

m = parâmetro de relaxação (MPa/s);

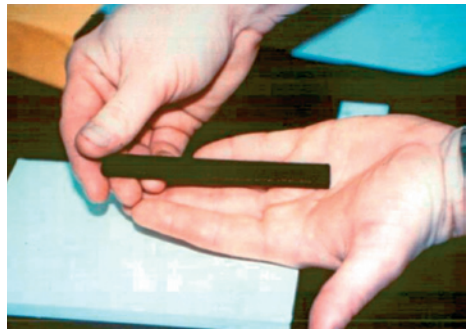
t = 60s.

De acordo com a especificação Superpave a rigidez S do ligante asfáltico deve ser menor do que 300MPa e o módulo de relaxação m, deve ser maior do que 0,300, para 60 segundos. Quanto maior o valor de m, mais eficiente será o ligante na dissipação das tensões geradas durante a sua contração com a do mesmo com a baixa brusca da temperatura.

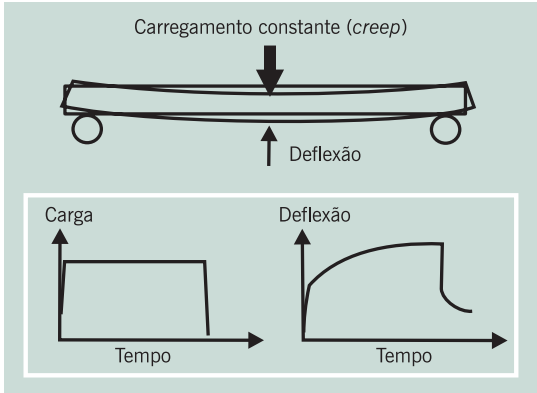
Devido ao conceito de superposição tempo-temperatura, o teste é feito em 60 segundos, em vez de duas horas, à temperatura 10ºC inferior à reportada. O parâmetro S é função da carga, distância entre suportes, dimensões da viga, e deflexão no tempo de 60 segundos; $m = \log S\,(t)/\log t$.

Quanto menor a rigidez S, maior a resistência ao trincamento, por isso limita-se um valor máximo para S. À medida que m diminui, a tendência é aliviar as tensões térmicas na mistura asfáltica, por isso limita-se um valor mínimo requerido para m.

(a) Vista geral do equipamento



(b) Vigota de ligante asfáltico

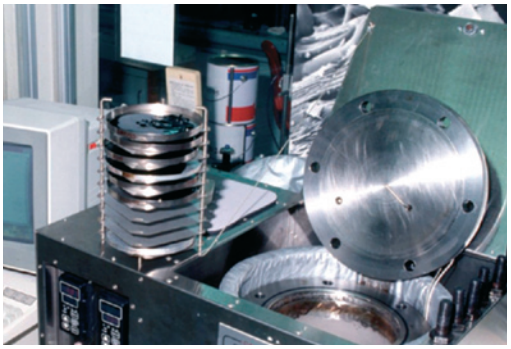


(c) Representação esquemática do carregamento e deslocamento medidos

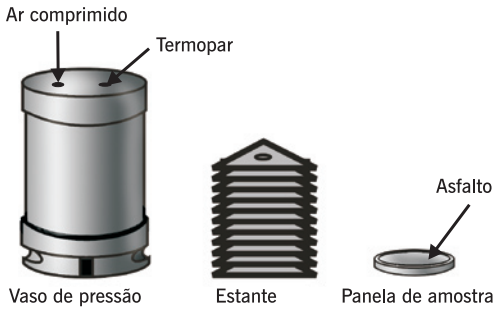
Figura 2.51 Reômetro de viga BBR e esquema de ensaio

Vaso de envelhecimento sob pressão (PAV)

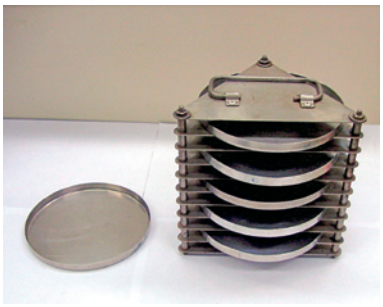
O vaso de envelhecimento sob pressão é um equipamento para simular o envelhecimento do ligante asfáltico em serviço (cerca de 10 anos) – Figura 2.52. As amostras envelhecidas por esse método são a seguir testadas no DSR, BBR e DTT para estudo do efeito do envelhecimento de longo prazo nos ligantes asfálticos. As amostras passam antes pelo envelhecimento RTFOT que simula o envelhecimento do ligante que ocorre durante a usinagem e compactação da mistura para depois ser submetido a envelhecimento no vaso de envelhecimento sob pressão *(pressure aging vessel* – PAV), que simula o endurecimento oxidativo que ocorre no ligante, ao longo da vida útil do pavimento. As amostras são colocadas em placas rasas de aço inox e envelhecidas num vaso por 20 horas a 2,1MPa de pressão de ar. A temperatura de envelhecimento é selecionada de acordo com o tipo de CAP. Depois do envelhecimento, a amostra é colocada numa estufa a vácuo para desaerar.



(a) Vista geral do equipamento



(b) Desenho esquemático dos equipamentos



(c) Detalhe das estantes para colocação das amostras

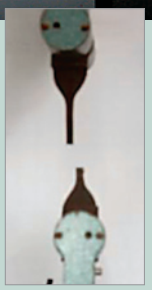
Figura 2.52 Exemplo de equipamento para ensaio de vaso de envelhecimento sob pressão – PAV

Ensaio de tração direta (DTT)

Alguns ligantes, particularmente modificados por polímero, podem exibir uma rigidez estática a baixa temperatura maior do que a desejada. Entretanto, eles podem não trincar devido à sua capacidade de deformar sem romper à baixa temperatura. Dessa forma, a especificação permite que o ligante possua uma rigidez maior, desde que se comprove,

através do teste de tração direta (*direct tension test* – DTT), que ele possui dutilidade suficiente a baixas temperaturas. Por meio do DTT (Figura 2.53), obtém-se a tensão de ruptura, que é medida a partir do estiramento de uma amostra, com formato de gravatinha-borboleta, a baixa temperatura (+6°C a -36°C). De modo semelhante ao BBR, o atendimento aos critérios do ensaio DTT assegura que a ruptura do ligante, a baixa temperatura, seja minimizada.

(a) Moldado



(b) Após ensaio ⟹

(c) Prensa para ruptura

Corpo-de-prova da amostra de ligante

Figura 2.53 Aspectos do desenvolvimento do ensaio de tração direta – DTT

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

ABEDA – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO. *Manual básico de emulsões asfálticas*. *Solução para pavimentar sua cidade*. Rio de Janeiro: Abeda, 2001.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. P-MB 43: *método de ensaio para destilação de asfalto diluído*. Rio de Janeiro, 1965.

_____. P-MB 326: *determinação da viscosidade Saybolt de produtos de petróleo*. Rio de Janeiro, 1965.

_____. P-MB 425: *método de ensaio para determinar o efeito do calor e do ar sobre materiais asfálticos (método da película delgada)*. Rio de Janeiro, 1970.

_____. P-MB 581: *viscosidade Saybolt-Furol de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro, 1971.

_____. P-MB 586: *determinação do resíduo de destilação de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro, 1971.

_____. P-MB 590: *determinação da desemulsibilidade de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro, 1971.

_____. P-MB 609: *determinação da peneiração de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro, 1971.

_____. P-MB 826: *determinação da viscosidade cinemática de asfaltos*. Rio de Janeiro, 1973.

_____. NBR 13121: *asfalto elastomérico para impermeabilização*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. NBR 6576: *materiais betuminosos: determinação da penetração*. Rio de Janeiro, 1998.

_____. NBR 9619: *produtos de petróleo*: *determinação das propriedades de destilação*. Rio de Janeiro, 1998.

_____. NBR 6299: *determinação do pH de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. NBR 14249: *emulsões asfálticas catiônicas: determinação expedita da resistência à água (adesividade) sobre agregados graúdos*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. NBR 14376: *emulsões asfálticas*: *determinação do resíduo asfáltico por evaporação*: *método expedito*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. NBR 14393: *emulsões asfálticas: determinação da peneiração*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. NBR 6302: *emulsões asfálticas*: *determinação da ruptura*: *método de mistura com fíler silícico*. Rio de Janeiro, 2000.

_____. NBR 6560: *materiais betuminosos: determinação do ponto de amolecimento: método do anel e bola*. Rio de Janeiro, 2000.

_____. NBR 6567: *emulsões asfálticas: determinação da carga da partícula*. Rio de Janeiro, 2000.

_____. NBR 6569: *emulsões asfálticas catiônicas: determinação da desemulsibilidade*. Rio de Janeiro, 2000.

_____. NBR 6570: *emulsões asfálticas: determinação de sedimentação*. Rio de Janeiro, 2000.

_____. NBR 14491: *emulsões asfálticas: determinação da viscosidade Saybolt-Furol*. Rio de Janeiro, 2000.

_____. NBR 14594: *emulsões asfálticas catiônicas: especificação*. Rio de Janeiro, 2000.

_____. NBR 5847: *materiais asfálticos: determinação da viscosidade absoluta*. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 6293: *materiais betuminosos: determinação da ductilidade*. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 6300: *emulsões asfálticas catiônicas: determinação da resistência à água (adesividade)*. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 14736: *materiais asfálticos: determinação do efeito do calor e do ar: método da película delgada*. Rio de Janeiro, 2001.
_____. NBR 14756: *materiais betuminosos: determinação da viscosidade cinemática*. Rio de Janeiro, 2001.
_____. NBR 14855: *materiais betuminosos: determinação da solubilidade em tricloroetileno*. Rio de Janeiro, 2002.
_____. NBR 14856: *asfaltos diluídos: ensaio de destilação*. Rio de Janeiro, 2002.
_____. NBR 6297: *emulsão asfáltica de ruptura lenta: determinação da ruptura: método da mistura com cimento*. Rio de Janeiro, 2003.
_____. NBR 14950: *materiais betuminosos: determinação da viscosidade Saybolt-Furol*. Rio de Janeiro, 2003.
_____. NBR 5765: *asfalto diluído: determinação do ponto de fulgor: Vaso aberto Tag*. Rio de Janeiro, 2004.
_____. NBR 6296: *produtos betuminosos semi-sólidos: determinação da massa específica e da densidade relativa*. Rio de Janeiro, 2004.
_____. NBR 11341: *derivados de petróleo: determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland*. Rio de Janeiro, 2004.
_____. NBR 14896: *emulsões asfálticas modificadas com polímero: determinação do resíduo seco por evaporação*. Rio de Janeiro, 2004.
_____. NBR 15166: *asfalto modificado: ensaio de separação de fase*. Rio de Janeiro, 2004.
_____. NBR 15184: *materiais betuminosos: determinação da viscosidade em temperatura elevada usando um viscosímetro rotacional*. Rio de Janeiro, 2004.
_____. NBR 6568: *emulsões asfálticas: determinação do resíduo de destilação*. Rio de Janeiro, 2005.
_____. NBR 15235: *materiais asfálticos: determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional*. Rio de Janeiro, 2005.
ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D 270-64: *methods of sampling petroleum and petroleum products*. USA, 1980.
_____. D 36: *softening point of bitumen: ring-and-ball apparatus*. USA, 1995.
_____. D 5: *standard test method for penetration of bituminous materials*. USA, 1997.
_____. D 2872: *effect of heat and air on a moving film of asphalt (rolling thin-film oven test)*. USA, 1997.
_____. D 88-94: *standard test method for Saybolt viscosity*. USA, 1999.
_____. D 95: *standard test method for water in petroleum products*. USA, 1999.
_____. D 113: *ductility of bituminous materials*. USA, 1999.
_____. D 244: *standard test methods for emulsified asphalts*. USA, 2000.
_____. D 5840: *standard specification for type II polymer modified asphalt cement for use in pavement construction*. USA, 2000.
_____. D 5841: *standard specification for type III polymer modified asphalt cement for use in pavement construction*. USA, 2000.
_____. D 5976: *standard specification for type I polymer modified asphalt cement for use in pavement construction*. USA, 2000.
_____. D 6521: *standard practice for accelerated aging of asphalt binder using a pressurized aging vessel (PAV)*. USA, 2000.
_____. D 2007: *standard test method for characteristic groups in rubber extender and processing oils and other petroleum-derived oils by the clay-gel absorption chromatographic method*. USA, 2001.
_____. D 2042: *solubility of asphalt materials in trichloroethylene*. USA, 2001.

_____. D 2170: *standard test method for kinematic viscosity of asphalts (bitumens)*. USA, 2001.

_____. D 2171: *standard test method for viscosity of asphalts by vacuum capillary viscometer*. USA, 2001.

_____. D 4124: *standard test methods for separation of asphalt into four fractions*. USA, 2001.

_____. D 5801: *standard test method for toughness and tenacity of bituminous materials*. USA, 2001.

_____. D 6648: *standard test method for determining the flexural creep stiffness of asphalt binder using the bending beam rheometer (BBR)*. USA, 2001.

_____. D 402: *standard test method for distillation of cut-back asphaltic (bituminous) products*. USA, 2002.

_____. D 1754-97: *standard test method for effect of heat and air on asphaltic materials (thin-film oven test)*. USA, 2002.

_____. D 4402: *viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscometer*. USA, 2002.

_____. D 6723: *standard test method for determining the fracture properties of asphalt binder in direct tension (DT)*. USA, 2002.

_____. D 6816: *standard practice for determining low-temperature performance grade (PG) of asphalt binders*. USA, 2002.

_____. E 102: *standard test method for Saybolt-Furol viscosity of bituminous materials at high temperatures*. USA, 2003.

_____. D 7175: *standard test method for determining dynamical shear rheometer – DSR*. USA, 2004.

_____. D 6084: *standard test method for elastic recovery of bituminuous materials by ductilometer*. USA, 2004.

_____. D 5329: *standard test methods for sealants and fillers, hot-applied, for joints and cracks in asphaltic and portland cement concrete pavements*. USA, 2004.

_____. D 92: *flash and fire points by Cleveland open cup tester*. USA, 2005.

BERTOLLO, S.A.M. *Avaliação laboratorial de misturas asfálticas densas modificadas com borracha reciclada de pneus*. 2003. 198 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

BERTOLLO, S.A.M.; BERNUCCI, L.B.; FERNANDES, J.L.; LEITE, L.M. *Mechanical properties of asphalt mixtures using recycled tire rubber produced in Brazil – a laboratory evaluation*. Washington, DC: Transportation Research Board, 2003.

CASTRO, L.N. *Reciclagem a frio "in situ" com espuma de asfalto*. 2003. 171 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

DAMA, M.A. *Análise do comportamento da camada reciclada com espuma de asfalto na rodovia BR-290/RS*. 2003. 164 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

DNC – DEPARTAMENTO NACIONAL DE COMBUSTÍVEIS. Portaria n. 5, de 18 de fevereiro de 1993. Cimento asfáltico de petróleo – quadro de especificação. 1993.

_____. Regulamento técnico DNC 03. Portaria 43/97 – especificações para asfaltos diluídos, 1997.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 007: *emulsão asfáltica: determinação de ruptura: método da mistura com cimento*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. ME 063: *emulsões asfálticas catiônicas: determinação da desemulsibilidade*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. *Manual de pavimentação*. Rio de Janeiro: DNER, 1996.
_____. *Manual de reabilitação de pavimentos*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
_____. ME 002: *emulsão asfáltica: carga da partícula*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
_____. ME 006: *emulsões asfálticas: determinação da sedimentação*. Rio de Janeiro, 2000.
_____. ES 405: *pavimentação: reciclagem de pavimento a frio "in situ" com espuma de asfalto*. Rio de Janeiro, 2000.
EUROPEAN STANDARDS. EN 12591: *bitumen and bituminous binders: specification for pavement grade bitumen*. 2000.
_____. EN 12593: *methods of test for petroleum and its products: bitumen and bituminous binders: determination of the Fraass breaking point*. 2000.
GIRDLER, R.B. *Constitution of asphaltenes and related studies*. Seattle: Proc. Association Asphalt Paving Technologists, 1965.
HEUKELOM, W. A bitumen test data chart for showing the effect of temperature on the mechanical behaviour bitumens. *Journal of the Institute of Petroleum*, v. 55, n. 546, 1969.
HUNTER, R.N. *Asphalts in road construction*. London: Thomas Telford Ed., 2000.
HVEEM, F.N.; ZUBE, E.; SKOG, J. Proposed new tests and specifications for paving grade asphalts. *Proceedings*. Association of Asphalt Paving Technologists. AAPT. 1963.
IA – INSTITUTO DO ASFALTO. *Manual de asfalto*. Rio de Janeiro: IA, 2001.
IBP – INSTITUTO BRASILEIRO DE PETRÓLEO. *Informações básicas sobre materiais asfálticos*. Rio de Janeiro: IBP – Comissão de Asfalto, 1999.
LCPC – LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. *Les émulsions de bitume et leurs applications routières*. 153 p. Paris, 1976.
LEITE, L.F.M. *Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímeros*. 1999. 266 f. Tese (Doutorado em Ciência e Tecnologia de Polímeros) – Instituto de Macromoléculas Professora Eloísa Mano, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1999.
LEITE, L.F.M. *Notas de aula do Curso de Pavimentação Urbana*. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação, 2003.
LEITE, L.; SILVA, P.; EDEL, G.; MOTTA, L.; NASCIMENTO, L. Asphalt rubber in Brazil: pavement performance and laboratory study. In: ASPHALT RUBBER, 2003, Brasília.
LEITE, L.F.M.; TONIAL, I.A. Qualidade dos cimentos asfálticos brasileiros segundo as especificações SHRP. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 12., 1994, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1994. p. 94-119.
LIBERATORI, L.A. *Estudos de cimentos asfálticos modificados por asfaltita e sua influência em misturas asfálticas*. 2000. 166 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.
MANO, E.B. *Introdução a polímeros*. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1985.
_____. *Polímeros, produção e aplicação*. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1991.
MORILHA JR., A. *Estudo sobre a ação de modificadores no envelhecimento dos ligantes asfálticos e nas propriedades mecânicas e de fadiga das misturas asfálticas*. 2004. 165 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.
MORILHA JR., A.; TRICHÊS, G. Análise comparativa de envelhecimento em laboratório de nove ligantes asfálticos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 34., 2003, Campinas. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2003. p. 110-128.
ODA, S. *Análise da viabilidade técnica da utilização do ligante asfalto-borracha em obras de pavimentação*. 2000. 251 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
PATRIOTA, M.B. *Análise laboratorial de concreto betuminoso usinado a quente modificado com adição de borracha reciclada de pneus – processo seco*. 2004. 128 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

PINHEIRO, J.H.M. *Incorporação de borracha moída de pneus em misturas asfálticas de diferentes granulometrias (processos úmido e seco)*. 2004. 124 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, 2004.

PINHEIRO, J.H.M.; SOARES, J.B. Realização e acompanhamento de dois trechos experimentais com asfalto-borracha no Estado do Ceará. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 18., 2004, Florianópolis. *Anais*... Florianópolis: ANPET, 2004. v. 1, p. 01-10.

PINTO, I.E. *Estudo das características físicas e mecânicas de misturas recicladas com espuma de asfalto*. 2002. 209 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

PINTO, S. *Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos*. 1991. 478 f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

PINTO, S.; GUARÇONI, D.; CHEQUER, C.J. *Pesquisa de asfaltos modificados por polímeros*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico, 1998.

PINTO, S.; PREUSSLER, E.; FARAH, H. Características elásticas de concretos asfálticos com látex. In: CONGRESSO LATINO AMERICANO DE ASFALTO, 2., 1983, Mar Del Plata, Argentina. *Anais*... 1983.

PREGO, A.S.S. *A memória da pavimentação no Brasil*. Rio de Janeiro: ABPv, 1999.

RAMOS, C.R.; GUARÇONI, D.; GUERREIRO, F. *Curso de ligantes asfálticos*. Rio de Janeiro: IBP, 1995.

RAMOS, C.R.; SALATHÉ, J.E.; MARTINHO, F.G. *Processo de modificação de cimento asfáltico de petróleo com polímeros*. PI 9300610-1 Brasil de 17 fev. 93. Coperbo.

RUWER, P.; MARCON, G.; MORILHA JR., A.; CERATTI, J. A. Aplicação de concreto asfáltico com borracha no trecho Guaíba-Camaquã da rodovia BR-116/RS. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 33., 2001, Florianópolis. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2001. p. 1323-1332.

SHELL. *The Shell bitumen handbook*. 5. ed. Cambridge, 2003.

SHRP – STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM -*HP -GPC and asphalt characterization literature review.* SHRP – A / UIR -91 -503. 1991. 130p.

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

SOARES, J.B. *Notas de aula UFC*. Fortaleza, 2003.

SPECHT, L.P. *Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus*. 2004. 279 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

TONIAL, I.A. *Influência do envelhecimento do revestimento asfáltico na vida de fadiga de pavimentos*. 2001. 244 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

TONIAL, I.A.; BASTOS, A.C.R. *Rotas de produção de asfalto*. Relatório Interno Petrobras, 1995.

YEN, T.F. Asphaltene/resin plus oil interconversion: an investigation into colloidal model of asphaltenes. In: WORKSHOP THE CHEMICAL COMPONENTS AND STRUCTURE OF ASPHALTIC MATERIALS, 1991, Rome, Italy. *Proceedings...*1991.

WHITEOAK, D. *The Shell Bitumen Handbook*. 1990. 4th ed.

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

2 LIGANTES ASFÁLTICOS

Figura 2.1 Equipamentos utilizados no método SARA e esquema da análise química do ligante asfáltico (adaptado de Shell, 2003) 29
Figura 2.2 Representação esquemática dos componentes dos asfaltos (apud Shell, 2003) 30
Figura 2.3 Modelo de micelas de Yen (1991) 31
Figura 2.4 Representação esquemática do ligante asfáltico de comportamento Sol e Gel (Shell, 2003) 31
Figura 2.5 Modelo de estrutura do asfalto proposto pelo SHRP (apud Leite, 2003) 32
Figura 2.6(a) Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto (Tonial e Bastos, 1995) 35
Figura 2.6(b) Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto (Tonial e Bastos, 1995) 35
Figura 2.6(c) Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto (Tonial e Bastos, 1995) 36
Figura 2.6(d) Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto (Tonial e Bastos, 1995) 37
Figura 2.6(e) Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto (Tonial e Bastos, 1995) 38
Figura 2.6(f) Esquemas de refino do petróleo para obtenção do asfalto (Tonial e Bastos, 1995) 39
Figura 2.7 Localização e denominação das refinarias de petróleo brasileiras que produzem asfalto 40
Figura 2.8 Consumo brasileiro de asfalto entre 2000 e 2009 41
Figura 2.9 Exemplo de equipamento manual de medida da penetração e esquema do ensaio 42
Figura 2.10 Esquema de escoamento de um fluido newtoniano 43
Figura 2.11 Equipamentos para ensaios de viscosidade absoluta e cinemática 45
Figura 2.12 Exemplo de equipamento Saybolt-Furol de ensaio de viscosidade e esquema do interior do equipamento 46
Figura 2.13 Equipamento Brookfield para medida de viscosidade de asfaltos e esquemas associados ao extensor 47
Figura 2.14 Equipamento automático para medida do ponto de amolecimento do asfalto e esquema do ensaio com equipamento mais simples 48
Figura 2.15 Esquema do ensaio de dutilidade em andamento e equipamento completo 49
Figura 2.16 Equipamentos e arranjo experimental para o ensaio de solubilidade 50
Figura 2.17 Estufa de película fina plana (TFOT) para medidas do efeito do calor e do ar (ECA) em ensaio de envelhecimento de ligante asfáltico simulado em laboratório 51
Figura 2.18 Estufa de filme fino rotativo ou película delgada rotacional (*Rolling Thin Film Oven Test* – RTFOT) 51
Figura 2.19 Envelhecimento do ligante durante a mistura com o agregado em usina, estocagem, transporte, aplicação no campo e durante vários anos de serviço (Whiteoak, 1980, apud Shell, 2003) 52
Figura 2.20 Modelos de equipamentos para o ensaio e esquema do ensaio de ponto de fulgor pelo vaso aberto de Cleveland 53
Figura 2.21 Etapas do ensaio de massa específica do ligante 54
Figura 2.22 Equipamento de ensaio de ponto de ruptura Fraass 55
Figura 2.23 Exemplo esquemático de gráfico de Heukelom para classificação de ligantes asfálticos (BTDC) 57
Figura 2.24 Representação esquemática da estrutura de um elastômero termoplástico

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

à temperatura ambiente (Shell, 2003) 65
Figura 2.25 Representação esquemática de um elastômero termoplástico EVA 66
Figura 2.26 Equipamento de análise da interação asfalto-polímero e fases do processo de incorporação 68
Figura 2.27 Ensaio de recuperação elástica mostrando em (a) o início do alongamento; (b) dutilidade em amostra de asfalto sem modificação (ao fundo) e modificado por polímero (na frente) e (c) o mesmo ensaio de (b) após ruptura 71
Figura 2.28 Ensaio de separação de fases ou estabilidade ao armazenamento de asfalto-polímero (a) recipientes padrões colocados dentro da estufa e (b) desenho esquemático da amostragem de ligante armazenado dentro do recipiente e ensaio 73
Figura 2.29 Equipamento de ensaio de coesão Vialit e exemplo de resultado (Leite, 2003) 74
Figura 2.30 Equipamento do ensaio de tenacidade, exemplo de resultados obtidos e tela do programa de controle do ensaio 75
Figura 2.31 Esquema de fabricação do asfalto-borracha via úmida pelo processo de mistura estocável (*terminal blending*) 76
Figura 2.32 Exemplo de consistência do asfalto-borracha no momento da usinagem 77
Figura 2.33 Exemplo de usina móvel de preparação de asfalto-borracha do estado do Arizona, Estados Unidos 78
Figura 2.34 Equipamento para ensaio de recuperação elástica por torção 79
Figura 2.35 Exemplo de equipamento para ensaio de resiliência de ligantes asfálticos 80
Figura 2.36 Processo de fabricação de emulsões asfálticas (LCPC, 1976) 82
Figura 2.37 Exemplos de várias instalações de uma fábrica de emulsão 83
Figura 2.38 Esquema do ensaio de carga de partícula de uma emulsão asfáltica 86
Figura 2.39 Esquema do ensaio de determinação da sedimentação – DNER-ME 06/2000 87
Figura 2.40 Determinação do peneiramento de emulsão asfáltica 88
Figura 2.41 Determinação da desemulsibilidade de emulsões asfálticas 89
Figura 2.42 Exemplos de passos do ensaio de determinação do resíduo por evaporação 90
Figura 2.43 Aspectos do ensaio de determinação do resíduo por destilação de emulsões asfálticas 91
Figura 2.44 Etapas do ensaio de viscosidade Saybolt-Furol com emulsões 91
Figura 2.45 Determinação do pH da emulsão 92
Figura 2.46 Fábricas de emulsões asfálticas (Abeda, 2005) 93
Figura 2.47 Esquema da câmara de expansão do asfalto-espuma e o processo de espumação 98
Figura 2.48 Exemplo de esquema de avaliação da taxa de expansão e da meia-vida de um asfalto-espuma em campo 98
Figura 2.49 Exemplo de reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) 104
Figura 2.50 Representação gráfica do modo de aplicação das tensões ou deformações cisalhantes, dos parâmetros e resultados obtidos com o DSR 105
Figura 2.51 Reômetro de viga BBR e esquema de ensaio 107
Figura 2.52 Exemplo de equipamento para ensaio de vaso de envelhecimento sob pressão – PAV 108
Figura 2.53 Aspectos do desenvolvimento do ensaio de tração direta – DTT 109

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

Tabela 2.1 Exemplos de composições químicas de asfaltos por tipo de cru (Leite, 2003) 28
Tabela 2.2 Especificações para Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)
Classificação por penetração (Portaria DNC 5 de 18/2/1993) vigente até julho de 2005 60
Tabela 2.3 Especificações para Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)
Classificação por viscosidade (Portaria DNC 5 de 18/2/93) vigente até julho de 2005 60
Tabela 2.4 Nova especificação brasileira de cimento asfáltico de petróleo (CAP)
(ANP, 2005) 61
Tabela 2.5 Especificação de asfaltos para pavimentação da Comunidade Européia
(EN 12591/2000) 62
Tabela 2.6 Benefícios de diferentes tipos de modificadores de asfalto
(modificado de Shell, 2003) 65
Tabela 2.7 Especificação técnica para asfalto modificado com polímero (AMP)
(DNER – Em 396/99) 69
Tabela 2.8 Especificação de asfalto-polímero (SBS) proposta pela Comissão de Asfalto
IBP (2005) 70
Tabela 2.9 Especificações dos Cimentos Asfálticos de Petróleo modificados por Borracha Moída
de Pneus - Asfaltos Borracha – ANP 2008) 79
Tabela 2.10 Especificação brasileira de emulsões asfálticas catiônicas (Conselho Nacional
de Petróleo – CNP, 07/88) 84
Tabela 2.11 Especificação de emulsões asfálticas para lama asfáltica (CNP – 17/73) 85
Tabela 2.12 Especificação brasileira de emulsões modificadas por polímero SBR
(proposta do IBP para a ANP em 2006) 94
Tabela 2.13 Especificação brasileira de emulsões modificadas por polímero SBS
(proposta do IBP para a ANP em 2006) 95
Tabela 2.14 Especificação brasileira de asfalto diluído, tipo cura rápida (DNC 43/97) 96
Tabela 2.15 Especificação brasileira de asfalto diluído, tipo cura média (DNC 43/97) 97
Tabela 2.16 Especificação brasileira para agentes rejuvenescedores (DNC 733/97) 100
Tabela 2.17 Proposta de especificação brasileira para agentes rejuvenescedores
emulsionados feita pelo IBP (IBP, 1999) 101
Tabela 2.18 Parte da especificação SHRP ou Superpave de ligantes asfálticos tipo CAP
(ASTM 6373 /2007) 103

3
Agregados

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo trata dos agregados utilizados em revestimentos asfálticos de pavimentos. Todos os revestimentos asfálticos constituem-se de associações de ligantes asfálticos, de agregados e, em alguns casos, de produtos complementares. Essas associações, quando executadas e aplicadas apropriadamente, devem originar estruturas duráveis em sua vida de serviço. Para que isso ocorra, deve-se conhecer e selecionar as propriedades que os agregados devem conter. São apresentados os conceitos básicos sobre agregados para que o engenheiro possa fazer uma escolha apropriada.

De acordo com a norma ABNT NBR 9935/2005, que determina a terminologia dos agregados, o termo agregado é definido como *material sem forma ou volume definido, geralmente inerte, de dimensões e propriedades adequadas para produção de argamassas e de concreto*.

Woods (1960) define agregado como sendo uma mistura de pedregulho, areia, pedra britada, escória ou outros materiais minerais usada em combinação com um ligante para formar um concreto, uma argamassa etc.

Para conhecer o desempenho potencial dos agregados, é importante considerar como são formados e o que aconteceu com eles desde então. Antes de serem utilizados em um revestimento asfáltico, é importante lembrar que eles já existem há milhões de anos (tempo geológico). Uma vez associados com ligantes asfálticos, como parte de uma estrutura de pavimento, seu desempenho deve ser considerado em termos de tempo em engenharia, que em obras de pavimentação é medido em anos ou décadas.

Os ensaios de laboratório e a experiência prática devem indicar como uma rocha que existe há milhões de anos irá se comportar durante sua vida de projeto em um pavimento. Esse é o objetivo dos ensaios de desempenho.

O agregado escolhido para uma determinada utilização deve apresentar propriedades de modo a suportar tensões impostas na superfície do pavimento e também em seu interior. O desempenho das partículas de agregado é dependente da maneira como são produzidas, mantidas unidas e das condições sob as quais vão atuar. A escolha é feita em laboratório onde uma série de ensaios é utilizada para a predição do seu comportamento posterior quando em serviço.

Agregado é um termo genérico para areias, pedregulhos e rochas minerais em seu estado natural ou britadas em seu estado processado. Há ainda de se considerar também os agregados artificiais como discutido mais adiante.

3.2 CLASSIFICAÇÃO DOS AGREGADOS

O nível de desempenho em serviço de um determinado agregado depende também das propriedades geológicas da rocha de origem. São importantes, portanto, informações sobre o tipo de rocha, sua composição mineralógica, sua composição química, sua granulação, seu grau de alteração, sua tendência à degradação, abrasão ou fratura sob tráfego e o potencial de adesão do ligante asfáltico em sua superfície.

A variedade de agregados passíveis de utilização em revestimentos asfálticos é muito grande. Contudo, cada utilização em particular requer agregados com características específicas e isso inviabiliza muitas fontes potenciais.

Os agregados utilizados em pavimentação podem ser classificados em três grandes grupos, segundo sua (i) natureza, (ii) tamanho e (iii) distribuição dos grãos.

3.2.1 Quanto à natureza

Quanto à natureza, os agregados são classificados em: natural, artificial e reciclado.

Natural – Inclui todas as fontes de ocorrência natural e são obtidos por processos convencionais de desmonte, escavação e dragagem em depósitos continentais, marinhos, estuários e rios. São exemplos os pedregulhos, as britas, os seixos, as areias etc. Ou seja, os agregados naturais podem ser empregados em pavimentação na forma e tamanho como se encontram na natureza, ou podem ainda passar por processamentos como a britagem.

Os agregados provenientes de rochas naturais pertencem a um de quatro tipos principais, que são ígneos, sedimentares, metamórficos ou areias e pedregulhos:

- rochas ígneas são aquelas que se solidificaram de um estado líquido e apresentam composição química, granulação, textura e modos de ocorrência muito variáveis. Alguns tipos são resultantes de esfriamento lento de grandes massas no interior da crosta terrestre, resultando, por exemplo, em granitos e dioritos de granulação grossa. Outros tipos são extrusivos, provenientes de fluxos de lava para a superfície da Terra, resultando em rochas de granulação fina, como os basaltos;
- rochas sedimentares são tipicamente formadas pelo intemperismo e erosão de rochas preexistentes, e seu resultado transportado pela ação da água, vento ou gelo. São caracterizadas por camadas estratificadas, originadas pelos processos de deposição. Elas podem ser formadas também por precipitação química de minerais dissolvidos em água, como é o caso do calcário;
- rochas metamórficas ocorrem como resultado de alteração por aquecimento, pressão ou atividade química de rochas ígneas ou sedimentares existentes e compõem um grupo bastante complexo de rochas;
- areias e pedregulhos são agregados naturais, provenientes das rochas de que são originários e dos processos de transporte sofridos antes da deposição.

Os agregados naturais são compostos por diferentes minerais, com composições variáveis. Mesmo com agregados de mineralogia uniforme, as suas propriedades podem ser alteradas pela oxidação, hidratação, lixiviação ou intemperismo. Entretanto, a mineralogia não pode produzir sozinha uma base para predizer o comportamento de um agregado em serviço. Exames petrográficos são úteis, e o desempenho de agregados similares em obras existentes, sob condições ambientais e de carregamento semelhantes ajuda na avaliação dos agregados.

O quartzo e o feldspato são minerais duros e resistentes ao polimento e são normalmente encontrados em rochas ígneas, tais como granito e granito-gnaisse. Por outro lado a calcita e a dolomita que ocorrem no calcário são exemplos de minerais macios. O calcário tem uma alta porcentagem de materiais macios que tendem ao polimento mais rapidamente do que a maioria dos outros tipos de agregados.

A instrução de ensaio do DNER-IE 006/94 pode fornecer uma indicação da presença de minerais que podem dar às rochas uma tendência maior ou menor ao polimento quando usadas como agregados para fins rodoviários. Essa instrução de ensaio apresenta uma metodologia de análise petrográfica, tanto microscópica como macroscópica, de materiais rochosos empregados em rodovias.

A descrição microscópica deve ser feita através da análise em lâmina delgada que deverá indicar características como granulação, textura e estrutura, composição mineralógica, modos de ocorrência e minerais secundários. Também deve indicar o estado e o estágio de alteração dos minerais primários, os diferentes tipos de microfissuras e suas densidades, presença de vazios ou poros, natureza dos materiais, sílica na forma amorfa ou criptocristalina, vidros vulcânicos ricos em sílica, alumina livre, zeólitas, sulfetos e minerais argílicos do tipo expansivo.

A descrição macroscópica compreende a indicação de características gerais tais como cor, granulação, mineralogia, classificação genética sumária, textura, estrutura, alteração, coerência e grau de ocorrência.

A análise petrográfica pode ser uma análise visual das partículas individuais dos agregados usando um microscópio óptico, às vezes complementado por difração de raios X, análise térmica diferencial, microscopia eletrônica ou análises químicas. Pode ser usada para medir a quantidade relativa dos tipos de rochas e minerais, os atributos físicos e químicos (tais como forma da partícula, textura superficial, dureza, características de porosidade e atividade química), e a presença de contaminantes nocivos. Análises petrográficas mais detalhadas, como a de lâmina delgada, devem ser mais utilizadas na prática da pavimentação, uma vez que a quantidade de informações obtida é elevada e de grande importância.

Na Tabela 3.1 são apresentados os principais tipos de rochas utilizados como agregados.

TABELA 3.1 TIPOS DE ROCHAS COMUMENTE USADOS COMO FONTE DE AGREGADOS PARA PAVIMENTAÇÃO NO PAÍS

Denominação Petrológica	Descrição
Andesito	Variedade de diorito vulcânico, de granulação fina
Basalto	Rocha básica de granulação fina, usualmente vulcânica
Conglomerado	Rocha constituída de blocos arredondados ligados por cimento natural
Diorito	Rocha plutônica intermediária, constituída de plagioclásio com hornblenda, augita ou biotita
Gabro	Rocha plutônica básica de granulação grossa, constituída de plagioclásio cálcico e piroxênio, algumas vezes com olivina
Gnaisse	Rocha riscada, produzida por condição metamórfica intensa
Granito	Rocha plutônica ácida, constituída principalmente de feldspatos alcalinos e quartzo
Calcário	Rocha sedimentar, constituída principalmente de carbonato de cálcio
Quartzito	Rocha metamórfica ou sedimentar constituída quase que totalmente por grãos de quartzo
Riolito	Rocha ácida, de granulação fina, usualmente vulcânica
Sienito	Rocha plutônica intermediária, constituída de feldspatos alcalinos com plagioclásios, hornblenda, biotita ou augita
Traquito	Variedade de sienito de granulação fina, usualmente vulcânico

As rochas ígneas são também classificadas segundo a quantidade de sílica presente, conforme a Tabela 3.2. O sentido dos termos ácido e básico não corresponde ao utilizado na química, mas está relacionado à carga elétrica superficial das partículas do agregado.

Os minerais nas partículas de agregados apresentam seus átomos dispostos em uma rede cristalina, onde os átomos da superfície exercem atração sobre átomos de gases, líquidos ou sólidos que com ela tenham contato, promovendo a adsorção química. Essa adsorção é o principal fator na adesividade entre o agregado e os ligantes asfálticos.

A maioria dos agregados silicosos tais como arenito, quartzo e cascalho torna-se negativamente carregada na presença de água, enquanto materiais calcários conduzem carga positiva na presença de água.

Muitos agregados contêm ambas as cargas porque são compostos de minerais tais como sílica com carga negativa e também cálcio, magnésio, alumínio ou ferro com carga positiva. Agregados típicos que apresentam essa condição incluem basaltos e calcários silicosos. A dolomita é um exemplo de caso extremo de agregado eletropositivo e o quartzito um exemplo de agregado eletronegativo.

Os agregados de rochas classificadas como ácidas costumam apresentar problemas de adesividade, enquanto os de rochas classificadas como básicas costumam apresentar melhor adesividade ao ligante asfáltico.

TABELA 3.2 CLASSIFICAÇÃO DE ROCHAS QUANTO AO TEOR DE SÍLICA PRESENTE (METSO MINERALS, 2005)

Classificação	% Sílica	Quartzo	Exemplo
Ácida	> 65	Presente	Granito, riolito, quartzito
Neutra	52 a 65	Pouco ou inexistente	Sienito, diorito
Básica	45 a 52	Raríssimo	Basalto, gabro
Ultrabásica	< 45	Inexistente, feldspato escasso	Piroxenito

Em algumas regiões do país onde existe falta de material rochoso, um dos principais materiais alternativos utilizados na construção rodoviária são as concreções lateríticas, obtidas por peneiramento e, às vezes, complementadas por lavagem.

Conforme Guimarães e Motta (2000), denomina-se no meio rodoviário brasileiro de laterita a um solo concrecionado enriquecido com óxidos hidratados de ferro ou alumínio, tendo a caulinita como argilo-mineral predominante, com coloração vermelha, amarela, marrom ou alaranjada. Nogami e Villibor (1995) citam que as lateritas contêm também freqüentemente a magnetita, a ilmenita, a hematita e, sobretudo, o quartzo; e ainda alertam para um dos problemas da laterita que é a grande variação de propriedades, o que dificulta a previsão de comportamento.

Em misturas asfálticas, empregam-se preferencialmente as lateritas lavadas, resultantes do processo de separação dos agregados graúdos desse material, maiores que 4,8mm. O processo de lavagem da laterita é semelhante ao processo de extração de areia dos rios. Em vez de se dragar o fundo do rio, draga-se um tanque onde a laterita bruta é previamente depositada por caminhões basculantes. Após ser depositada, a laterita sofre uma pré-lavagem com mangueiras de pressão e o material é em seguida dragado do fundo do tanque através de tubos, sendo conduzido a um peneirador, onde a granulometria desejada é obtida.

Artificial – São resíduos de processos industriais, tais como a escória de alto-forno e de aciaria, ou fabricados especificamente com o objetivo de alto desempenho, como a argila calcinada (Cabral, 2005) e a argila expandida. O tipo de agregado artificial atualmente mais utilizado em pavimentação são os vários tipos de escórias, subprodutos da indústria do aço. Elas podem apresentar problemas de expansibilidade e heterogeneidade, requerendo tratamento adequado para utilização, porém podem apresentar alta resistência ao atrito.

Reciclado – Nessa categoria estão os provenientes de reuso de materiais diversos. A reciclagem de revestimentos asfálticos existentes vem crescendo significativamente em importância e em alguns países já é a fonte principal de agregados. A possibilidade de utilização de agregados reciclados vem crescendo em interesse por restrições ambientais na

exploração de agregados naturais e pelo desenvolvimento de técnicas de reciclagem que possibilitam a produção de materiais reciclados dentro de determinadas especificações existentes para utilização. Destaca-se também a utilização crescente de resíduo de construção civil em locais com ausência de agregados pétreos ou mesmo em áreas urbanas que possuam pedreiras, como forma de reduzir os problemas ambientais de disposição destes resíduos (Fernandes, 2004).

3.2.2 Quanto ao tamanho

Os agregados são classificados quanto ao tamanho, para uso em misturas asfálticas, em graúdo, miúdo e material de enchimento ou fíler (DNIT 031/2004 – ES):

- *graúdo* – é o material com dimensões maiores do que 2,0mm, ou seja, retido na peneira nº 10. São as britas, cascalhos, seixos etc.;
- *miúdo* – é o material com dimensões maiores que 0,075mm e menores que 2,0mm. É o material que é retido na peneira de nº 200, mas que passa na de abertura nº 10. São as areias, o pó de pedra etc.;
- *material de enchimento (fíler)* – é o material onde pelo menos 65% das partículas é menor que 0,075mm, correspondente à peneira de nº 200, e.g., cal hidratada, cimento Portland etc.

O tamanho máximo do agregado em misturas asfálticas para revestimentos pode afetar essas misturas de várias formas. Pode tornar instáveis misturas asfálticas com agregados de tamanho máximo excessivamente pequeno e prejudicar a trabalhabilidade e/ou provocar segregação em misturas asfálticas com agregados de tamanho máximo excessivamente grande. A norma ASTM C 125 define o tamanho máximo do agregado em uma de duas formas:

- *tamanho máximo* – é a menor abertura de malha de peneira através da qual passam 100% das partículas da amostra de agregado. Na metodologia SHRP-Superpave o tamanho máximo do agregado é definido como a abertura de malha imediatamente maior do que a correspondente ao tamanho nominal máximo;
- *tamanho nominal máximo* – é a maior abertura de malha de peneira que retém alguma partícula de agregado, mas não mais de 10% em peso. Na metodologia SHRP-Superpave o tamanho nominal máximo é definido como a abertura de malha de peneira imediatamente maior do que a da primeira peneira a reter mais de 10% do material.

O material passante na peneira de nº 200 vem sendo designado como pó (*dust* em inglês) (Motta e Leite, 2000) para distingui-lo da definição do DNIT de fíler. Essa distinção está relacionada à possível incorporação de parcela dos finos no ligante em uma mistura asfáltica. Na metodologia SHRP-Superpave há inclusive limites para a relação pó/teor de ligante, como será visto no Capítulo 5.

Quando a porcentagem de pó aumenta, reduzem-se os vazios do esqueleto mineral e aumenta-se a trabalhabilidade da mistura asfáltica até certo ponto. Acima de um deter-

minado teor, o pó começa a prejudicar a trabalhabilidade bem como a estabilidade do esqueleto mineral, diminuindo os contatos entre as partículas grossas, alterando também a capacidade de compactação da mistura.

Se a maior parte do pó tiver partículas maiores que 0,040mm, elas vão atuar como preenchedoras dos vazios do esqueleto mineral. As partículas menores do que 0,020mm atuarão no ligante asfáltico, incorporando-se a este e compondo um filme de ligante, denominado mástique, que envolverá as partículas maiores de agregado.

3.2.3 Quanto à distribuição dos grãos

A distribuição granulométrica dos agregados é uma de suas principais características e efetivamente influi no comportamento dos revestimentos asfálticos. Em misturas asfálticas a distribuição granulométrica do agregado influencia quase todas as propriedades importantes incluindo rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga e à deformação permanente, resistência ao dano por umidade induzida etc. (ver no Capítulo 6).

A distribuição granulométrica dos agregados é determinada usualmente por meio de uma análise por peneiramento. Nessa análise uma amostra seca de agregado é fracionada através de uma série de peneiras com aberturas de malha progressivamente menores, conforme ilustrado na Figura 3.1. Uma vez que a massa da fração de partículas retida em cada peneira é determinada e comparada com a massa total da amostra, a distribuição é expressa como porcentagem em massa em cada tamanho de malha de peneira.

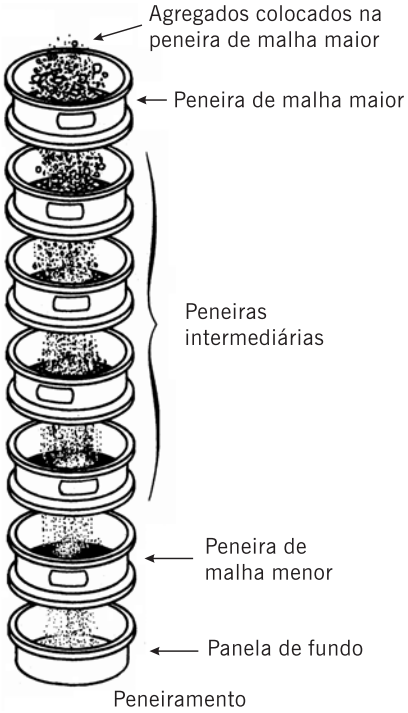


Figura 3.1 Ilustração da análise por peneiramento

De acordo com a norma DNER-ME 035/95 os tamanhos de peneiras a serem usadas na análise granulométrica são os mostrados na Tabela 3.3. Porém, nem todos os tamanhos são necessariamente usados em cada especificação. Ressalta-se que, embora a referida norma não cite a peneira de abertura 12,5mm, esta é muito utilizada nos projetos de misturas asfálticas.

TABELA 3.3 DIMENSÕES NOMINAIS DAS PENEIRAS SEGUNDO O DNER-ME 035/95

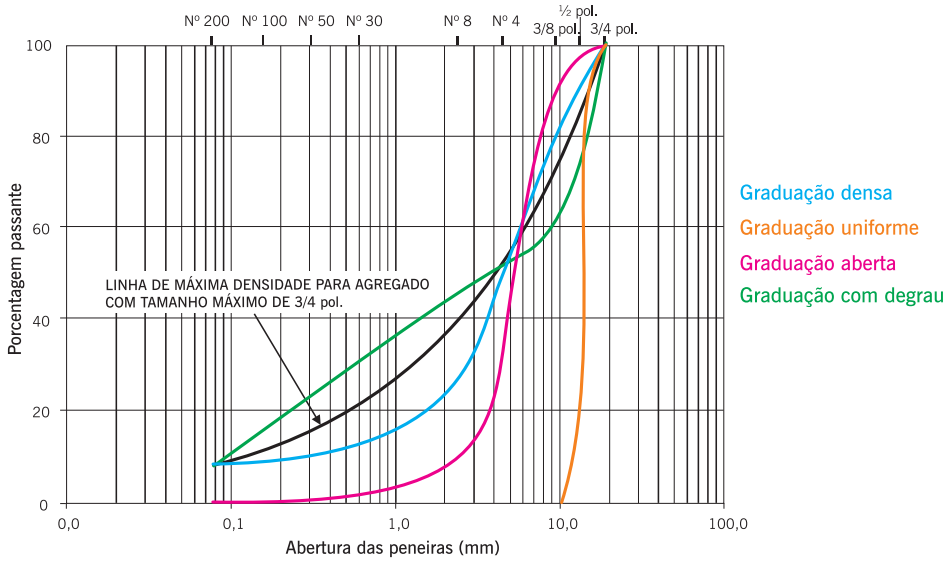
Dão da Peneira		Abertura da Peneira	
Padrão	Número	Milímetros	Polegadas
75,0mm		75,0	3,0
50,0mm		50,0	2,0
37,5mm		37,5	1,5
25,0mm		25,0	1,0
19,0mm		19,0	0,75
9,5mm		9,5	0,375
4,75mm	4	4,75	0,187
2,36mm	8	2,36	0,0937
2,00mm	10	2,00	0,0789
1,18mm	16	1,18	0,0469
600µm	30	0,600	0,0234
425µm	40	0,425	0,0168
300µm	50	0,300	0,0117
150µm	100	0,150	0,0059
75µm	200	0,075	0,0029

A norma DNER-ME 083/98 descreve o procedimento de análise por peneiramento. Os resultados são expressos na forma de tabelas ou gráficos como indicado na Figura 3.2(a). A metodologia SHRP-Superpave utiliza uma outra forma de apresentar a distribuição granulométrica na qual a porcentagem de agregados passante em uma certa malha de peneira está no eixo y e o tamanho da malha elevado a uma potência n (normalmente n=0,45) como unidade no eixo x – Figura 3.2(b). Nesse caso, a distribuição granulométrica com densidade máxima aparece como uma linha reta iniciando-se em zero e se desenvolvendo até o tamanho máximo.

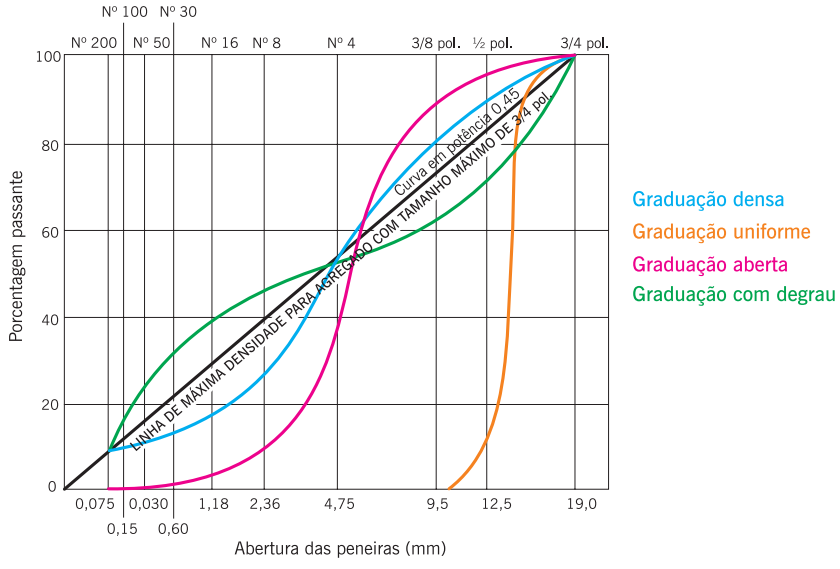
Uma vez que a distribuição granulométrica dos agregados é uma de suas mais importantes características físicas, a subdivisão da graduação em algumas classes auxilia na distinção de tipos de misturas asfálticas, que serão abordadas no Capítulo 4. A seguir são denominadas as mais importantes graduações, ilustradas na Figura 3.2:

- agregado de graduação **densa** ou **bem-graduada** é aquele que apresenta distribuição granulométrica contínua, próxima à de densidade máxima;
- agregado de graduação **aberta** é aquele que apresenta distribuição granulométrica contínua, mas com insuficiência de material fino (menor que 0,075mm) para preencher os vazios entre as partículas maiores, resultando em maior volume de vazios. Nas frações de menor tamanho a curva granulométrica é abatida e próxima de zero;

- agregado de graduação **uniforme** é aquele que apresenta a maioria de suas partículas com tamanhos em uma faixa bastante estreita. A curva granulométrica é bastante íngreme;
- agregado com graduação com degrau ou **descontínua** é aquele que apresenta pequena porcentagem de agregados com tamanhos intermediários, formando um patamar na curva granulométrica correspondente às frações intermediárias. São agregados que devem ser adequadamente trabalhados quando em misturas asfálticas, pois são muito sensíveis à segregação.



(a) Representação convencional de curvas granulométricas



(b) Representação de curvas granulométricas pelo SHRP-Superpave

Figura 3.2 Graduações típicas de agregados

Em função de seu preparo, algumas frações de agregados obtidos por britagem recebem denominações específicas, regionais, na prática da pavimentação, tais como: brita corrida, pedrisco, granilha etc.

3.3 PRODUÇÃO DE AGREGADOS BRITADOS

As características físicas dos agregados como resistência, abrasão e dureza são determinadas pela rocha de origem. Entretanto, o processo de produção nas pedreiras pode afetar significativamente a qualidade dos agregados, pela eliminação das camadas mais fracas da rocha e pelo efeito da britagem na forma da partícula e na graduação do agregado (Marques, 2001).

Normalmente nas pedreiras existe uma camada de solo e de rocha alterada sobrejacentes que devem ser removidas antes que a rocha sã seja encontrada. Essa parte superficial e não-aproveitável na produção de britas é designada como "estéril".

3.3.1 Operação de britagem

O propósito básico da exploração de uma pedreira é o desmonte da rocha sã por meio de explosivos e, utilizando uma série de britadores e outras unidades, reduzir o material de modo a produzir os agregados utilizáveis na execução de um pavimento. Também é desejável produzir agregado britado que tenha formato cúbico e não achatado ou alongado. Segundo Roberts *et al.* (1996) as unidades de britagem são escolhidas para atender os seguintes objetivos:

- reduzir os tamanhos dos blocos de rocha;
- produzir formas e tamanhos desejados de agregados;
- ter capacidade compatível com as cargas envolvidas para permitir seu manuseio;
- minimizar a ocorrência de entupimentos e colmatação nas unidades durante a operação;
- requerer um mínimo de pessoal;
- satisfazer exigências de britagem sem a necessidade de estágios de britagem adicionais e equipamentos auxiliares;
- minimizar a demanda de energia por tonelada de agregado produzida;
- não haver desgaste excessivo dos componentes metálicos;
- operar economicamente com um mínimo de manutenção; e
- permitir uma vida de serviço longa.

A Figura 3.3 mostra o esquema do processo de operação em uma instalação de britagem que usa um britador de mandíbula como britador primário e um britador de cone como secundário.

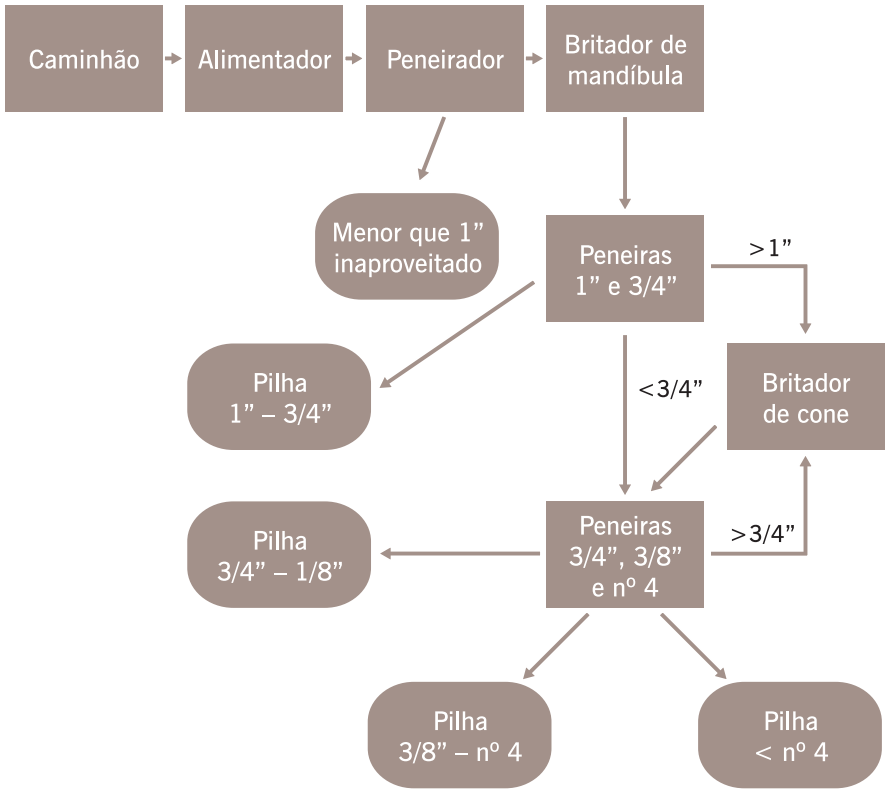


Figura 3.3 Esquema simplificado do processo de britagem (Roberts *et al.*, 1996)

A rocha após seu desmonte é transportada para o britador por um caminhão, conforme mostrado na Figura 3.4. O material mais fraco normalmente se quebra em pequenos pedaços que são removidos antes da britagem. A operação de britagem pode ser descrita de forma simplificada como segue. O britador de mandíbula (primário) quebra a rocha em tamanhos que possam ser trabalhados pelos outros britadores. A Figura 3.5 mostra um exemplo de britador primário. Após a britagem primária, os agregados são selecionados em vários tamanhos por peneiramento. O material maior que 1" (25,4mm) é colocado no britador de cone para britagem adicional. O material menor que 1" e maior que 3/4" (19mm) é estocado. O material menor que 3/4" é levado para um segundo peneirador para separações futuras. O material maior que 3/4" retorna ao britador de cone para nova britagem. O material menor que 3/4" é peneirado e estocado em três pilhas separadas: material entre 3/4" e 3/8" (9,5mm), entre 3/8" e n° 4 (4,8mm), e menor que 4,8mm. A maioria das operações nas instalações de britagem apresenta maior complexidade que a descrita, ou apresenta procedimentos diferentes, porém a operação é sempre feita com britadores e peneiradores. Outras centrais apresentam a capacidade de lavar os agregados em certos pontos da operação (Marques, 2001). A Figura 3.6 mostra uma vista geral de uma instalação de britagem.

Durante a operação de britagem é essencial que as propriedades do produto final sejam homogêneas. Quando a rocha é removida de várias localizações na pedreira, as

propriedades físicas dos agregados podem variar substancialmente. O controle de qualidade durante as operações de britagem deve assegurar que as propriedades físicas dos agregados não variem excessivamente. O ideal é que a quantidade de material que alimenta as operações de britagem seja aproximadamente constante. O aumento da vazão de fluxo de material nos britadores, normalmente resulta em mais transbordamento de agregado mais fino sobre as peneiras. Esse excesso resulta em um estoque de material mais fino.

O britador primário produz uma redução mecânica inicial de 8" (200mm) para 1" (25,4mm). Os britadores secundário e terciário reduzem os agregados até o tamanho desejado.

Figura 3.4 Carregamento de um caminhão na pedreira

(a) Vista superior

(b) Vista lateral

Figura 3.5 Exemplo de britador primário

Figura 3.6 Vista geral de uma instalação de britagem

3.3.2 Tipos de britadores

A redução mecânica envolve quatro diferentes mecanismos: impacto, desgaste por atrito, cisalhamento e compressão.

O impacto se refere à colisão instantânea de um objeto contra outro. A maioria dos britadores usa o impacto como um dos mecanismos para redução de tamanho, conforme visto na Figura 3.7. O impacto pode ser por gravidade ou dinâmico.

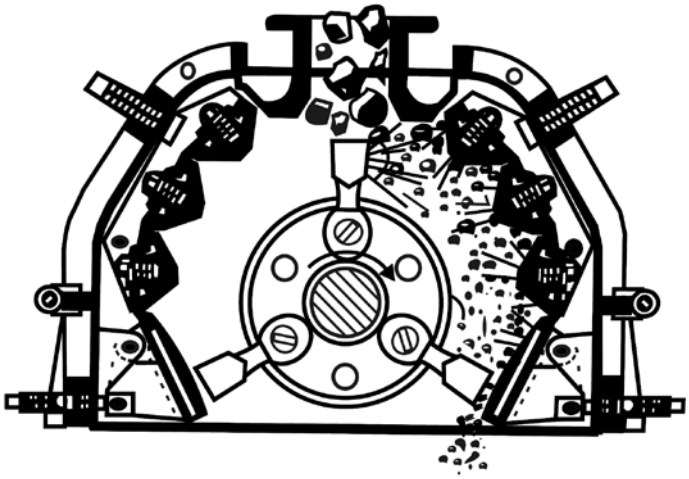


Figura 3.7 Redução mecânica por impacto (Roberts *et al.*, 1996)

No desgaste por atrito ocorre a trituração do material por uma ação de desgaste entre duas superfícies duras, como pode ser visto na Figura 3.8. Os martelos de triturar, os britadores giratórios e os de cones usam esse tipo de método de redução.

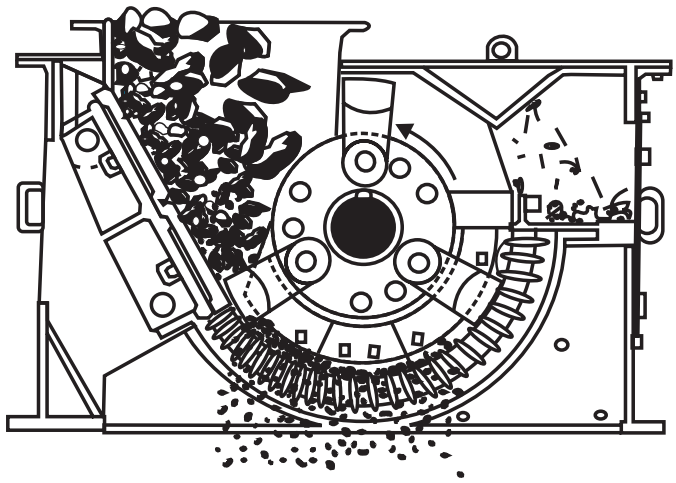


Figura 3.8 Redução mecânica combinando impacto e desgaste por atrito (Roberts *et al.*, 1996)

O cisalhamento ocorre pela ação de um aparador ou talhador tal como aquele produzido por um simples rolo triturador, de acordo com a Figura 3.9. É normalmente usado em combinação com impacto e compressão.

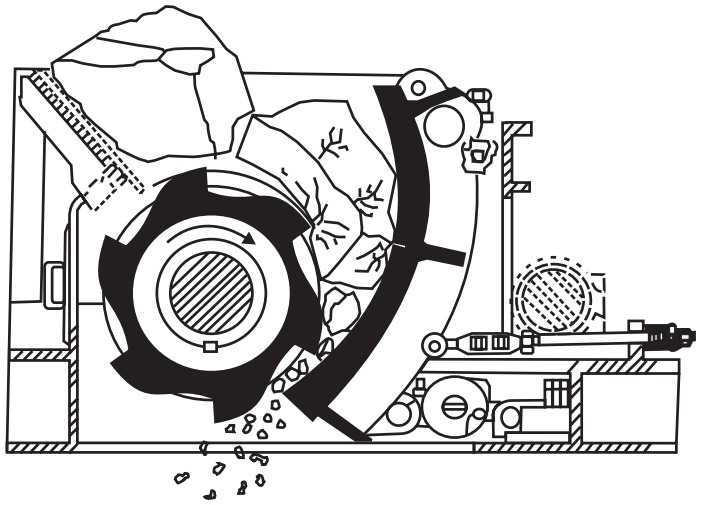


Figura 3.9 Redução mecânica combinando impacto, cisalhamento e compressão (Roberts *et al.*, 1996)

A compressão refere-se à redução mecânica por forças compressivas entre duas superfícies. Britadores de mandíbula usando compressão são os mais efetivos sistemas para reduzir o tamanho de partículas maiores de rochas muito duras e abrasivas (Figura 3.10). O tipo de rocha a ser processada tem uma influência significativa na escolha do equipamento de britagem a ser usado.

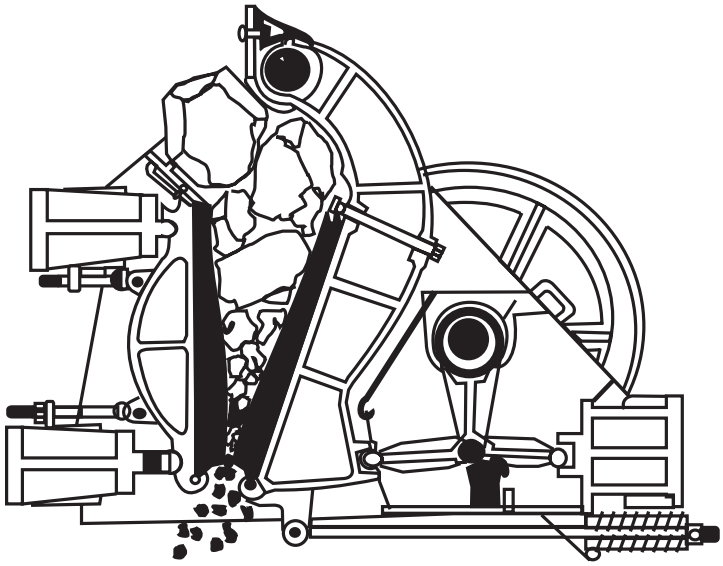


Figura 3.10 Redução mecânica por compressão e impacto em um britador de mandíbula que brita sem atrito (Roberts *et al.*, 1996)

3.4 CARACTERÍSTICAS TECNOLÓGICAS IMPORTANTES DOS AGREGADOS PARA PAVIMENTAÇÃO ASFÁLTICA

Os revestimentos asfálticos modernos constituem um material composto formado por agregados de vários tamanhos e proporções mantidos unidos por um ligante asfáltico. Seu nível de desempenho será tanto melhor quanto maior for o entendimento de como seus constituintes reagem juntos sob as condições prevalecentes em um pavimento. Existe uma elaborada série de fatores que atuam conjuntamente para produzir uma estrutura com desempenho adequado.

A seleção de agregados para utilização em revestimentos asfálticos depende de sua disponibilidade, custo e qualidade, bem como do tipo de aplicação. Segundo Roberts *et al.* (1996) são as propriedades físicas dos agregados que determinam principalmente a adequação para o uso em misturas asfálticas e em menor extensão as propriedades químicas. São propriedades físicas e mecânicas básicas: a resistência, a porosidade e a densidade. Propriedades físico-químicas tais como umidade, adesividade e, em conseqüência, descolamento da película de asfalto são função da composição e da estrutura dos minerais no agregado, entre outros fatores. As propriedades químicas dos agregados têm pequeno efeito no seu desempenho, exceto quando afetam a adesividade do ligante asfáltico ao agregado e a compatibilidade com aditivos antidescolamento que podem ser incorporados ao ligante asfáltico.

Uma compreensão da mineralogia e identificação de minerais pode produzir informações sobre propriedades físicas e químicas potenciais de um agregado para um determi-

nado uso, e pode ajudar a evitar o uso de um agregado que tenha constituintes minerais nocivos. A aceitação dos agregados é definida pela análise de determinadas características, devendo-se proceder previamente à coleta de amostras de forma adequada.

Amostras de agregados são normalmente tomadas em pilhas de estocagem, correias transportadoras, silos quentes (Capítulo 8) ou às vezes de caminhões carregados. Os técnicos responsáveis pela amostragem devem evitar a coleta de material que esteja segregado, quando obtido de pilhas de estocagem, caminhões ou silos. O melhor local para obter uma amostra é de uma correia transportadora. A largura total de fluxo na correia deve ser amostrada, uma vez que o agregado também segrega na correia (Marques, 2001).

Uma amostra representativa é formada pela combinação de um número de amostras aleatórias obtidas em um período de tempo (um dia para amostras em correias) ou tomando amostras de várias locações em pilhas de estocagem e combinando essas amostras. As amostras devem ser tomadas atentando-se para o efeito da segregação nas pilhas de estocagem. O agregado no fundo das pilhas é usualmente mais graúdo. O método mais utilizado para amostragem em uma pilha é escalar seu lado, entre o fundo e a ponta, remover uma camada superficial e obter uma amostra debaixo dessa superfície (Marques, 2001).

A norma DNER-PRO 120/97 fixa as exigências para amostragem de agregados em campo. É indicado o material necessário para coleta de amostras (pá, enxada, lona, caixa de madeira, vassoura, etiqueta), as quantidades de amostras de agregados graúdos e miúdos para a realização de ensaios de caracterização e mecânicos, assim como os procedimentos de coleta. São abordados os procedimentos de amostragem em silos, em pilhas de estocagem, em material espalhado na pista e em veículos. São descritos também as formas de embalagem e os itens de identificação da amostra (natureza, procedência, qualidade, data, local de coleta, responsável, finalidade etc.).

Depois de tomadas as quantidades requeridas e levadas ao laboratório, cada amostra deve ser reduzida para o tamanho apropriado aos ensaios específicos, podendo-se usar para isso um separador ou proceder a um quarteamento.

A norma ASTM C 702 descreve três métodos para reduzir amostras de agregados a tamanhos apropriados para ensaios aplicando técnicas cujos objetivos são minimizar as variações nas características medidas entre as amostras testadas e a amostra original.

A norma DNER-PRO 199/96 fixa as condições exigíveis na redução de uma amostra de agregado formada no campo para ensaios de laboratório, onde são indicados vários procedimentos para reduzir amostras de agregados.

Um dos procedimentos utiliza um separador mecânico que consiste de um aparelho com várias calhas de igual largura. O número de calhas pode variar de 8 (agregados graúdos) a 20 (agregados miúdos) que descarregam alternativamente em cada lado do separador. A Figura 3.11 mostra um separador mecânico de amostras. Consiste em se colocar a amostra original em uma bandeja e distribuir uniformemente sobre as calhas do separador, de tal forma que quando o material é introduzido nas calhas, uma quan-

tidade aproximadamente igual deve fluir na parte inferior da calha. O material que for caindo em cada um dos receptáculos inferiores deverá ser reintroduzido na parte superior das calhas tantas vezes quantas forem necessárias até reduzir a amostra original ao tamanho especificado pelo método de ensaio em questão. Deve-se reservar o material contido no outro receptáculo para redução de amostras para outros ensaios, quando forem requeridos.

Figura 3.11 Equipamento separador mecânico de amostras
(Foto: Marconi Equip. Ltda.)

Outro procedimento é chamado de quarteamento. Consiste em se misturar a amostra original manualmente com uma pá sobre uma superfície limpa e plana formando uma pilha de formato cônico. Logo em seguida o cone é achatado formando um círculo com espessura constante. Esse círculo é então dividido em quatro quartos iguais. Removem-se dois quartos opostos de material, conforme a Figura 3.12. Os outros dois quartos opostos que sobraram são reunidos e um novo quarteamento é feito da mesma forma como descrito até aqui. Essa operação é repetida até se obter a quantidade necessária requerida pelo ensaio a realizar. Uma alternativa a esse procedimento é utilizar uma lona para depositar o material, quando a superfície do terreno for irregular.

São descritas a seguir as características que são analisadas para aceitação de agregados para misturas asfálticas segundo a maioria das especificações e especialmente as do DNER/DNIT.

3.4.1 Tamanho e graduação

O tamanho máximo do agregado e sua graduação são controlados por especificações que prescrevem a distribuição granulométrica a ser usada para uma determinada aplicação. Por exemplo, a espessura mínima de execução de uma camada de concreto asfáltico determina diretamente o tamanho máximo do agregado usado nessa mistura asfáltica.

(a) Achatamento de cone formando um círculo com espessura constante

(b) Divisão em quatro quartos iguais

(c) Vista dos quatro quartos iguais

(d) Remoção de dois quartos opostos

Figura 3.12 Redução de amostra de agregado por quarteamento manual
(Fotos: Marques, 2001)

A distribuição granulométrica assegura a estabilidade da camada de revestimento asfáltico, por estar relacionada ao entrosamento entre as partículas e o conseqüente atrito entre elas.

3.4.2 Limpeza

Alguns agregados contêm certos materiais que os tornam impróprios para utilização em revestimentos asfálticos, a menos que a quantidade desses materiais seja pequena. São materiais deletérios típicos tais como: vegetação, conchas e grumos de argila presentes sobre a superfície das partículas do agregado graúdo. As especificações de serviço apresentam limites aceitáveis para a presença desses materiais. A limpeza dos agregados pode ser verificada visualmente, mas uma análise granulométrica com lavagem é mais eficiente.

O ensaio de equivalente de areia, descrito na norma DNER-ME 054/97, determina a proporção relativa de materiais do tipo argila ou pó em amostras de agregados miúdos. Nesse ensaio, uma amostra de agregado, com tamanhos de partículas menores do que 4,8mm medida em volume numa cápsula padrão, é colocada em uma proveta contendo

uma solução de cloreto de cálcio-glicerina-formaldeído e mantida em repouso por 20 minutos. Em seguida o conjunto é agitado por 30 segundos e, após completar a proveta com a solução até um nível predeterminado, deixado em repouso por mais 20 minutos, conforme mostrado na Figura 3.13. Após esse período, é determinada a altura de material floculado em suspensão (h_1). Com um bastão padronizado que é introduzido na proveta, é determinada a altura de agregado depositado por sedimentação (h_2).

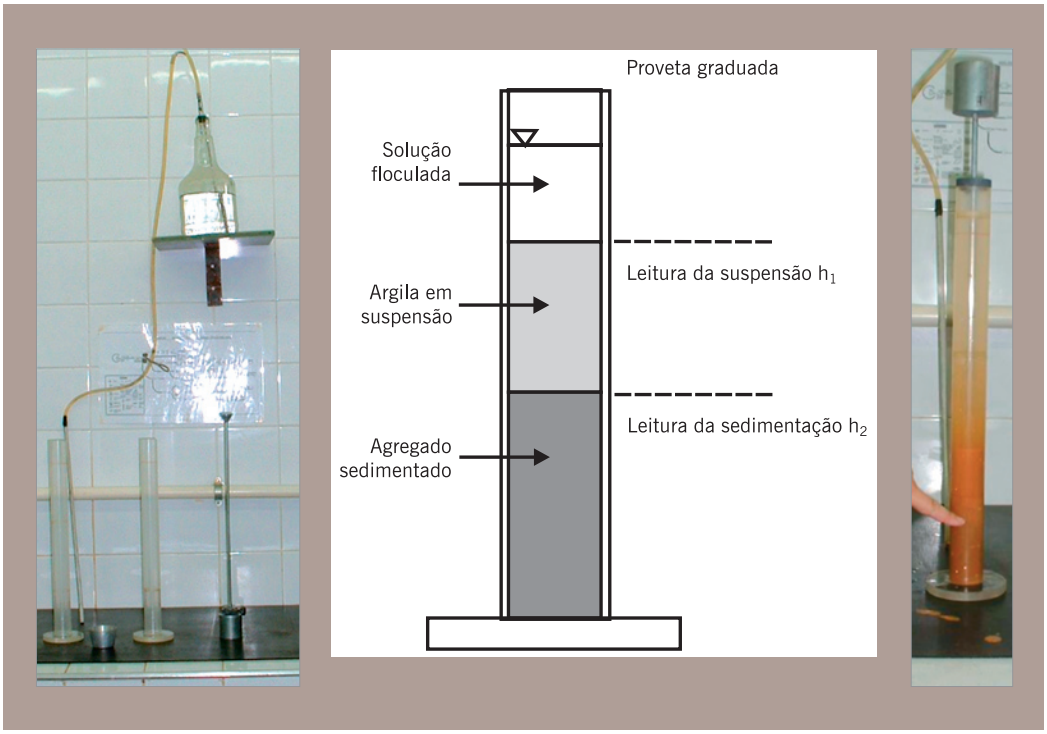


Figura 3.13 Equipamentos para o ensaio de equivalente de areia e esquema da proveta com os materiais depositados para a leitura final

O equivalente de areia (EA) é determinado pela expressão 3.1:

$$EA = \frac{h_2}{h_1} \times 100 \qquad (3.1)$$

Por exemplo, para que um agregado possa ser utilizado em concreto asfáltico, o equivalente de areia deve ser de pelo menos 55%.

3.4.3 Resistência à abrasão

Durante o processo de manuseio e execução de revestimentos asfálticos, os agregados estão sujeitos a quebras e abrasão. A abrasão ocorre também durante a ação do tráfego. Eles devem apresentar habilidade para resistir a quebras, degradação e desintegração.

Agregados localizados próximos ou na superfície do pavimento devem apresentar resistência à abrasão maior do que os localizados nas camadas inferiores.

A tenacidade e resistência abrasiva são tratadas por algumas normas brasileiras, mesmo que indiretamente, através das metodologias citadas a seguir. Nesses ensaios, os agregados são submetidos a algum tipo de degradação mecânica e medida a alteração provocada, principalmente na granulometria original, ao final da degradação. Dessa forma as características de tenacidade, resistência abrasiva e até mesmo de dureza dos agregados são presumidamente avaliadas (Marques, 2001). Em virtude das características de procedimentos serem semelhantes nesses ensaios, foram assim agrupados:

- DNER-ME 035/98 Agregados – determinação da abrasão Los Angeles.
- DNER-ME 197/97 Agregados – determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos.
- DNER-ME 096/98 Agregado graúdo – avaliação da resistência mecânica pelo método dos 10% de finos.
- DNER-ME 397/99 Agregados – determinação do índice de degradação Washington – IDW.
- DNER-ME 398/99 Agregados – determinação do índice de degradação após compactação Proctor IDP.
- DNER-ME 399/99 Agregados – determinação da perda ao choque no aparelho Treton.
- DNER-ME 401/99 Agregados – determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – IDML e sem ligante – IDM.

O ensaio comumente utilizado para medir a resistência à abrasão é o ensaio de abrasão Los Angeles. Nesse ensaio uma amostra de agregado de cerca de 5.000g (m_i) é submetida a 500 ou 1.000 revoluções no interior do cilindro de um equipamento padronizado (Figura 3.14). Um número variado de esferas de aço, conforme a granulometria da amostra, é adicionado no cilindro, induzindo impactos nas partículas durante as suas revoluções. O resultado é avaliado pela redução de massa dos agregados retidos na peneira de nº 12 (1,7mm) em relação à massa inicial da amostra especificada, conforme a expressão 3.2:

$$LA = \frac{m_i - m_f}{m_i} \times 100 \qquad (3.2)$$

Os equipamentos e o procedimento são detalhados nas normas DNER-ME 035/98 para agregados pétreos e DNER-ME 222/94 para agregados sintéticos fabricados com argila. Os limites de aceitação para a abrasão Los Angeles dependem do tipo de aplicação do agregado e das exigências dos órgãos viários. Em revestimentos asfálticos, é desejável uma resistência ao desgaste relativamente alta, indicada por uma baixa abrasão no ensaio de abrasão Los Angeles. As especificações brasileiras que envolvem o uso de

agregados em camadas de base e revestimento de pavimentos, normalmente limitam o valor da abrasão Los Angeles (LA) entre 40 e 55%.

Agregados de algumas regiões do país, como por exemplo a região do município do Rio de Janeiro, apresentam o valor da abrasão Los Angeles muito acima de 55%, em alguns casos, chegando a 65%. Devido à impossibilidade de se encontrar agregados com esse parâmetro atendido nas proximidades da obra, muitas rodovias foram pavimentadas usando-se os agregados da região, embora estivessem em desacordo com a especificação vigente, mas com a autorização do DNER ou órgão regional competente para tal procedimento (Marques, 2001).

Figura 3.14 Equipamento para ensaio de abrasão Los Angeles

Em virtude dessa experiência e de outras em que agregados com abrasão Los Angeles acima do limite superior foram usados e o desempenho ao longo dos anos mostrou-se satisfatório quanto a esse parâmetro, o DNER passou a recomendar a execução de outros ensaios a serem conduzidos nos agregados que apresentassem o valor de abrasão Los Angeles acima do limite superior especificado. A indicação desses ensaios assim como valores limites a serem adotados para os mesmos foram sugeridos em pesquisa do IPR-DNER (IPR, 1998). Esses ensaios são os seguintes: DNER-ME 397/99, DNER-ME 398/99, DNER-ME 399/99, DNER-ME 400/99 e DNER-ME 401/99.

A norma DNER-ME 197/97 avalia o desempenho do material ao desgaste pelo atrito interno simulando no ensaio a compressão imposta pelos rolos compactadores durante a construção ou posteriormente, no próprio pavimento construído, sob ação do tráfego. O agregado, previamente peneirado e seco, é compactado por meio de um soquete, em três camadas com 25 golpes em cada. Em seguida determina-se a massa do corpo-de-prova (M). Ele deve ser submetido a uma carga uniforme de 400kN à razão de 40kN por minuto. Após esse carregamento, o corpo-de-prova é retirado e o material é peneirado na peneira

2,4mm. O material retido nessa peneira é determinado (Mf). A resistência do agregado ao esmagamento (R) é determinada pela expressão 3.3:

$$R = \frac{(M - Mf)}{M} \times 100 \qquad (3.3)$$

O procedimento descrito na norma DNER-ME 096/98 é semelhante ao anterior e consiste em se medir a força necessária para que um êmbolo atinja uma determinada penetração no corpo-de-prova, que varia dependendo da natureza da amostra.

A norma DNER-ME 397/99 apresenta um método para determinar o índice de degradação Washington (IDW), em amostra de rocha britada obedecendo a uma faixa granulométrica padronizada entre as peneiras de 12,7mm (1/2") e 2,0mm (nº 10).

O material a ensaiar deve ser britado até passar na peneira de 12,7mm. Em seguida é lavado sobre a peneira de 2,0mm e seco em estufa até constância de massa. Separa-se 500g de material que passe na peneira de 12,7mm e fique retido na peneira de 6,4mm, e 500g de material que passe na peneira de 6,4mm e fique retido na peneira de 2,0mm. A amostra é então colocada em recipiente de plástico, juntamente com 200cm^3 de água, tampado hermeticamente e colocado em um peneirador motorizado para promover agitação mecânica com 300 ± 5 oscilações por minuto por 20 minutos. Após a agitação, despeja-se a amostra e água sobre uma peneira de 2,0mm, sobreposta à peneira de 0,075mm (nº 200) e ambas colocadas sobre um funil sobre uma proveta graduada de 500ml. Lavam-se os agregados com água até que a marca de 500ml na proveta seja atingida pela água.

Coloca-se em uma proveta 7ml de uma solução previamente preparada (cloreto de cálcio anidro, glicerina e solução de formaldeído a 40% em volume). Na proveta graduada, faz-se com que o material retido na peneira nº 200 e a água de lavagem fiquem em suspensão, tampando a proveta com a mão e virando-a de cabeça para baixo e para cima, cerca de 10 vezes. Em seguida, despeja-se o líquido na proveta de equivalente de areia até a marca de 15" (381mm) e tampa-se com rolha de borracha.

Agita-se a proveta do equivalente de areia, de forma semelhante ao descrito anteriormente, cerca de 20 vezes em aproximadamente 35 segundos. Após essa agitação, coloca-se a proveta sobre a mesa, retira-se a rolha e aciona-se o cronômetro. Após 20 minutos anota-se a altura da coluna de sedimento (H) em polegadas, com precisão de 0,1" (2,54mm). O índice de degradação Washington é calculado pela expressão 3.4:

$$IDW = \frac{(15 - H)}{15 + 1{,}75H} \times 100 \qquad (3.4)$$

Os valores de IDW podem variar de 0 a 100, correspondendo os maiores valores aos melhores materiais. A expressão coloca os materiais duvidosos aproximadamente no meio da escala, estando os inadequados abaixo e os bons acima desse ponto.

A norma DNER-ME 398/99 apresenta um método de determinação do Índice de Degradação após compactação Proctor (IDP), utilizando agregados naturais provenientes da britagem de rochas obedecendo a uma granulometria padrão, definida pelas peneiras de 25,0mm, 19,0mm, 9,5mm, 4,8mm, 2,0mm, 0,42mm e 0,075mm. A compactação é feita no cilindro Proctor modificado munido de um cilindro espaçador, com cinco camadas e 26 golpes por camada.

As amostras de rocha britada são preparadas de acordo com as frações granulométricas obtidas pelas peneiras anteriormente citadas e em quantidades predefinidas. Devem ser preparadas três amostras para cada ensaio.

Um molde é fixado à base metálica juntamente com um cilindro complementar e o material é compactado nesse conjunto juntamente com um disco espaçador, como fundo falso, em cinco camadas iguais, de forma a se obter uma altura total do corpo-de-prova de cerca de 125mm, após compactação. Em cada camada são aplicados 26 golpes com o soquete padronizado, distribuídos uniformemente sobre a superfície da camada. Em seguida o cilindro complementar é removido. Com uma régua de aço biselada, o excesso de material é rasado na altura exata do molde e determina-se a massa do material compactado.

É calculada então a porcentagem passante em cada peneira do material após a compactação. Em seguida é calculada a média entre as três amostras das porcentagens passantes em cada peneira. Calcula-se também a diferença percentual (D) entre a média dos corpos-de-prova e a granulometria padrão original. O IDP é calculado pela expressão 3.5:

$$IDP = \frac{\sum D}{6} \qquad (3.5)$$

A norma DNER-ME 399/99 descreve o método para determinar a perda ao choque em material pétreo britado, pelo emprego do aparelho Treton, em amostra obedecendo a uma faixa granulométrica padronizada.

O aparelho consiste de um cilindro de aço, oco, aberto em ambas as extremidades. O cilindro é colocado sobre uma chapa de base de aço, sobre a qual se assenta um outro cilindro maciço, também de aço, de tal forma que coincidam seus eixos de revolução. O cilindro oco é mantido em posição por pinos de aço fixados à chapa de base. Um martelo cilíndrico deverá cair livremente sobre a amostra a ensaiar, pelo orifício do cilindro, do topo deste. A suspensão do martelo far-se-á por quaisquer meios que garantam sua queda nas condições exigidas. A Figura 3.15 mostra um equipamento utilizado e fases do ensaio.

(a) Conjunto para ensaio

(b) Amostra sobre a base

(c) Cilindro e soquete montados

(d) Amostra após ensaio

Figura 3.15 Equipamento utilizado no ensaio Treton

(Fotos: Cabral, 2005)

A amostra para ensaio deve ser constituída de partículas passando na peneira de 19,0mm e retidas na peneira de 16,0mm, escolhidas as partículas de forma cúbica, bem angulares e aproximadamente do mesmo tamanho. A massa da amostra a ensaiar deve ser 50 vezes a massa específica aparente das partículas do agregado, sendo tolerada uma diferença de ±3g. O número de partículas para cada ensaio deve ser aproximadamente entre 15 e 20.

As partículas que compõem a amostra são colocadas no cilindro oco em contato com a face superior do cilindro maciço. Em seguida, deixa-se cair o martelo 10 vezes sobre o material. Após remover o cilindro maciço, as partículas restantes serão passadas através da peneira de 1,7mm. Pesa-se em seguida o material retido naquela peneira.

A diferença entre a massa original da amostra e a do material retido na peneira de 1,7mm será expressa como porcentagem da massa original da amostra, e anotada como a perda ao choque da amostra ensaiada. A perda ao choque do material ensaiado é a média aritmética dos resultados obtidos em no mínimo três ensaios.

A norma DNER-ME 96/98 descreve uma outra forma de ensaio para avaliar indiretamente a característica de qualidade de um agregado graúdo pela avaliação da resistência mecânica pelo método conhecido como dos 10% de finos. Consiste em se submeter uma porção de agregados passante na peneira de 12,5mm e retida na peneira de 9,5mm, em quantidade suficiente para preencher um cilindro padronizado, a um carregamento estático por meio de uma prensa capaz de aplicar cargas de no mínimo 500kN. Ao final desse carregamento faz-se novo peneiramento do material na peneira de 2,4mm, calculando-se a porcentagem de quebra eventual. Varia-se a carga aplicada até se obter por interpolação aquela que provoca 10% de quebra de grãos. A Figura 3.16 mostra uma foto do conjunto de cilindro e êmbolo utilizado nesse ensaio e a prensa.

Figura 3.16 Conjunto de cilindro e êmbolo utilizado no ensaio de 10% de finos e prensa
(Fotos: Miceli, 2006)

A norma DNER-ME 401/99 estabelece o método pelo qual se determina o ID_{ML} e ID_{M} – índice de degradação após compactação Marshall, com ligante e sem ligante, para agregados naturais rochosos, obedecendo a uma granulometria padrão, definida pelas peneiras de 25,0mm, 19,0mm, 9,5mm, 4,8mm, 2,0mm, 0,42mm e 0,075mm. A compactação é feita usando-se o soquete e o molde de compactação do ensaio Marshall (ver Capítulo 5).

Os agregados são secos em estufa até constância de massa. Frações desses agregados são pesadas de acordo com quantidades preestabelecidas conforme cada faixa granulométrica, perfazendo um total de 1.200g ± 60g. São utilizados três corpos-de-prova para cada ensaio.

Os agregados são aquecidos à temperatura de 28°C acima da temperatura de aquecimento do ligante (ver Capítulo 5). Acrescentam-se 5% em peso de ligante aos agregados, misturando energicamente até o envolvimento completo dos mesmos. Coloca-se no molde Marshall a mistura de uma só vez. Aplica-se com soquete 50 golpes em cada face do corpo-de-prova.

Após a confecção dos corpos-de-prova, é procedida a extração do ligante pelo método DNER-ME 053/94 ou similar. Os agregados resultantes do ensaio de extração são submetidos a um peneiramento nas mesmas peneiras utilizadas para confecção dos corpos-de-prova, sendo que a porcentagem passante é tomada em relação à massa original dos

agregados. Calcula-se a porcentagem passante relativa a cada peneira e a porcentagem passante média das três amostras para cada peneira. Calcula-se também o valor D para cada peneira, correspondendo à diferença entre a média da granulometria após compactação e a granulometria original. O somatório das diferenças ($\sum D$) também é calculado. O índice de degradação ID_{ML} é dado pela expressão 3.6:

$$ID_{ML} = \frac{\sum D}{6} \tag{3.6}$$

O índice de degradação após compactação Marshall sem ligante (ID_M) segue os mesmos procedimentos anteriores, com exceção do aquecimento dos agregados e do uso de ligante. O cálculo do ID_M também é feito da mesma forma que o ID_{ML}.

Na Tabela 3.4 são apresentados os valores limites de aceitação sugeridos pelo IPR (1998).

TABELA 3.4 MÉTODOS DE ENSAIO PARA DETERMINAÇÃO DE CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE AGREGADOS E VALORES DE ACEITAÇÃO (IPR, 1998)

Métodos de Ensaio	Valores Limites – Tentativa
DNER-ME 35/94 – Agregado – determinação da abrasão Los Angeles	LA ≤ 65%
DNER-ME 399/99 – Agregados – determinação da perda ao choque no aparelho Treton	T ≤ 60%
DNER-ME 96/98 – Agregado graúdo – avaliação da resistência mecânica pelo método dos 10% de finos	10% finos ≥ 60kN
DNER-ME 401/99 – Agregados – determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – ID_{ML} e sem ligante – ID_M	ID_{ML} com ligante ≤ 5 ID_M sem ligante ≤ 8
DNER-ME 398/99 – Agregados – determinação do índice de degradação após compactação Proctor – IDP	IDP ≤ 6
DNER-ME 397/99 – Agregados – determinação do índice de degradação Washington – IDW	IDW ≥ 30
DNER-ME 197/97 ou NBR 9938 – Agregados – determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos	E ≥ 60

3.4.4 Textura superficial

A textura superficial dos agregados influi na trabalhabilidade, na adesividade, e na resistência ao atrito e ao cisalhamento das misturas asfálticas para pavimentação. À medida que aumenta a rugosidade do agregado, há uma tendência de perda de trabalhabilidade da mistura asfáltica e de crescimento da resistência ao cisalhamento dessa mistura, bem como do teor de ligante asfáltico de projeto. Não há um método consagrado para medir a textura superficial, embora existam procedimentos de avaliação indireta, conforme será visto mais adiante.

3.4.5 Forma das partículas

A forma das partículas dos agregados influi na trabalhabilidade e resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas e muda a energia de compactação necessária para se alcançar certa densidade. Partículas irregulares ou de forma angular tais como pedra britada, cascalhos e algumas areias de brita tendem a apresentar melhor intertravamento entre os grãos compactados, tanto maior quanto mais cúbicas forem as partículas e mais afiladas forem suas arestas.

A forma das partículas é caracterizada pela determinação do índice de forma (f) em ensaio descrito no método DNER-ME 086/94. Esse índice varia de 0,0 a 1,0, sendo o agregado considerado de ótima cubicidade quando f = 1,0 e lamelar quando f = 0,0. É adotado o limite mínimo de f = 0,5 para aceitação de agregados quanto à forma. A Figura 3.17 mostra o equipamento utilizado para a determinação do índice de forma.

Figura 3.17 Exemplo de equipamento para determinação do índice de forma

A forma das partículas pode ser também caracterizada segundo a norma ABNT NBR 6954/1989, onde são medidas por meio de um paquímetro três dimensões das partículas: comprimento (a), largura (b) e espessura (c). Para a classificação segundo a forma são determinadas e relacionadas entre si as razões b/a e c/b, conforme indica a Tabela 3.5. As partículas são classificadas em cúbica, alongada, lamelar e alongada-lamelar. As fotos da Figura 3.18 ilustram as diferenças entre agregados de forma lamelar e cúbica.

TABELA 3.5 CLASSIFICAÇÃO DA FORMA DAS PARTÍCULAS (ABNT NBR 6954/1989)

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

(a) Agregado lamelar **(b) Agregado de boa cubicidade**

Figura 3.18 Exemplo de agregados com diferentes formas

3.4.6 Absorção

A porosidade de um agregado é normalmente indicada pela quantidade de água que ele absorve quando imerso. Um agregado poroso irá também absorver ligante asfáltico, consumindo parte do ligante necessário para dar coesão a uma mistura asfáltica. Para compensar esse fato, deve-se incorporar à mistura asfáltica uma quantidade adicional de ligante.

A absorção é a relação entre a massa de água absorvida pelo agregado graúdo após 24 horas de imersão (DNER-ME 081/98) à temperatura ambiente e a massa inicial de material seco, sendo determinada para permitir o cálculo das massas específicas, real e aparente, do agregado.

Agregados naturais ou britados com elevada porosidade normalmente não devem ser utilizados em misturas asfálticas, pois além de consumirem maior quantidade de ligante asfáltico, podem apresentar porosidade variável conforme a amostragem, o que dificulta o estabelecimento do teor de ligante, podendo resultar em excesso ou falta do mesmo. Porém, nem sempre há outro agregado disponível, sendo então necessários alguns cuidados na dosagem. A escória de aciaria, a laterita e alguns tipos de basaltos e agregados sintéticos são exemplos de materiais que podem apresentar alta porosidade.

3.4.7 Adesividade ao ligante asfáltico

O efeito da água em separar ou descolar a película de ligante asfáltico da superfície do agregado pode torná-lo inaceitável para uso em misturas asfálticas. Esse agregado é denominado de hidrófilo. Agregados silicosos, como o quartzito e alguns granitos, são exemplos de agregados que requerem atenção quanto à sua adesividade ao ligante asfáltico. Agregados com alta adesividade em presença de água são denominados de hidrofóbicos e são aceitáveis para utilização em misturas asfálticas.

Os ensaios para determinação das características de adesividade podem ser subdivididos em dois grupos: aqueles que avaliam o comportamento de partículas de agregados recobertas por ligante asfáltico e aqueles que avaliam o desempenho de determinadas propriedades mecânicas de misturas sob a ação da água.

No método DNER-ME 078/94 a mistura asfáltica não-compactada é imersa em água e as partículas cobertas pelo ligante asfáltico são avaliadas visualmente. Na norma ASTM D 1075 a resistência à compressão simples (RC') de amostras de misturas compactadas após imersão em água a 50ºC durante 24 horas é comparada com a resistência de amostras idênticas não-imersas (RC). A redução da resistência à compressão simples é uma indicação da qualidade do agregado em relação à adesividade. A relação de perda de resistência pelo efeito da água é dada por RC'/RC. Para que se considere aceitável a mistura quanto à adesividade, essa relação deve ser superior ou igual a 0,75, ou seja, a perda deve ser menor ou igual a 25%.

Outro método de ensaio é o Lottman modificado, descrito na norma AASHTO T 283, onde amostras compactadas cilíndricas regulares de misturas asfálticas com teores de vazios preestabelecidos são parcialmente saturadas com água e submetidas a baixas temperaturas para congelamento durante um período de horas estabelecido em norma, simulando com isso a presença de água na mistura e tensões internas induzidas por cargas do tráfego. As amostras descongeladas e à temperatura de equilíbrio de 25°C são submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT'); outro conjunto similar de amostras compactadas cilíndricas regulares, não submetidas ao processo de saturação e congelamento, são igualmente submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) à temperatura de 25°C. A relação entre RT'/RT indica a perda de resistência por umidade induzida. Essa relação deve ser maior ou igual a 0,70, ou seja, a perda deve ser inferior ou igual a 30%. Esse ensaio é descrito em maior detalhe no Capítulo 6.

3.4.8 Sanidade

Alguns agregados que inicialmente apresentam boas características de resistência podem sofrer processos de desintegração química quando expostos às condições ambientais no pavimento. Determinados basaltos, por exemplo, são suscetíveis à deterioração química com formação de argilas.

A característica de resistência à desintegração química é quantificada através de ensaio que consiste em atacar o agregado com solução saturada de sulfato de sódio ou de

magnésio, em cinco ciclos de imersão com duração de 16 a 18 horas, à temperatura de 21ºC, seguidos de secagem em estufa. A perda de massa resultante desse ataque químico ao agregado deve ser de no máximo 12%. O método DNER-ME 089/94 apresenta o procedimento desse ensaio. A Figura 3.19 mostra os materiais utilizados nesse ensaio e um exemplo do resultado do teste.

(a) Materiais para realização do ensaio

(b) Agregados antes do ensaio

(c) Agregados após o ensaio

Figura 3.19 Exemplo de materiais utilizados no ensaio de sanidade e resultado

3.4.9 Densidade específica/massa específica

Segundo Pinto (2000), as relações entre quantidade de matéria (massa) e volume são denominadas *massas específicas*, e expressas geralmente em t/m^3, kg/dm^3 ou g/cm^3 e as relações entre pesos e volumes são denominados *pesos específicos* e expressos geralmente em kN/m^3.

A relação entre os valores numéricos que expressam as duas grandezas é constante. Por exemplo, se um material tem uma massa específica de $1{,}8 t/m^3$, seu peso específico será o produto desse valor pela aceleração da gravidade, que varia conforme a posição no globo terrestre e que é de aproximadamente $9{,}81 m/s^2$ ao nível do mar (em problemas de engenharia prática, adota-se simplificadamente $10 m/s^2$). O peso específico será, portanto, de $18 kN/m^3$.

Ou seja, o peso (P) de uma massa de $1 kg$ ao nível do mar onde a aceleração da gravidade é de $9{,}81 m/s^2$ é:

$$P = 1kg \times 9{,}81m/s^2 = 9{,}81N \approx 10N \quad (3.7)$$

Assim tem-se que $1N = 1kg\ m/s^2$.
Então no exemplo citado tem-se:

$$1{,}8t/m^3 \times 10m/s^2 = 18t/m^2s^2 = 18.000kg/m^2s^2 \times m/m = \\ = 18.000kg\ m/m^3s^2 = 18.000N/m^3 = 18kN/m^3 \quad (3.8)$$

Segundo Pinto (2000), a expressão *densidade*, de uso comum na engenharia, refere-se à massa específica, e *densidade relativa* é a relação entre a densidade do material e a densidade da água a 4°C. Como esta é igual a $1kg/dm^3$, resulta que a densidade relativa tem o mesmo valor numérico que a massa específica (expressa em g/cm^3, kg/dm^3 ou t/m^3), mas é adimensional. Como a relação entre o peso específico de um material e o peso específico da água a 4°C é igual à relação das massas específicas, é comum se estender o conceito de densidade relativa à relação dos pesos e adotar-se como peso específico a densidade relativa do material multiplicada pelo peso específico da água.

No estudo de agregados, são definidas três designações de massa específica: real, aparente e efetiva, respectivamente correspondentes aos termos em inglês *apparent specific gravity*, *bulk specific gravity* e *effective specific gravity.* Observe-se que as traduções de *apparent* e *bulk* não são literais quando se consideram os parâmetros em questão, correspondendo aos termos *real* e *aparente*, respectivamente em português. Além disso, ressalte-se que *specific gravity* diz respeito a uma grandeza adimensional, enquanto *density* refere-se a uma grandeza com dimensão, portanto, o oposto ao que se usa no Brasil. De qualquer forma, quando se usa o sistema internacional de unidades, massa específica e densidade possuem o mesmo valor numérico, conforme exemplificado anteriormente.

Massa específica real

A massa específica real (Gsa), em g/cm^3, é determinada através da relação entre a massa seca e o volume real (expressão 3.9). O volume real é constituído do volume dos sólidos, desconsiderando o volume de quaisquer poros na superfície, conforme esquema da Figura 3.20.

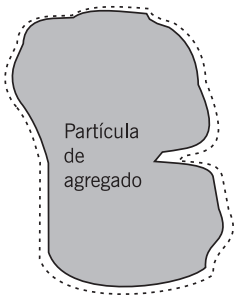


Figura 3.20 Esquema da partícula de agregado na determinação da *Gsa*

$$Gsa = \frac{Massa\ seca}{Vol.\ real} \tag{3.9}$$

Onde:

Vol. real = volume da partícula sólida do agregado (área interna ao tracejado).

Segundo o Asphalt Institute (1989), esse parâmetro considera somente o volume da partícula do agregado. Não inclui o volume de quaisquer poros ou capilares que são preenchidos pela água após embebição de 24 horas.

Massa específica aparente

A massa específica aparente (Gsb), em g/cm^3, é determinada quando se considera o material como um todo (forma aparente), sem descontar os vazios. É determinada dividindo-se a massa seca pelo volume aparente do agregado (expressão 3.10), que inclui o volume de agregado sólido mais o volume dos poros superficiais contendo água. É medida quando o agregado está na condição superfície saturada seca (SSS), de acordo com o esquema da Figura 3.21. Esta condição em laboratório é obtida por remoção cuidadosa manual da água da superfície dos agregados com o uso de um tecido absorvente.

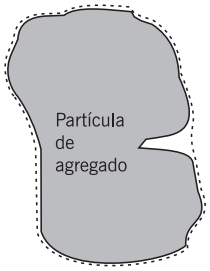


Figura 3.21 Esquema da partícula de agregado na determinação da *Gsb*

$$Gsb = \frac{Massa\ seca}{Vol.\ aparente} \tag{3.10}$$

Onde:

Vol. aparente = volume do sólido + volume do poro permeável à água (área interna ao tracejado).

Massa específica efetiva

A massa específica efetiva (Gse), em g/cm^3, é determinada quando se trabalha com misturas asfálticas cujo teor de ligante asfáltico seja conhecido. É calculada através da relação entre a massa seca da amostra e o volume efetivo do agregado, conforme a expressão 3.11. O volume efetivo é constituído pelo volume do agregado sólido e o volume dos poros permeáveis à água que não foram preenchidos pelo asfalto, como mostra a Figura 3.22. A massa específica efetiva não é comumente medida diretamente, sendo freqüentemente tomada como a média entre a massa real e a aparente. Essa prática só é adequada quando o volume de poros superficiais é baixo, ou seja, para agregados de baixa absorção, ou seja, inferior a 2%.

Figura 3.22 Esquema da partícula de agregado na determinação da *Gse*

$$Gse = \frac{Massa\ seca}{Vol\ .\ efetivo} \tag{3.11}$$

Onde:

Vol. efetivo = vol. do sólido + vol. dos poros permeáveis à água não preenchidos pelo ligante asfáltico (área interna ao tracejado).

O método de ensaio DNER-ME 081/98 especifica a determinação das densidades de agregados graúdos, utilizando o conceito de densidade relativa. A norma ABNT NBR NM 53/2003 define procedimento para a obtenção da massa específica na condição seca (correspondente ao que vem sendo chamado aqui de Gsa) e massa específica na condição de superfície saturada seca (correspondente ao que vem sendo chamado aqui de Gsb), assim como da absorção (a). O referido procedimento de ensaio é idêntico ao do DNER. São feitas três determinações de massa: massa seca (A), massa na condição superfície saturada seca (B) e massa imersa (C). A expressão 3.12 define, segundo a ABNT NM53/2003 – errata 2006, a massa específica seca (Gsa):

$$Gsa = \frac{A}{A - C} \times 0{,}9971 \tag{3.12}$$

A expressão 3.13 define, segundo a ABNT NM 53/2003 – errata 2006, a massa específica da condição de superfície saturada seca (Gsb):

$$Gsb = \frac{A}{B - C} \times 0{,}9971 \tag{3.13}$$

A absorção, em porcentagem, é determinada pela seguinte expressão:

$$a = \frac{B - A}{A} \times 100 \tag{3.14}$$

A Figura 3.23 mostra esquematicamente a determinação das massas A, B e C para o cálculo da Gsa, Gsb e absorção (a).

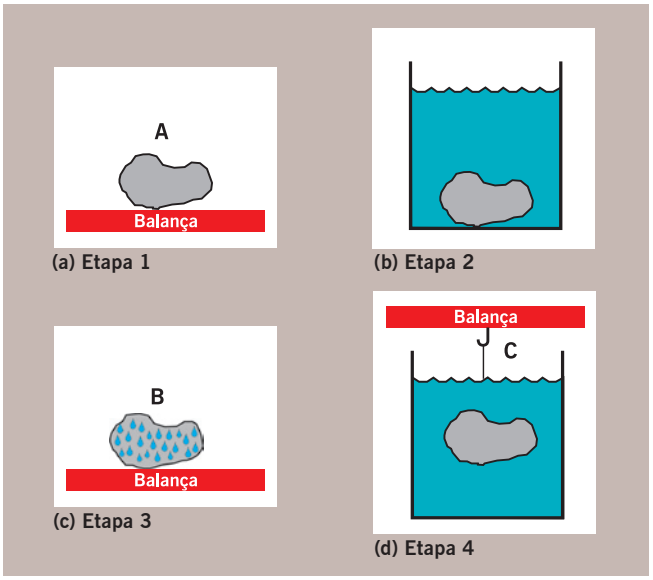
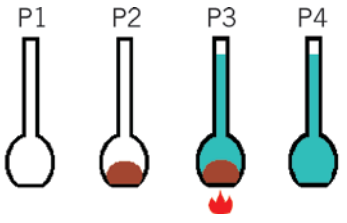


Figura 3.23 Esquema de determinação de massas no método ABNT NM 53/2003 – errata 2006

O método de ensaio DNER-ME 084/95 é adotado para a determinação da densidade de agregados miúdos, com a denominação de densidade real dos grãos (D_r). Esse procedimento é semelhante ao do ensaio para determinação da massa específica aparente seca (Gsa) de solos (DNER-ME 093/94) e faz uso de um picnômetro de 50ml. A Figura 3.24 mostra um esquema desse ensaio. A norma ABNT NBR NM 52/2003 também descreve este procedimento.

No caso do agregado miúdo, a condição de superfície saturada seca não é fácil de ser observada visualmente como no agregado graúdo e, portanto, a possível absorção das partículas não é determinada no método DNER. No caso do método ASTM C 127 ou AASHTO T 85 é recomendado o procedimento mostrado na Figura 3.25. A condição de superfície saturada seca é obtida quando um tronco de cone de agregado resultante da moldagem com um molde padronizado mantém-se intacto após ser desmoldado. Assim, é possível calcular também a absorção dos agregados miúdos.



$$D_r = \frac{B - A}{(D - A) - (C - B)}$$

Picnômetros

Figura 3.24 Esquema do ensaio de massa específica de agregados miúdos

Figura 3.25 Esquema do ensaio de massa específica de agregados miúdos considerando a absorção pelo método ASTM C 127

(Fotos: Mourão, 2003)

Quando se trabalha com uma mistura de duas ou mais frações (ou dois ou mais agregados), pode-se computar um valor para a massa específica média através de um valor ponderado das várias frações (agregados) que constituem a mistura, pela expressão 3.15:

$$G = \frac{M1 + M2 + \ldots + Mn}{\frac{M1}{G1} + \frac{M2}{G2} + \ldots + \frac{Mn}{Gn}} = \frac{1}{\frac{\%1}{G1} + \frac{\%2}{G2} + \ldots + \frac{\%n}{Gn}} \qquad (3.15)$$

Onde:

G = massa específica média;

G1, G2, ..., Gn = massas específicas das frações (agregados) 1, 2, ..., n (aparente ou real);

M1, M2, ..., Mn = massa das frações (agregados) 1, 2, ..., n;

%1, %2, ..., %n = porcentagem das massas das frações (agregados) 1, 2, ..., n.

Em relação aos valores de G1, G2, ..., Gn usados na expressão 3.15, quando se destina à dosagem de uma mistura asfáltica, Pinto (1998) recomenda que sejam obtidos pela média entre a massa específica real e a aparente para agregados graúdos e miúdos e pelo valor da massa específica real para o fíler mineral usado. No Capítulo 5 será discutida ainda uma outra maneira de se levar em conta a porosidade dos agregados.

3.5 CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS SEGUNDO O SHRP

Segundo pesquisadores do SHRP, há um consenso de que as propriedades dos agregados têm influência direta no comportamento dos revestimentos asfálticos quanto a deformações permanentes, e afetam, embora em menor grau, o comportamento relacionado ao trincamento por fadiga e por baixas temperaturas. Esses pesquisadores identificaram duas categorias de propriedades dos agregados que devem ser consideradas: propriedades de consenso e propriedades de origem.

3.5.1 Propriedades de consenso

As propriedades designadas de consenso pelos pesquisadores do SHRP são aquelas consideradas de exigência fundamental para o bom desempenho dos revestimentos asfálticos: angularidade do agregado graúdo; angularidade do agregado miúdo; partículas alongadas e achatadas; e teor de argila.

Os valores especificados dessas propriedades também foram consensuais, ficando a critério de cada estado americano quaisquer exigências adicionais. Os critérios de aceitação são baseados no nível de tráfego, referido ao número equivalente de passagens de eixo padrão (N) determinado pela American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), e pela posição na estrutura do pavimento em que vai ser empregado o agregado. Materiais próximos à superfície e sujeitos a tráfego intenso demandam valores de propriedades de consenso mais restritivos.

Angularidade do agregado graúdo

A angularidade do agregado graúdo garante o atrito entre as partículas que propicia a resistência à deformação permanente. É definida como a porcentagem em peso de agregados maiores do que 4,75mm com uma ou mais faces fraturadas. A Tabela 3.6 apresenta os valores mínimos necessários da angularidade do agregado graúdo em função do nível de tráfego e da posição em que vai ser utilizado na estrutura do pavimento.

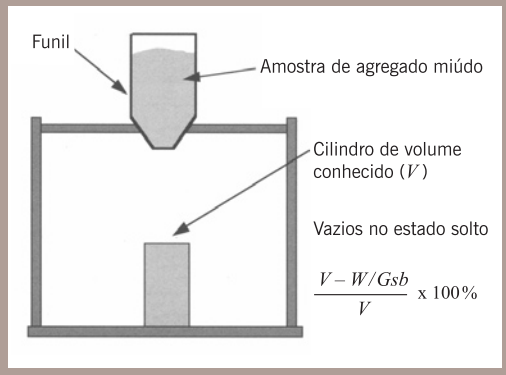
TABELA 3.6 CRITÉRIO DE DEFINIÇÃO DA ANGULARIDADE DO AGREGADO GRAÚDO

N ($\times 10^6$) Repetições do eixo padrão	Profundidade a partir da superfície	
	≤ 100mm	> 100mm
< 0,3	55 / –	– / –
< 1	65 / –	– / –
< 3	75 / –	50 / –
< 10	85 / 80	60 / –
< 30	95 / 90	80 / 75
< 100	100 / 100	95 / 90
≥ 100	100 / 100	95 / 90

"85 / 80" significa que 85% do agregado graúdo têm uma ou mais faces fraturadas e 80% têm duas ou mais faces fraturadas.

Angularidade do agregado miúdo

A angularidade do agregado miúdo garante o atrito entre as partículas que propicia a resistência à deformação permanente. É definida como a porcentagem de vazios de ar presentes em agregados com tamanhos de partículas menores que 2,36mm, em uma condição de estado solto. Sua determinação é feita segundo o método ASTM C 1252. A Figura 3.26 mostra o equipamento utilizado, onde W é a massa de agregado miúdo que preenche um cilindro de volume conhecido V e Gsb é a massa específica real do agregado miúdo. Um estudo desse ensaio para algumas areias do estado de São Paulo foi feito por Gouveia (2002). As areias britadas em geral obedecem bem a essa exigência.



(a) Esquema do ensaio

(b) Colocação do material no funil

(c) Preenchimento do cilindro com o agregado miúdo

(d) Retirada do excesso de material na superfície do cilindro

Figura 3.26 Equipamento para determinação da angularidade do agregado miúdo

(Fotos: Marques, 2001)

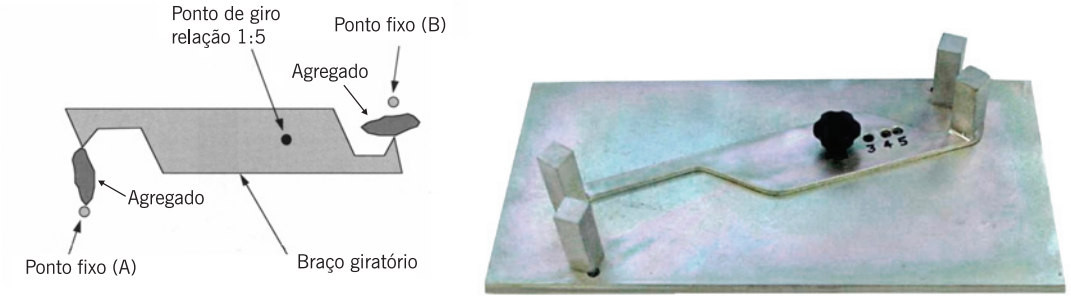
A Tabela 3.7 apresenta os valores mínimos necessários da angularidade do agregado miúdo em função do nível de tráfego e da posição em que vai ser utilizado na estrutura do pavimento.

TABELA 3.7 CRITÉRIO DE DEFINIÇÃO DA ANGULARIDADE DO AGREGADO MIÚDO – VALORES MÍNIMOS

N ($\times 10^6$) Repetições do eixo padrão	Profundidade a partir da superfície	
	≤ 100mm	> 100mm
< 0,3	–	–
< 1	40	–
< 3	40	40
< 10	45	40
< 30	45	40
< 100	45	45
≥ 100	45	45
Valores são porcentagens mínimas requeridas de vazios de ar no agregado miúdo no estado solto		

Partículas alongadas e achatadas

Partículas alongadas e achatadas são expressas pela porcentagem em massa de agregado graúdo que tem a razão entre a dimensão máxima e a dimensão mínima maior do que 5, sendo indesejáveis porque têm a tendência de quebrarem durante o processo de construção e sob a ação do tráfego. Essa razão é determinada através do método ASTM D 4791 na fração do agregado graúdo maior do que 4,75mm. A Figura 3.27 mostra o equipamento utilizado.



(a) Esquema **(b) Equipamento**

Figura 3.27 Medição de partículas alongadas e achatadas

São medidos dois valores nesse ensaio: a porcentagem de partículas alongadas e a porcentagem de partículas achatadas. A Tabela 3.8 apresenta os valores máximos admissíveis de partículas alongadas e achatadas do agregado graúdo em função do nível de tráfego.

TABELA 3.8 VALORES MÁXIMOS PERCENTUAIS DE PARTÍCULAS ALONGADAS E ACHATADAS

N ($\times 10^6$) Repetições do eixo padrão	Máximo (%)
< 0,3	–
< 1	–
< 3	10
< 10	10
< 30	10
< 100	10
≥100	10

Teor de argila

O teor de argila é definido como a porcentagem de material argiloso na fração do agregado menor do que 4,75mm. É determinada pelo ensaio de equivalente de areia. A Tabela 3.9 apresenta os valores mínimos admissíveis de equivalente de areia em função do nível de tráfego.

TABELA 3.9 VALORES MÍNIMOS PERCENTUAIS DE EQUIVALENTE DE AREIA

N ($\times 10^6$) Repetições do eixo padrão	Equivalente de areia, mínimo, %
< 0,3	40
< 1	40
< 3	40
< 10	45
< 30	45
< 100	50
≥100	50

3.5.2 Propriedades de origem

São propriedades que dependem da origem do agregado; seus valores limites para aceitação são definidos localmente pelos órgãos ou agências. Essas propriedades são a resistência à abrasão, a sanidade e a presença de materiais deletérios, determinadas conforme os métodos descritos anteriormente.

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T 283/89: *resistance of compacted bituminous mixture to moisture induced damage*. USA, 1989.

_____. AASHTO T 85: standard method of test for specific gravity and absorption of coarse aggregate. USA, 1991.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6954: *lastro padrão: determinação da forma do material.* Rio de Janeiro, 1989.

_____. NBR NM 52: *agregado miúdo: determinação de massa específica e massa específica aparente*. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR NM 53: *agregado graúdo: determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água*. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR 9935: *agregados: terminologia.* Rio de Janeiro, 2005.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 1252: *standard test methods for uncompacted void content of fine aggregate (as influenced by particle shape, surface texture and grading)*. USA, 1993.

_____. ASTM C 702: standard practice for reducing samples of aggregate to testing size. USA, 1998.

_____. ASTM D 1075-96: s*tandard test method for effects of water on compressive strength of compacted bituminous mixtures*. USA, 2000.

_____. ASTM D 4791-99: s*tandard test method for flat particles, elongated particles, or flat and elongated particles in coarse aggregate*. USA, 2000.

_____. ASTM C 127: *standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate*. USA, 2004.

_____. ASTM C 125: s*tandard terminology relating to concrete and concrete aggregates*. USA, 2005.

ASPHALT INSTITUTE. *The asphalt handbook.* Manual series n. 4 (MS-4), 1989.

_____. *Superpave level 1 – mix design.* Superpave Series n. 2 (SP-2), 1995.

CABRAL, G.L.L. *Metodologia de produção e emprego de agregados de argila calcinada para pavimentação*. 2005. Dissertação (Mestrado) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2005.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNER-IE 006/94: *materiais rochosos usados em rodovias: análise petrográfica*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 053/94: *misturas betuminosas: percentagem de betume*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 078/94: *agregado graúdo: adesividade a ligante betuminoso.* Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 086/94: *agregado: determinação do índice de forma*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 089/94: *agregados: avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 093/94: *solos: determinação da densidade real*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 222/94: *agregado sintético fabricado com argila: desgaste por abrasão*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-ME 035/95: *peneiras de malhas quadradas para análise granulométrica de solos*. Rio de Janeiro, 1995.

_____. DNER-ME 084/95: *agregado miúdo: determinação da densidade real*. Rio de Janeiro, 1995.

_____. DNER-PRO 199: *redução de amostras de campo de agregados para ensaio de laboratório*. Rio de Janeiro, 1996.

_____. DNER-ME 054/97: *equivalente de areia*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. DNER-PRO 120/97: *coleta de amostras de agregados*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. DNER-ME 197/97: *agregados: determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. DNER-ME 367/97: *material de enchimento para misturas betuminosas*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. DNER-ME 035/98: *agregados: determinação da abrasão Los Angeles.* Rio de Janeiro, 1998.

_____. DNER-ME 081/98: *agregados: determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo*. Rio de Janeiro, 1998.

_____. DNER-ME 083/98: *agregados: análise granulométrica.* Rio de Janeiro, 1998.

_____. DNER-ME 096/98: *agregado graúdo: avaliação da resistência mecânica pelo método dos 10% de finos*. Rio de Janeiro, 1998.

_____. DNER-ME 397/99: *agregados: determinação do índice de degradação Washington – IDW*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. DNER-ME 398/99: *agregados: determinação do índice de degradação após compactação Proctor IDP*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. DNER-ME 399/99: *agregados: determinação da perda ao choque no aparelho Treton*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. DNER-ME 400/99: *agregados: desgaste após fervura de agregado pétreo natural*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. DNER-ME 401/99*: agregados: determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante – IDML e sem ligante – IDM*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. DNIT 031/04-ES: *pavimentos flexíveis: concreto asfáltico*. Rio de Janeiro, 2004.

_____. *Manual de pavimentação*. 3. ed. Rio de Janeiro: DNIT/Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2005.

FERNANDES, C.G. *Caracterização mecanística de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição dos municípios do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para uso em pavimentação*. 2004. 109 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

GOUVEIA, L.T. *Avaliação do ensaio de angularidade do agregado fino (FAA) da especificação Superpave*. 2002. 139 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

GUIMARÃES, A.C.R.; MOTTA, L.M.G. Execução de revestimento asfáltico com agregado de laterita lavada no Acre. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 13., 2000, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2000. p. 86-95.

HUNTER, R.N. *Asphalts in road construction*. London: Thomas Telford Publishing, 2000.

IPR – INSTITUTO DE PESQUISAS RODOVIÁRIAS. *Estudos e pesquisas de rochas de pedreiras para estabelecimento de critérios de qualidade frente às normas e procedimentos existentes e sua aceitação*. Relatório final. ECL – Engenharia, Consultoria e Economia S.A. Rio de Janeiro, 1998.

MARQUES, G.L.O. *Procedimentos de avaliação e caracterização de agregados minerais usados na pavimentação asfáltica*. Seminário de qualificação ao doutoramento – Coordenação

dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

METSO MINERALS. *Manual de britagem*. 6. ed. São Paulo: Metso Brasil Indústria e Comércio Ltda., 2005.

MOTTA, L.M.G.; LEITE, L.F.M. Efeito do fíler nas características mecânicas das misturas asfálticas. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE ENGENHARIA DE TRÂNSITO E TRANSPORTE, 11., 2000, Gramado. *Anais*... Rio de Janeiro: ANPET, 2000. p. 1.007-17.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo: Editora Vilibor, 1995.

PINTO, C.S. *Curso básico de mecânica dos solos*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PINTO, S. *Materiais pétreos e concreto asfáltico*: *conceituação e dosagem*. Rio de Janeiro: IME, 1998.

ROBERTS, F.L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R.; LEE, D-Y.; KENNEDY, T.W. *Hot mix asphalt materials, mixture design and construction*. 2. ed. Lanham, Maryland: Napa Research and Education Foundation, 1996.

SHELL. *The Shell bitumen handbook*. 5. ed. London: Shell Bitumen/Thomas Telford Publishing, 2003.

WAPA – WASHINGTON ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *The WAPA asphalt pavement guide*. Washington, DC, 2004.

WOODS, K.B. *Highway engineering handbook*. New York: McGraw Hill, 1960.

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

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

3 AGREGADOS

Figura 3.1 Ilustração da análise por peneiramento 121
Figura 3.2 Graduações típicas de agregados 123
Figura 3.3 Esquema simplificado do processo de britagem (Roberts *et al.*, 1996) 125
Figura 3.4 Carregamento de um caminhão na pedreira 126
Figura 3.5 Exemplo de britador primário 126
Figura 3.6 Vista geral de uma instalação de britagem 127
Figura 3.7 Redução mecânica por impacto (Roberts *et al.,* 1996) 127
Figura 3.8 Redução mecânica combinando impacto e desgaste por atrito (Roberts *et al.*, 1996) 128
Figura 3.9 Redução mecânica combinando impacto, cisalhamento e compressão (Roberts *et al.*, 1996) 128
Figura 3.10 Redução mecânica por compressão e impacto em um britador de mandíbula que brita sem atrito (Roberts *et al.*, 1996) 129
Figura 3.11 Equipamento separador mecânico de amostras 131
Figura 3.12 Redução de amostra de agregado por quarteamento manual 132
Figura 3.13 Equipamentos para o ensaio de equivalente de areia e esquema da proveta com os materiais depositados para a leitura final 133
Figura 3.14 Equipamento para ensaio de abrasão Los Angeles 135
Figura 3.15 Equipamento utilizado no ensaio Treton 138
Figura 3.16 Conjunto de cilindro e êmbolo utilizado no ensaio de 10% de finos e prensa 139
Figura 3.17 Exemplo de equipamento para determinação do índice de forma 141
Figura 3.18 Exemplo de agregados com diferentes formas 142
Figura 3.19 Exemplo de materiais utilizados no ensaio de sanidade e resultado 144
Figura 3.20 Esquema da partícula de agregado na determinação da *Gsa* 145
Figura 3.21 Esquema da partícula de agregado na determinação da *Gsb* 146
Figura 3.22 Esquema da partícula de agregado na determinação da *Gse* 147
Figura 3.23 Esquema de determinação de massas no método DNER-ME 081/98 148
Figura 3.24 Esquema do ensaio de massa específica de agregados miúdos 148
Figura 3.25 Esquema do ensaio de massa específica de agregados miúdos considerando a absorção pelo método ASTM C 127 149
Figura 3.26 Equipamento para determinação da angularidade do agregado miúdo 151
Figura 3.27 Medição de partículas alongadas e achatadas 152

Tabela 3.1 Tipos de rochas comumente usados como fonte de agregados para pavimentação no país 118
Tabela 3.2 Classificação de rochas quanto ao teor de sílica presente (Metso Minerals, 2005) 119
Tabela 3.3 Dimensões nominais das peneiras segundo o DNER-ME 035/95 122

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

Tabela 3.4 Métodos de ensaio para determinação de características mecânicas de agregados e valores de aceitação (IPR, 1998) 140
Tabela 3.5 Classificação da forma das partículas (ABNT NBR 6954/1989) 142
Tabela 3.6 Critério de definição da angularidade do agregado graúdo 150
Tabela 3.7 Critério de definição da angularidade do agregado miúdo – valores mínimos 152
Tabela 3.8 Valores máximos percentuais de partículas alongadas e achatadas 153
Tabela 3.9 Valores mínimos percentuais de equivalente de areia 153

4
Tipos de revestimentos asfálticos

4.1 INTRODUÇÃO

Os pavimentos são estruturas de múltiplas camadas, sendo o revestimento a camada que se destina a receber a carga dos veículos e mais diretamente a ação climática. Portanto, essa camada deve ser tanto quanto possível impermeável e resistente aos esforços de contato pneu-pavimento em movimento, que são variados conforme a carga e a velocidade dos veículos.

Na maioria dos pavimentos brasileiros usa-se como revestimento uma mistura de agregados minerais, de vários tamanhos, podendo também variar quanto à fonte, com ligantes asfálticos que, de forma adequadamente proporcionada e processada, garanta ao serviço executado os requisitos de impermeabilidade, flexibilidade, estabilidade, durabilidade, resistência à derrapagem, resistência à fadiga e ao trincamento térmico, de acordo com o clima e o tráfego previstos para o local.

Os requisitos técnicos e de qualidade de um pavimento asfáltico serão atendidos com um projeto adequado da estrutura do pavimento e com o projeto de dosagem da mistura asfáltica compatível com as outras camadas escolhidas. Essa dosagem passa pela escolha adequada de materiais dentro dos requisitos comentados nos Capítulos 2 e 3, proporcionados de forma a resistirem às solicitações previstas do tráfego e do clima.

Nos casos mais comuns, até um determinado volume de tráfego, um revestimento asfáltico de um pavimento novo consiste de uma única camada de mistura asfáltica (Figura 4.1).

Foto: Tonial, 2005

Figura 4.1 Exemplos de estrutura de pavimento novo com revestimento asfáltico

O material de revestimento pode ser fabricado em usina específica (misturas usinadas), fixa ou móvel, ou preparado na própria pista (tratamentos superficiais). Os revestimentos são também identificados quanto ao tipo de ligante: a quente com o uso de CAP, ou a frio com o uso de EAP. As misturas usinadas podem ser separadas quanto à distribuição granulométrica em: densas, abertas, contínuas e descontínuas, conforme visto no Capítulo 3.

Em casos de recomposição da capacidade estrutural ou funcional, além dos tipos descritos, é possível ainda lançar mão de outros tipos de misturas asfálticas que se processam em usinas móveis especiais que promovem a mistura agregados-ligante imediatamente antes da colocação no pavimento, podendo ser separadas em misturas novas relativamente fluidas (lama asfáltica e microrrevestimento) e misturas recicladas com uso de fresadoras-recicladoras. Cada uma dessas misturas tem requisitos próprios de dosagem e atendem a certa finalidade, sempre associada a espessuras calculadas em função do tráfego e do tipo de materiais existentes nas outras camadas.

Vale comentar que neste livro será dado destaque às especificações do antigo DNER ou do atual DNIT por serem de cunho nacional, muito conhecidas no meio técnico, e, muitas vezes, por servirem de base para as especificações regionais. No entanto, cabe ao engenheiro de pavimentação procurar informações em cada estado ou em cada órgão responsável pela obra em questão para atender eventuais requisitos particulares. Este livro, que tem a função didática de servir aos cursos de graduação, espera mostrar os conceitos básicos associados aos revestimentos asfálticos, cabendo ao leitor a generalização do conhecimento.

4.2 MISTURAS USINADAS

A mistura de agregados e ligante é realizada em usina estacionária e transportada posteriormente por caminhão para a pista, onde é lançada por equipamento apropriado, denominado vibroacabadora. Em seguida é compactada, até atingir um grau de compressão tal que resulte num arranjo estrutural estável e resistente, tanto às deformações permanentes quanto às deformações elásticas repetidas da passagem do tráfego. A dosagem das misturas asfálticas usinadas será tratada no Capítulo 5; enquanto a produção, o transporte e as técnicas executivas serão mostrados no Capítulo 8.

As misturas a quente distinguem-se em vários tipos de acordo com o padrão granulométrico empregado e as exigências de características mecânicas, em função da aplicação a que se destina.

Um dos tipos mais empregados no Brasil é o concreto asfáltico (CA) também denominado concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ). Trata-se do produto da mistura convenientemente proporcionada de agregados de vários tamanhos e cimento asfáltico, ambos aquecidos em temperaturas previamente escolhidas, em função da característica viscosidade-temperatura do ligante. As misturas asfálticas a quente também se

dividem em grupos específicos em função da granulometria dos agregados, como se verá mais adiante.

O segundo grupo de misturas, feitas em usinas estacionárias próprias, são os pré-misturados a frio em que se empregam as emulsões asfálticas como ligante para envolver os agregados. Também proporcionados de forma conveniente para atender certos requisitos de arranjo do esqueleto mineral, características volumétricas e de resistência mecânica especificadas, são nesse caso realizadas sem aquecimento dos agregados. O ligante eventualmente pode sofrer um pequeno aquecimento, mas em geral é também usado na temperatura ambiente.

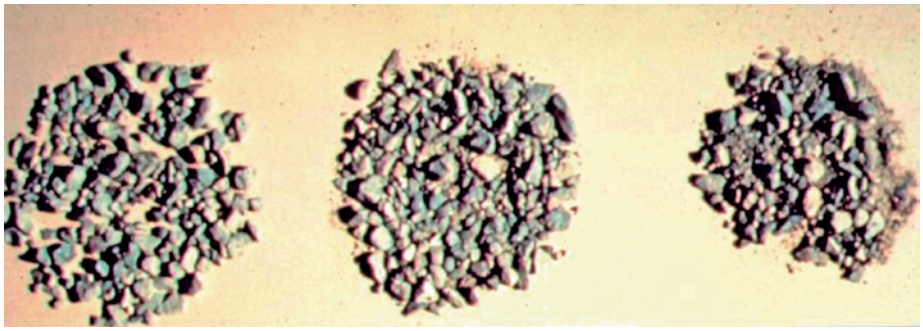
As misturas asfálticas também podem ser separadas em grupos específicos em função da granulometria dos agregados, como se verá a seguir.

4.2.1 Misturas a quente

As misturas asfálticas a quente podem ser subdivididas pela graduação dos agregados e fíler, conforme visto no Capítulo 3. São destacados três tipos mais usuais nas misturas a quente:

- graduação **densa:** curva granulométrica contínua e bem-graduada de forma a proporcionar um esqueleto mineral com poucos vazios visto que os agregados de dimensões menores preechem os vazios dos maiores. Exemplo: concreto asfáltico (CA);
- graduação **aberta:** curva granulométrica uniforme com agregados quase exclusivamente de um mesmo tamanho, de forma a proporcionar um esqueleto mineral com muitos vazios interconectados, com insuficiência de material fino (menor que 0,075mm) para preencher os vazios entre as partículas maiores, com o objetivo de tornar a mistura com elevado volume de vazios com ar e, portanto, drenante, possibilitando a percolação de água no interior da mistura asfáltica. Exemplo: mistura asfáltica drenante, conhecida no Brasil por camada porosa de atrito (CPA);
- graduação **descontínua:** curva granulométrica com proporcionamento dos grãos de maiores dimensões em quantidade dominante em relação aos grãos de dimensões intermediárias, completados por certa quantidade de finos, de forma a ter uma curva descontínua em certas peneiras, com o objetivo de tornar o esqueleto mineral mais resistente à deformação permanente com o maior número de contatos entre os agregados graúdos. Exemplo: matriz pétrea asfáltica (*stone matrix asphalt* – SMA); mistura sem agregados de certa graduação (*gap-graded*).

A Figura 4.2 mostra exemplos de composições de agregados de diferentes graduações. A Figura 4.3 mostra as diversas frações que compõem um concreto asfáltico (CA), como ilustração da participação de todos os tamanhos em quantidades proporcionais. A Figura 4.4 apresenta exemplos de curvas granulométricas que ilustram os três tipos de composição do esqueleto mineral. A Figura 4.5 mostra exemplos de corpos-de-prova moldados em laboratório ou extraídos do campo, de três tipos de mistura asfáltica: CA (densa), SMA (descontínua) e CPA (aberta ou porosa). A Figura 4.6 apresenta uma amostra extraída de um revestimento asfáltico de pista, exibindo três camadas de misturas asfálticas.



(a) Aberta (b) Descontínua (c) Densa ou bem-graduada

Figura 4.2 Exemplos de composições granulométricas dos tipos de misturas a quente

Figura 4.3 Exemplo de várias frações de agregados e fíler que compõem um concreto asfáltico – mistura densa ou bem-graduada e contínua

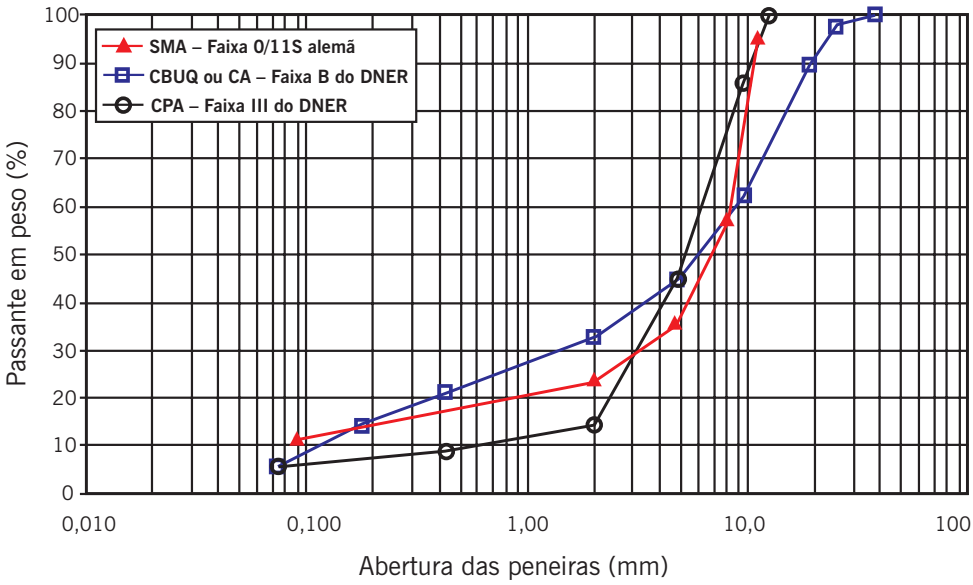


Figura 4.4 Exemplos de curvas granulométricas de diferentes misturas asfálticas a quente

(a) Concreto asfáltico na faixa B do DNIT; graduação densa

(b) SMA na faixa alemã 0/11S; graduação descontínua

(c) Camada porosa de atrito; graduação aberta

(d) Camada porosa de atrito (CPA)

(e) Concreto asfáltico (CA)

Figura 4.5 Exemplos de corpos-de-prova de misturas asfálticas a quente

Figura 4.6 Corpo-de-prova extraído de pista mostrando a composição do revestimento asfáltico

Todos esses tipos de misturas asfálticas a quente são utilizados como revestimento de pavimentos de qualquer volume de tráfego, desde o muito baixo até o muito elevado, sendo que os tipos especiais, SMA e CPA, sempre são colocados sobre outra camada preexistente de concreto asfáltico ou de outro material, até de concreto de cimento Portland.

Quando a espessura de projeto de revestimento for maior que 70mm é comum fazer uma subdivisão em duas camadas para fins de execução; a superior que fica em contato com os pneus dos veículos é chamada de camada de rolamento ou simplesmente de "capa" e tem requisitos de vazios bastante restritos, para garantir a impermeabilidade; a camada inferior é referida como camada de ligação ou intermediária (ou ainda de *binder*) e pode ser projetada com um índice de vazios ligeiramente maior, com a finalidade de diminuir o teor de ligante e baratear a massa asfáltica. Esse procedimento também modificará as características mecânicas e de flexibilidade da mistura, o que deve ser levado em conta no dimensionamento do pavimento.

Os pré-misturados a quente que não atendem a requisitos granulométricos de camada intermediária ou de nivelamento, mas são preparados com tamanhos nominais máximos de agregados graúdos de grandes dimensões são referidos genericamente de PMQ, devendo atender a especificação de serviço particular para camada especial de correção de desnivelamentos ou regularização em pavimentos em uso.

Concreto asfáltico denso (CA)

O concreto asfáltico é a mistura asfáltica muito resistente em todos os aspectos, desde que adequadamente selecionados os materiais e dosados convenientemente. Pode ser:

- convencional: CAP e agregados aquecidos, segundo a especificação DNIT-ES 031/2004;
- especial quanto ao ligante asfáltico:
  - com asfalto modificado por polímero ou com asfalto-borracha;
  - com asfalto duro, misturas de módulo elevado (*enrobé à module élevé* – EME).

Graças ao arranjo de partículas com graduação bem-graduada, a quantidade de ligante asfáltico requerida para cobrir as partículas e ajudar a preencher os vazios não pode ser muito elevada, pois a mistura necessita contar ainda com vazios com ar após a compactação em torno de 3 a 5%, no caso de camada de rolamento (camada em contato direto com os pneus dos veículos) e de 4 a 6% para camadas intermediárias ou de ligação (camada subjacente à de rolamento). Caso não seja deixado certo volume de vazios com ar, as misturas asfálticas deixam de ser estáveis ao tráfego e, por fluência, deformam-se significativamente. A faixa de teor de asfalto em peso está normalmente entre 4,5 a 6,0%, dependendo da forma dos agregados, massa específica dos mesmos, da viscosidade e do tipo do ligante, podendo sofrer variações em torno desses valores. Para o teor de projeto, a relação betume-vazios está na faixa de 75 a 82% para camada de rolamento e 65 a 72% para camada de ligação (ver Capítulo 5).

A Tabela 4.1 mostra as faixas granulométricas recomendadas pelo DNIT 031/2004-ES. Esta norma ainda estabelece valores de parâmetros mecânicos que são discutidos nos Capítulos 5 e 6, por exemplo, estabilidade Marshall mínima de 500kgf, com 75 golpes de compactação por face dos corpos-de-prova tipo Marshall e resistência à tração por compressão diametral mínima de 0,65MPa, aos 25ºC.

TABELA 4.1 FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E REQUISITOS PARA CONCRETO ASFÁLTICO (DNIT 031/2004-ES)

		Faixas			
Peneira de malha quadrada		Porcentagem em massa, passando			
Série ASTM	Abertura (mm)	A	B	C	Tolerância
2”	50,8	100	–	–	–
1 ½”	38,1	95–100	100	–	±7%
1”	25,4	75–100	95–100	–	±7%
¾”	19,1	60–90	80–100	100	±7%
½”	12,7	–	–	80–100	±7%
3/8”	9,5	35–65	45–80	70–90	±7%
Nº 4	4,8	25–50	28–60	44–72	±5%
Nº 10	2,0	20–40	20–45	22–50	±5%
Nº 40	0,42	10–30	10–32	8–26	±5%
Nº 80	0,18	5–20	8–20	4–16	±5%
Nº 200	0,075	1–8	3–8	2–10	±2%
Teor de asfalto, %		4,0 a 7,0	4,5 a 7,5	4,5 a 9,0	±0,3%
Tipo de camada de revestimento asfáltico		Camada de ligação	Camada de ligação ou rolamento	Camada de rolamento	

O sistema Superpave utiliza para especificar a granulometria do agregado um gráfico onde o eixo das abscissas é dado pela abertura das peneiras, em milímetros, elevado à potência de 0,45. Para que a graduação em estudo atenda aos critérios Superpave, a curva granulométrica deve passar entre os pontos de controle definidos na Tabela 4.2. No passado, foi considerada uma região do gráfico, chamada de zona de restrição, local onde a curva granulométrica não deveria passar, conforme exemplo apresentado na Figura 4.7, que se encontra atualmente em desuso.

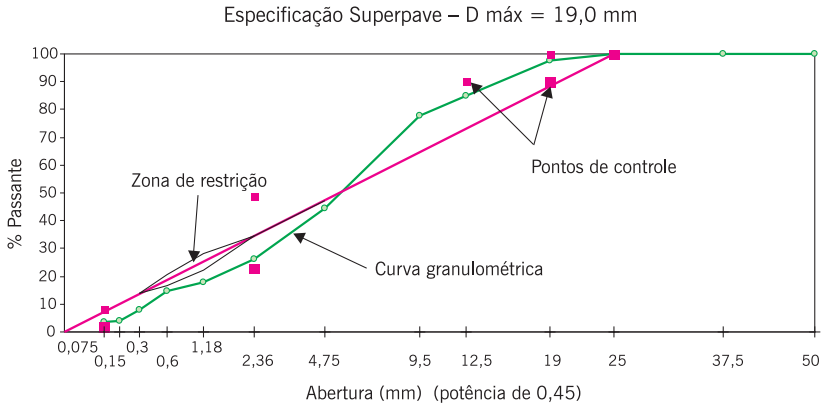


Figura 4.7 Exemplo da representação da granulometria segundo a especificação Superpave para um tamanho nominal máximo de 19mm

As zonas de restrição que foram inicialmente consideradas nos primeiros documentos e especificações do SHRP tinham por objetivo evitar misturas de difícil compactação e com potencialidade de ocorrência de deformação permanente devido à proporção elevada de areia fina natural em relação à areia total. Muitos estudos mostraram que quando se utiliza areia britada ou mesmo areias com angulosidade elevada, esta zona de restrição não se aplica. Assim nas especificações mais recentes as zonas de restrição foram desconsideradas. Na Tabela 4.3 indicam-se os critérios de dosagem de concreto asfáltico pelo método SUPERPAVE.

TABELA 4.2 PONTOS DE CONTROLE DE ACORDO COM O TAMANHO NOMINAL MÁXIMO DO AGREGADO (SUPERPAVE)

Abertura (mm)	Pontos de controle									
	Porcentagem em massa, passando									
	37,5mm		25,0mm		19,0mm		12,5mm		9,5mm	
	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
50	100	–	–	–	–	–	–	–	–	–
37,5	90	100	100	–	–	–	–	–	–	–
25	–	90	90	100	100	–	–	–	–	–
19	–	–	–	90	90	100	100	–	–	–
12,5	–	–	–	–	–	90	90	100	100	–
9,5	–	–	–	–	–	–	–	90	90	100
4,75	–	–	–	–	–	–	–	–	–	90
2,36	15	41	19	45	23	49	28	58	32	67
0,075	0	6	1	7	2	8	2	10	2	10

Obs.: Tamanho nominal máximo é definido como sendo um tamanho maior do que o primeiro tamanho de peneira que retém mais de 10%.

TABELA 4.3 REQUISITOS VOLUMÉTRICOS DA DOSAGEM SUPERPAVE (AASHTO M 323/04)

Tráfego N AASHTO x 10^6	Densidade relativa requerida, % G_{mm}			Vazios do agregado mineral (VAM), % mínima						Relação betume-vazios (RBV), %	Relação pó-betume efetivo (RPB), %
				Tamanho máximo nominal (TMN), mm							
	N_{ini}	N_{des}	N_{max}	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75		
< 0,3	≤ 91,5	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	70 - 80	0,6 - 1,2
0,3 a 3	≤ 90,5	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 - 78	0,6 - 1,2
3 a 10	≤ 89,0	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 - 75	0,6 - 1,2
10 a 30	≤ 89,0	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 - 75	0,6 - 1,2
> 30	≤ 89,0	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 - 75	0,6 - 1,2

Concretos asfálticos densos são as misturas asfálticas usinadas a quente mais utilizadas como revestimentos asfálticos de pavimentos no Brasil. Suas propriedades, no entanto, são muito sensíveis à variação do teor de ligante asfáltico. Uma variação positiva, às vezes dentro do admissível em usinas, pode gerar problemas de deformação

permanente por fluência e/ou exsudação, com fechamento da macrotextura superficial. De outro lado, a falta de ligante gera um enfraquecimento da mistura e de sua resistência à formação de trincas, uma vez que a resistência à tração é bastante afetada e sua vida de fadiga fica muito reduzida.

Uma das formas de reduzir a sensibilidade dos concretos asfálticos a pequenas variações de teor de ligante e torná-lo ainda mais resistente e durável em vias de tráfego pesado é substituir o ligante asfáltico convencional por ligante modificado por polímero ou por asfalto-borracha.

O uso de asfaltos duros em concretos asfálticos é muito difundido na França e, atualmente, também nos Estados Unidos. Esses concretos asfálticos recebem o nome de misturas de módulo elevado (EME) por apresentarem módulo de resiliência elevado e também elevada resistência à deformação permanente, parâmetros apresentados no Capítulo 6. Possuem curvas granulométricas próximas à de máxima densidade, maximizando a resistência ao cisalhamento e minimizando os vazios. Não são empregadas como camada de rolamento devido à textura superficial muito lisa resultante, dificultando a aderência pneu-pavimento em dias de chuva. Sobre essas camadas de EME, como camada de rolamento são empregados em geral revestimentos delgados com a finalidade exclusivamente funcional.

CPA – camada porosa de atrito ou revestimento asfáltico drenante

As misturas asfálticas abertas do tipo CPA – camada porosa de atrito – mantêm uma grande porcentagem de vazios com ar não preenchidos graças às pequenas quantidades de fíler, de agregado miúdo e de ligante asfáltico. Essas misturas asfálticas a quente possuem normalmente entre 18 e 25% de vazios com ar – DNER-ES 386/99. Na França essas misturas asfálticas podem conter até 30% de vazios com ar. A CPA é empregada como camada de rolamento com a finalidade funcional de aumento de aderência pneu-pavimento em dias de chuva. Esse revestimento é responsável pela coleta da água de chuva para o seu interior e é capaz de promover uma rápida percolação da mesma devido à sua elevada permeabilidade, até a água alcançar as sarjetas. A característica importante dessa mistura asfáltica é que ela causa: redução da espessura da lâmina d'água na superfície de rolamento e conseqüentemente das distâncias de frenagem; redução do spray proveniente do borrifo de água pelos pneus dos veículos, aumentando assim a distância de visibilidade; e redução da reflexão da luz dos faróis noturnos. Todos esses aspectos conjuntos são responsáveis pela redução do número de acidentes em dias de chuva. Outro fator importante é a redução de ruído ao rolamento, amenizando esse desconforto ambiental em áreas nas proximidades de vias com revestimentos drenantes. Esta camada drenante é executada sobre uma camada de mistura densa e estrutural.

A Figura 4.8 mostra uma foto de uma rodovia com um revestimento convencional do tipo CA denso, seguido de um trecho com CPA, em um dia chuvoso, no início da noite. Observe-se a diferença da presença de água na superfície do CA e a reflexão de luz dos faróis, fatos não observados no trecho consecutivo com CPA. A outra foto é de um trecho de CPA na Bahia.

A Figura 4.9 mostra a CPA executada no Aeroporto Santos Dumont no Rio de Janeiro em 2003, a realização do ensaio de permeabilidade e aspectos da textura superficial logo após a construção.

A especificação brasileira do DNER-ES 386/99 recomenda para CPA cinco faixas granulométricas e teor de ligante asfáltico entre 4,0 e 6,0% – Tabela 4.4. Porém, devido à particularidade granulométrica, a quantidade de ligante é geralmente reduzida, ficando

(a) Trecho em CA seguido por trecho em CPA

(b) Trecho em CPA na Bahia

Figura 4.8 Exemplos de rodovias com camada porosa de atrito sob chuva

(a) Vista geral da pista

(b) Realização de ensaio de permeabilidade

(c) Textura superficial

Figura 4.9 Aspectos da CPA no Aeroporto Santos Dumont – RJ
(Fotos: BR Distribuidora)

TABELA 4.4 FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E REQUISITOS DE DOSAGEM DA CAMADA POROSA DE ATRITO (DNER-ES 386/99)

Peneira de malha quadrada		Faixas					
		Porcentagem em massa, passando					
ABNT	Abertura mm	I	II	III	IV	V	Tolerância
¾"	19,0	–	–	–	–	100	–
½"	12,5	100	100	100	100	70–100	±7
3/8"	9,5	80–100	70–100	80–90	70–90	50–80	±7
Nº 4	4,8	20–40	20–40	40–50	15–30	18–30	±5
Nº 10	2,0	12–20	5–20	10–18	10–22	10–22	±5
Nº 40	0,42	8–14	–	6–12	6–13	6–13	±5
Nº 80	0,18	–	2–8	–	–	–	±3
Nº 200	0,075	3–5	0–4	3–6	3–6	3–6	±2
Ligante modificado por polímero, %		4,0–6,0					±0,3
Espessura da camada acabada, cm		3,0		≤ 4,0			
Volume de vazios, %		18–25					
Ensaio Cântabro, % máx.		25					
Resistência à tração por compressão diametral, a 25°C, MPa, mín.		0,55					

em média em torno de 3,5 a 4,5%, dependendo do tipo de agregado, forma, natureza, viscosidade e tipo de ligante. O ligante utilizado deverá ter baixa suscetibilidade térmica e alta resistência ao envelhecimento. Em geral recomenda-se o emprego de asfalto modificado por polímero para aumentar a durabilidade e reduzir a desagregação.

A camada inferior à CPA deve ser necessariamente impermeável para evitar a entrada de água no interior da estrutura do pavimento.

A CPA deve ser dosada pelo método Marshall (discutido no Capítulo 5), prevalecendo o volume de vazios requerido. Os agregados devem ser 100% britados e bem resistentes (abrasão Los Angeles ≤ 30%) para não serem quebrados na compactação, pois eles estão em contato uns com os outros e a tensão nesse contato é muito elevada durante o processo de densificação. Para ter um contato efetivo dos agregados, eles devem ser cúbicos com o índice de forma ≥ 0,5. A absorção de água para cada fração deve ser no máximo de 2%, e quanto à sanidade deve apresentar perda de ≤ 12%.

Um teste fundamental a ser realizado é o desgaste por abrasão Cântabro, recomendado originalmente pelos espanhóis para esse tipo de mistura aberta drenante. Esse ensaio é abordado no Capítulo 6.

Na Europa tem-se procedido à limpeza desses revestimentos, após certo tempo de uso, com equipamentos projetados para essa finalidade a fim de minimizar os problemas de colmatação, resultantes da contaminação dos vazios por impurezas, uma vez que devido a elas há redução da permeabilidade.

Como exemplos da utilização da camada porosa de atrito no Brasil, são citadas as seguintes obras:

- Aeroporto Santos Dumont no Rio de Janeiro: em 1999, foi executado um pavimento superposto, na pista principal, e sobre ele aplicada uma CPA nos 923m centrais, com coeficiente mínimo de atrito de 0,61 (μmeter). Para manter esse nível de atrito, a camada de CPA foi renovada em 2003, nos pontos de maior uso, visto que houve colmatação dos vazios e perda de capacidade drenante ao final de seis anos de uso intenso;
- Rodovia dos Imigrantes, ligando São Paulo a Santos: em 1998 foi feita uma restauração através de fresagem seguida de recapeamento, com uma espessura de 5cm entre os quilômetros 11,5 e 30;
- Rodovia Presidente Dutra, próximo a São Paulo: em 1998, 3km nas três faixas e no acostamento apresentavam condições precárias antes da restauração, com buracos, trincamento generalizado e bombeamento de material da base na superfície. Foi efetuada uma fresagem do revestimento existente ou recomposição do greide da pista com caimento de 3%; executada uma camada de 2cm de microrrevestimento asfáltico a frio e aplicada uma CPA com 4cm de espessura.

SMA – *Stone Matrix Asphalt*

A sigla SMA significa originalmente *Splittmastixasphalt* conforme designação na Alemanha – local de sua concepção, traduzido em inglês para *Stone Mastic Asphalt*, e posteriormente para *Stone Matrix Asphalt*, sendo esta última terminologia adotada nos Estados Unidos e, atualmente, também no Brasil. Em português SMA pode ser traduzido para matriz pétrea asfáltica, porém a denominação pela sigla original internacionaliza a terminologia e gera menos confusão de conceitos e especificações.

Concebido em 1968 na Alemanha, a partir dos anos 80 passou a ser utilizado amplamente na Europa, em países como Bélgica, Holanda, Suíça, Suécia, Inglaterra, Espanha, entre outros. Uma das aplicações mais freqüentes alemãs tem sido a reabilitação de pavimentos de concreto de cimento Portland. As misturas asfálticas densas convencionais em geral resistem pouco à reflexão de trincas e à deformação permanente, o que é retardado na solução de SMA. Em 1990, o SMA foi introduzido no Canadá e em 1991 nos Estados Unidos. Atualmente a tecnologia vem sendo aplicada também na Ásia e na América Latina.

O SMA é um revestimento asfáltico, usinado a quente, concebido para maximizar o contato entre os agregados graúdos, aumentando a interação grão/grão; a mistura se caracteriza por conter uma elevada porcentagem de agregados graúdos e, devido a essa particular graduação, forma-se um grande volume de vazios entre os agregados graúdos. Esses vazios, por sua vez, são preenchidos por um mástique asfáltico, constituído pela mistura da fração areia, fíler, ligante asfáltico e fibras. O SMA é uma mistura rica em ligante asfáltico, com um consumo de ligante em geral entre 6,0 e 7,5%. Geralmente é aplicado em espessuras variando entre 1,5 a 7cm, dependendo da faixa granulométrica. São misturas que tendem a ser impermeáveis com volume de vazios que variam de 4 a 6% em pista, ao contrário da CPA vista anteriormente.

A Figura 4.10 ilustra a composição granulométrica do SMA em comparação com um CA. Observe-se a maior quantidade de consumo de agregado graúdo na mistura SMA. A Figura 4.11 mostra o aspecto final de uma camada de SMA sendo executada em pista. O SMA é recomendado para aplicação em pavimentos como camada de rolamento ou de ligação.

Devido à graduação e alta concentração de agregados graúdos, tem-se macrotextura (ver Capítulo 9) superficialmente rugosa, formando pequenos "canais" entre os agregados

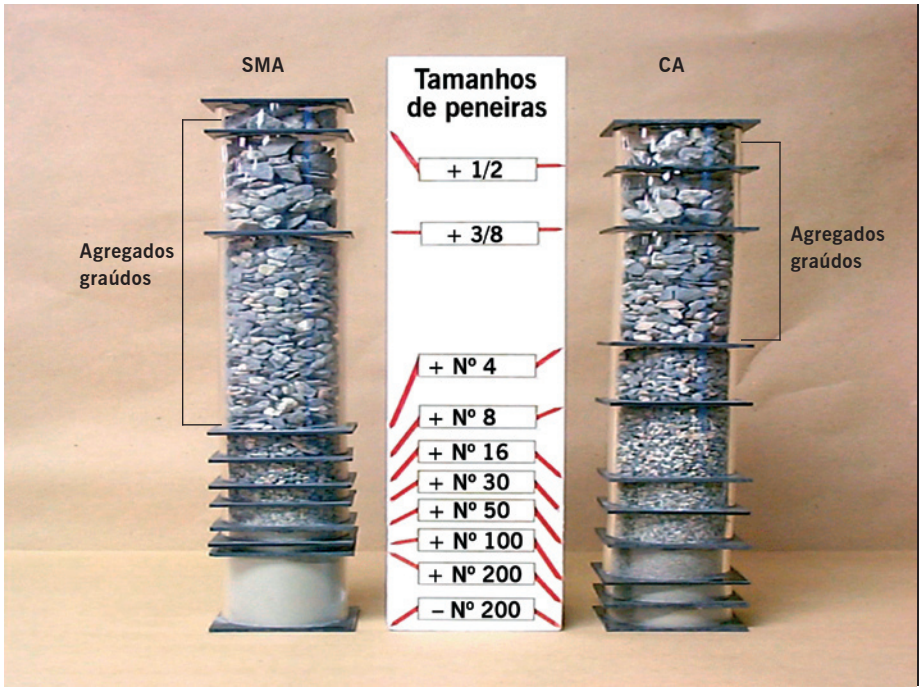


Figura 4.10 Composições granulométricas comparativas entre um SMA e um CA
(Foto: Horst Erdlen)

Figura 4.11 Exemplo do aspecto de uma camada de SMA executada em pista

graúdos, responsáveis por uma eficiente drenabilidade superficial e aumento de aderência pneu-pavimento em dias de chuva.

No país, pioneiramente foi construída a pista do autódromo de Interlagos em São Paulo em fevereiro de 2000, empregando-se o SMA (Beligni *et al.*, 2000). Em agosto de 2001 foi construído um trecho experimental de SMA na curva mais fechada e perigosa da Via Anchieta, rodovia que interliga São Paulo a Santos, mostrando grande sucesso e superioridade de comportamento funcional e estrutural em relação a outras soluções asfálticas até então empregadas (Reis *et al.*, 2002). Desde então outros trechos vêm sendo executados usando ora graduações alemãs, ora americanas. As mais recentes obras são em rodovias dos estados de São Paulo e Minas Gerais, além de uso urbano em São Paulo, Rio de Janeiro e Salvador.

A especificação alemã foi a primeira a ser publicada como norma, em 1984, e engloba quatro tipos de SMA, denominados de 0/11S; 0/8S; 0/8 e 0/5, sendo o último algarismo referente ao diâmetro nominal máximo do agregado (onde até 10% no máximo ficam retidos em peneira desse tamanho) – Tabela 4.5 (ZTV Asphalt – StB, 2001). Para tráfego pesado ou solicitações especiais, as especificações restringem-se às faixas 0/11S e 0/8S.

TABELA 4.5 FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E REQUISITOS DE SMA PELA ESPECIFICAÇÃO ALEMÃ (ZTV Asphalt – StB 94, 2001)

Peneira	Faixas			
	Porcentagem em massa			
	SMA 0/11S	SMA 0/8S	SMA 0/8	SMA 0/5
< 0,09mm	9–13	10–13	8–13	8–13
> 2mm	73–80	73–80	70–80	60–70
> 5mm	60–70	55–70	45–70	< 10
> 8mm	> 40	< 10	< 10	–
> 11,2mm	< 10	–	–	–
Características e requisitos				
Tipo de asfalto[1]	B65 ou PmB45	B65 ou PmB45	B 80	B80 ou B200
Teor de asfalto na mistura, % em peso	> 6,5	> 7,0	> 7,0	> 7,2
Fibras na mistura, % em peso	0,3 a 1,5			
Dosagem	Marshall (50 golpes por face)			
Temperatura de compactação, °C	135ºC ± 5ºC (para PmB deve ser 145ºC ± 5ºC)			
Volume de vazios, %	3,0–4,0	3,0–4,0	2,0–4,0	2,0–4,0
Camada de rolamento				
Espessura, mm	35–40	30–40	20–40	15–30
Ou consumo, kg/m^2	85–100	70–100	45–100	35–75
Camada de nivelamento				
Espessura, mm	25–50	20–40	–	
Ou consumo, kg/m^2	60–125	45–100	–	
Grau de compactação	> 97 %			
Volume de vazios da camada compactada	< 6,0 %			

[1] A designação B corresponde a asfaltos convencionais e o número significa a penetração; PmB são modificados por polímeros. Os asfaltos polímeros (PmB45) são recomendados para solicitações especiais.

Na União Européia há outras faixas sugeridas, incluindo diâmetros nominais reduzidos, como 4 e 6mm, ou mesmo muito maiores, como 16, 19 ou ainda 25mm. A especificação norte-americana do SMA segue a norma da AASHTO MP 8-02, recomendando três faixas – Tabela 4.6. As propriedades da mistura são ditadas por especificações obtidas no equipamento de compactação giratório Superpave – Tabela 4.7.

TABELA 4.6 FAIXAS GRANULOMÉTRICAS NORTE-AMERICANAS SEGUNDO AASHTO MP 8-02

Abertura (mm)	Faixas					
	Porcentagem em massa, passando					
	19,0mm		12,5mm		9,5mm	
	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
25	–	100	–	–	–	–
19	90	100	–	100	–	–
12,5	50	88	90	99	–	–
9,5	25	60	50	85	100	100
4,75	20	28	20	40	70	95
2,36	16	24	16	28	30	50
1,18	–	–	–	–	20	30
0,6	–	–	–	–	–	21
0,3	–	–	–	–	–	18
0,075	8	11	8	11	12	15

TABELA 4.7 CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES DA MISTURA SMA SEGUNDO AASHTO MP 8-02

Propriedade	Requisito para corpos-de-prova compactados no equipamento giratório – Superpave
Volume de vazios, %	4,0[a]
VAM (vazios no agregado mineral), % mín.	17
VCAmix[b]	< VCAdrc[b]
Estabilidade Marshall, N, mín.	6.200[c]
RRT – Resistência à tração retida (AASHTO T 283), % mín.	70
Teste de escorrimento (*draindown*) na temperatura de produção[d], % em peso máx.	0,30
Teor de asfalto na mistura, % mín.	6,0

[a] Em locais com clima frio o projeto pode ser realizado para 3,5% de volume de vazios.
[b] VCAmix corresponde aos vazios totais do agregado graúdo, e VCAdrc aos vazios com ar requerido + vazios ocupados pela fibra e asfalto + vazios ocupados pelos agregados miúdos.
[c] Valor sugerido da prática.
[d] Escorrimento segundo AASHTO T 305-97.

As faixas com diâmetro nominal máximo de 19mm e 12,5mm são até o momento as mais empregadas nos Estados Unidos. A faixa com tamanho nominal máximo de 9,5mm tem sido a adotada mais recentemente e há uma tendência de aumentar seu emprego nos próximos anos.

Não há consenso na especificação dos ligantes asfálticos. As especificações são em geral não-restritivas, empregando tanto os asfaltos modificados por polímeros como as-

faltos convencionais. As fibras são geralmente orgânicas (de celulose) ou minerais, e são adicionadas durante a usinagem para evitar a segregação da mistura em seu transporte, facilitar a aplicação e evitar o escorrimento do ligante asfáltico (Napa, 1999). As fibras orgânicas podem ser utilizadas também em *pellets* ou agregações. Em alguns casos vêm impregnadas de ligante asfáltico para facilitar sua abertura na usinagem, contendo em geral 1:2 de ligante para fibras. Em alguns países são utilizadas fibras de vidro. Há diversas experiências com sucesso sem uso de fibras, porém em geral com uso de ligantes modificados.

Os agregados em praticamente todos os países são obrigatoriamente 100% britados, com esparsas exceções. Segundo a AASHTO D 5821, deve haver 100% de agregados britados em pelo menos uma face e 90% em duas faces. Os norte-americanos, como os alemães, têm especificado abrasão Los Angeles ≤ 30% (AASHTO T 96), porém há casos de sucesso com agregados britados cuja abrasão excedeu 50%. A forma dos agregados é de preferência cúbica. A absorção deve ser de ≤ 2% pela AASHTO T 85; o ataque aos sulfatos de sódio de ≤ 15% após 5 ciclos, e de magnésio de ≤ 20%, conforme AASHTO T 104.

Em resumo, algumas aplicações do SMA, atualmente, são:

- vias com alta freqüência de caminhões;
- interseções;
- áreas de carregamento e descarregamento de cargas;
- rampas, pontes, paradas de ônibus, faixa de ônibus;
- pistas de aeroporto;
- estacionamentos;
- portos.

As principais características de desempenho do SMA são:

- boa estabilidade a elevadas temperaturas;
- boa flexibilidade a baixas temperaturas;
- elevada resistência ao desgaste;
- boa resistência à derrapagem devido à macrotextura da superfície de rolamento;
- redução do spray ou cortina de água durante a chuva;
- redução do nível de ruído ao rolamento.

Gap-graded

Outra opção mais recentemente introduzida no Brasil é a graduação com intervalo (*gap*) – descontínua densa, conhecida por *gap-graded*, que é uma faixa granulométrica especial que resulta em macrotextura superficial aberta ou rugosa, mas não em teor de vazios elevado. Algumas utilizações dessa faixa vêm sendo realizadas com asfalto-borracha. Esse tipo de mistura asfáltica tem sido empregado como camada estrutural de revestimento, por exemplo na restauração da pavimentação e na duplicação de trechos na Rodovia BR-040, com asfalto-borracha, trecho Rio de Janeiro–Juiz de Fora, sob concessão da Concer S.A. (Cordeiro, 2006).

A Tabela 4.8 mostra a faixa granulométrica que vem sendo utilizada em serviços de pavimentação com asfalto-borracha feitos no país pela BR Distribuidora (2004). As Tabelas 4.9 e 4.10 mostram aspectos dessas misturas. A Figura 4.12 mostra a faixa granulométrica citada e a Figura 4.13 um aspecto de uma dessas aplicações feita na Rodovia Rio–Teresópolis (Fritzen, 2005).

TABELA 4.8 EXEMPLO DE UMA FAIXA *GAP-GRADED* COM ASFALTO-BORRACHA USADA EM PROJETOS NO PAÍS

Peneiras		Porcentagem em massa, passando				
		Mistura %	Faixa CALTRANS limite		Faixa de trabalho limite	
ABNT	Abertura (mm)	Passando	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
3/4"	19,1	100	100	100	100	100
1/2"	12,7	92,5	90	100	90	100
3/8"	9,5	87,4	78	92	82,4	92
Nº 4	4,75	40,9	28	42	35,9	42
Nº 8	2,4	20,3	15	25	15,3	25
Nº 30	0,6	11,3	10	20	10	16,3
Nº 50	0,3	8,4	7	17	7	12,4
Nº 100	0,15	6,3	4	10	4	9,3
Nº 200	0,075	4,7	2	7	2,7	6,7

(Fonte: BR Distribuidora, 2004)

TABELA 4.9 EXEMPLO DE CARACTERÍSTICAS DE UMA MISTURA *GAP-GRADED* COM ASFALTO-BORRACHA USADA NO PAÍS

Ensaios	Resultados	Unidade
Teor de asfalto-borracha	6	%
Massa específica teórica	2,482	g/cm^3
Vazios totais	5,7	%
Vazios cheios betume	13,7	%
Vazios do agregado mineral	19,4	%
Relação betume/vazios	70,6	%
Estabilidade	788	kgf
Fluência 1/100	14	pol.
Densidade aparente	2,34	g/cm^3

(Fonte: BR Distribuidora, 2004)

TABELA 4.10 CARACTERÍSTICAS DE ASFALTO-BORRACHA UTILIZADO EM PROJETOS DE *GAP-GRADED*

Caracterização do asfalto-borracha		
Ensaios	Faixa	Método
Penetração, (100g, 25ºC, 5s) 0,1mm	35–70	ASTM D-5
Ponto de amolecimento, ºC mín.	55	ASTM D-36
Viscosidade Brookfield a 175ºC, cP	1.500–4.000	ASTM D-4402
Recuperação elástica, dutilômetro a 25ºC, % mín.	50	DNER 382/99

(Fonte: BR Distribuidora)

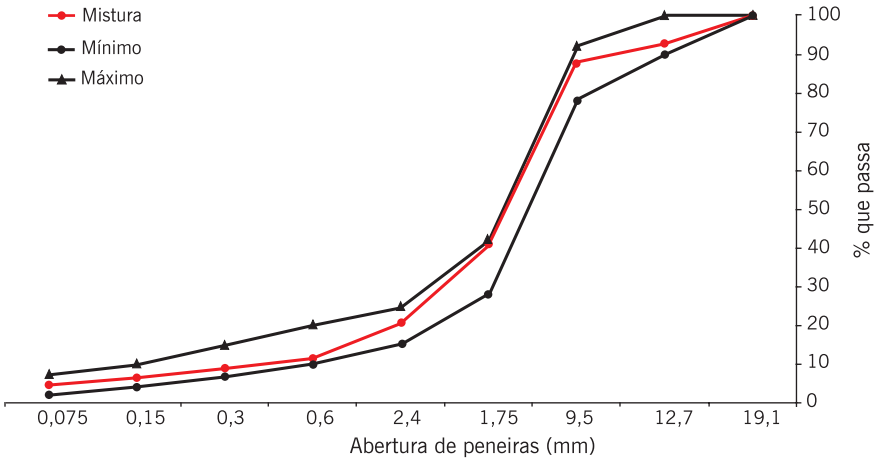


Figura 4.12 Características da faixa granulométrica *gap-graded* e a curva usada no experimento da Rodovia Rio–Teresópolis (Fritzen, 2005)

Figura 4.13 Aspecto da superfície do revestimento construído com a mistura indicada na Figura 4.12 (Fritzen, 2005)

AAUQ – areia asfalto usinada a quente

Ainda dentro do grupo das misturas a quente, têm sido utilizadas na prática as argamassas asfálticas, também denominadas areia asfalto usinada a quente (AAUQ). Em regiões onde não existem agregados pétreos graúdos, utiliza-se como revestimento uma argamassa de agregado miúdo, em geral areia, ligante (CAP), e fíler se necessário, com maior consumo de ligante do que os concretos asfálticos convencionais devido ao aumento da superfície específica (DNIT 032/2005 – ES) – Tabela 4.11. O DNIT também abre a possibilidade hoje do uso de asfalto modificado por polímero nas AAUQs através da especificação DNER-ES 387/99 – Tabela 4.12. Nas referidas tabelas as exigências se referem à compactação Marshall com 75 golpes.

TABELA 4.11 FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E CARACTERÍSTICAS DE DOSAGEM RECOMENDADAS PELO DNIT PARA AAUQ COM CAP (DNIT 032/2005 – ES)

Peneiras		Faixas		
		Porcentagem em massa, passando		
		A	B	Tolerância
ABNT	Abertura (mm)	4,75mm	2,0mm	
3/8"	9,5	100	–	–
Nº 4	4,8	80–100	100	±5%
Nº 10	2,0	60–95	90–100	±4%
Nº 40	0,42	16–52	40–90	±4%
Nº 80	0,18	4–15	10–47	±3%
Nº 200	0,075	2–10	0–7	±2%
Emprego		Revestimento	Revestimento	
Teor de asfalto, % sobre o total da mistura		6,0–12,0	7,0–12,0	±0,3%
Volume de vazios, %		3,0–8,0		
Relação betume/vazios, %		65–82		
Estabilidade, kN, mín.		30		
Fluência, mm		2,0–4,0		

TABELA 4.12 FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E CARACTERÍSTICAS DE DOSAGEM RECOMENDADAS PELO DNIT PARA AAUQ COM ASFALTO POLÍMERO (DNER-ES 387/99)

Peneira de malha quadrada		Faixas			
		Porcentagem em massa, passando			
ABNT	Abertura (mm)	A	B	C	Tolerância
Nº 4	4,8	100	100	100	–
Nº 10	2,0	90–100	90–100	85–100	±5%
Nº 40	0,42	40–90	30–95	25–100	±5%
Nº 80	0,18	10–47	5–60	0–62	±3%
Nº 200	0,075	0–7	0–10	0–12	±2%
Teor de asfalto, %		5,0–8,0	5,0–8,5	5,0–9,0	±0,3%
Volume de vazios, %		3,0–8,0			
Relação betume/vazios, %		65–82			
Estabilidade, kN mín.		25			
Fluência, mm		2,4–4,5			

A AAUQ é normalmente empregada como revestimento de rodovias de tráfego não muito elevado. Como toda mistura a quente, tanto o agregado quanto o ligante são aquecidos antes da mistura e são aplicados e compactados a quente. Essas misturas, devido à elevada quantidade de ligante asfáltico e presença de agregados de pequenas dimensões, requerem muito cuidado na execução (IBP, 1999). Um dos problemas mais freqüentes dessas misturas é que comumente apresentam menor resistência às deformações permanentes, comparadas às misturas usinadas a quente vistas anteriormente.

Misturas asfálticas a quente especiais francesas

Os franceses têm desenvolvido várias concepções de combinação de granulometria e de ligantes especiais para comporem misturas asfálticas a serem utilizadas como camadas estruturais de revestimento, camada de ligação ou mesmo base de pavimentos.

Ligantes duros são geralmente aplicados em bases e camadas de ligação, o ligante de penetração na faixa 15/25 pode ser usado em camada de rolamento em condições favoráveis: espessura maior que 5cm, baixas deflexões nas camadas de fundação e temperaturas mínimas variando entre 0 e -10°C.

Devido a sua elevada viscosidade, a compactação torna-se um fator importante no comportamento quanto à resistência à fadiga, indicando-se temperaturas de usinagem e compactação em torno de 20°C acima das temperaturas dos ligantes convencionais (AIPCR, 1999). A Tabela 4.13 ilustra alguns ligantes duros produzidos na França para uso em misturas de alto módulo.

Os cimentos asfálticos duros podem ser puros, asfaltos modificados por asfaltita ou asfaltos modificados por polímeros. As principais características dos ligantes duros estão relacionadas à penetração a 25°C entre 10 e 20 x 10^{-1}mm, e ponto de amolecimento entre 65 e 80°C (Serfass *et al.*, 1997). Ensaios reológicos e de caracterização especiais tais como BBR, espectroscopia infravermelha, teor de asfaltenos entre outros são realizados em desenvolvimento de novos materiais ou projetos especiais (Brosseaud *et al.*, 2003).

A dosagem das misturas asfálticas francesas é determinada com base em requisitos de desempenho da mistura tais como resistência à fadiga, deformação permanente e resistência à umidade (ver Capítulo 6).

O uso de bases de misturas asfálticas a quente com teor de asfalto muito baixo é bastante empregado na França, em camadas espessas como substituição de bases tratadas com cimento. Esse é o conceito da mistura denominada *grave-bitume* – GB (base asfáltica) codificada em 1972. Essa base asfáltica se caracteriza pelo uso de aproximadamente 3,5% de asfalto de penetração nas faixas 40/50 ou 60/70 x 10^{-1}mm, graduação contínua e elevada proporção de agregado britado.

Nos anos 1980, a restauração das rodovias que atravessavam cidades e a reestruturação das vias lentas das auto-estradas levaram ao desenvolvimento dos revestimentos de módulo elevado que provêm da modificação de dois tipos de misturas asfálticas tradicionais: BB (*béton bitumineux*) e GB (*grave-bitume*), visando melhorar o desempenho mecânico e, em contrapartida, reduzir as espessuras (Brousseaud, 2002b). Assim surgiram a mistura asfáltica de módulo elevado (*enrobé à module élevé* – EME) e o concreto betuminoso de módulo elevado (*béton bitumineux à module élevé* – BBME). A primeira é aplicada como camada de ligação (*binder*) ou como base, e foi normatizada em outubro de 1992 com o código NF P 98-140. A segunda, usada como camada de rolamento ou ligação para pavimentos que exijam revestimentos com elevada resistência à formação de trilhas de roda, está normatizada pela AFNOR desde 1993 com o código NF P 140-141 (Corté, 2001).

TABELA 4.13 CARACTERÍSTICAS DE LIGANTES DUROS PRODUZIDOS NA FRANÇA PARA EMPREGO EM MISTURAS DE MÓDULO ELEVADO (EME) (AIPCR, 1999)

	Ligante não-envelhecido								
Penetração a 25°C	0,1mm	15/25	15/25	10/25	10/20	10/20	10/20	10/20	10/20
Ponto de amolecimento	°C	60/72	64/72	55/75	60/74	60/74	64/74	65/80	75/85
IP (LCPC)		0/1	0/1,5	1,3	+0,4	+0,4	-0,20	0/1	2,1
P. R. Fraass	°C	-6	-8	-6	-5	-6	+3	-3	+2
Módulo E (7,8Hz; 25°C)	MPa	54	40	34	60	56	61	66	55
Ângulo de fase (7,8Hz; 25°C)	°	37	39	38	35	29	34	-	36
Módulo E (7,8Hz; 60°C)	MPa	0,6	0,6	0,5	0,9	0,9	0,6	1	1,4
Ângulo de fase (7,8Hz; 60°C)	°	64	62	63	62	64	64	59	56
Módulo E (250Hz; 25°C)	MPa	6	6	5	8	9	7	10	10
Ângulo de fase (250Hz; 25°C)	°	63	56	57	59	60	67	61	53
	Ligante após RTFOT								
Penetração a 25°C	0,1mm	11	17	18		7/13			
Penetração residual	%	69	83	86					
Ponto de amolecimento	°C	75	72	74		62/76			
Aumento do ponto de amolecimento	°C	11,5	6	6					
P. R. Fraass	°C	-4	-6	-6		0/+4			
Aumento de P. R. Fraass	°C	+2	+2	0					
Módulo E (7,8Hz; 25°C)	MPa	71	39	39					
Ângulo de fase (7,8Hz; 25°C)	°	28	35	36					
Módulo E (7,8Hz; 60°C)	MPa	1,2	0,72	0,7					
Ângulo de fase (7,8Hz; 60°C)	°	60	58	58					
Módulo E (250Hz; 25°C)	MPa	10	6	6					
Ângulo de fase (250Hz; 25°C)	°	53	54	54		47			

A necessidade de fazer a manutenção dos pavimentos já reforçados cujas exigências não eram mais aumentar a capacidade estrutural, mas restabelecer as características superficiais (principalmente impermeabilidade e textura para resistência à derrapagem) direcionaram as pesquisas para novas misturas asfálticas que pudessem ser usadas como camada delgada. Em 1979 foi codificada uma nova mistura denominada *béton bitumineux mince,* BBM (concreto asfáltico delgado) para ser executada em camadas de 30 a 40mm.

Com o objetivo de evitar elevado volume de vazios, introduziu-se o uso de granulometrias descontínuas (granulometria 0/10 com descontinuidade na fração 4/6 e granulometria 0/14 com descontinuidade 2/6 ou 2/10) e o uso de teores maiores de ligante, variando de 5,7 a 6%. A descontinuidade na curva granulométrica aumentou a aptidão à compactação além de melhorar a textura superficial. No entanto, essas duas mudanças na composição apresentaram a desvantagem de reduzir a resistência à fadiga, não sendo apropriadas para rodovias de tráfego intenso.

Devido a essas limitações foi organizado um concurso de técnicas inovadoras em 1983-84 pelo poder público francês que resultou na introdução do *béton bitumineux très mince,* BBTM (concreto asfáltico muito delgado). Essa mistura deve ser usada em camadas com espessuras de 20 a 25mm com o objetivo de promover elevada e durável macrotextura e resistência à derrapagem sob tráfego pesado. É usada tanto em manutenção como em novas construções, especialmente na rede de auto-estradas concedidas. Esse sucesso está relacionado à introdução do conceito de "dissociação de funções" entre a camada de rolamento/desgaste e a camada de ligação. Ainda nos anos 1980, o conceito de misturas delgadas foi impulsionado com o surgimento dos *béton bitumineux ultra-mince*, BBUM (concreto asfáltico ultradelgado) – Magalhães (2004).

A necessidade de novos padrões de misturas asfálticas serviu de motivação para o desenvolvimento de novos ensaios de laboratório com o objetivo de predizer a trabalhabilidade e o desempenho mecânico (resistência à deformação permanente para capa de rolamento, rigidez e resistência ao trincamento por fadiga para camadas de ligação, ensaios considerados atualmente fundamentais para o projeto de mistura a quente). Houve, desde 1970, o desenvolvimento de uma série de novos ensaios (compactador de cisalhamento giratório, o simulador de tráfego *wheel-tracking test*, módulo complexo, ensaio de fadiga), que agora compõem o método francês de misturas asfálticas baseado no desempenho (ver Capítulo 6).

A maioria das exigências para revestimentos asfálticos, que faz parte das especificações e normas francesas, baseia-se no desempenho exigido sobre o produto acabado e não sobre um método como "receita de composição". Os diferentes revestimentos são definidos pelo tipo, posição dentro da estrutura, pela espessura média, pela graduação e pela classe de desempenho, esta determinada em laboratório pelo estudo de dosagem. As exigências sobre os agregados dizem respeito às características mecânicas (dureza, angularidade, resistência ao polimento), dimensão do agregado e propriedades dos finos (poder absorvente e rigidificante, fineza). Os agregados são totalmente britados e a composição granulométrica não é mais definida sob a forma de uma faixa a ser respeitada. Quanto aos ligantes, embora as normas francesas não façam restrições às características do ligante, que tanto pode ser um ligante puro, modificado com polímeros ou com aditivos (fibras), a dosagem mínima em asfalto é fixada através do "módulo de riqueza" que traduz uma espessura mínima de filme de asfalto sobre o agregado (Brosseaud, 2002b).

Apresenta-se na Tabela 4.14 as principais características dos revestimentos asfálticos franceses e um resumo dos requisitos a serem atendidos de algumas misturas francesas (Tabelas 4.15, 4.16, 4.17, 4.18, 4.19).

No Brasil o tipo de mistura EME vem sendo estudado em laboratório, em pesquisas patrocinadas pelo CTPETRO (fundo de pesquisa gerado pelas empresas produtoras de petróleo), com recursos Finep e Petrobras, com o objetivo de introdução em breve em obras de pavimentação em locais de alto volume de tráfego. Tem sido designada de mistura de módulo elevado, tendo sido testado com ligante tipo RASF (resíduo asfáltico de penetração 10) e um ligante modificado com EVA. Detalhes podem ser vistos em Magalhães (2004) e Magalhães *et al*. (2004).

Uma descrição sucinta dos tipos de misturas a quente normatizados na França é feita a seguir (Magalhães, 2004; Ferreira, 2006):

- camadas superficiais de revestimentos espessos (BBSG, BBME) – os concretos asfálticos do tipo BBSG são os revestimentos clássicos que constituem as camadas de superfície (ligação e rolamento) com função estrutural, buscando-se ainda aderência e conforto, aplicam-se em pavimentos novos e reforços. O BBME é uma categoria particular do BBSG com rigidez e resistência à deformação permanente elevadas, além de apresentar bom desempenho à fadiga. Seu emprego está limitado aos locais sujeitos a intensas solicitações. Esses revestimentos são essencialmente produtos especiais das empresas;
- camadas superficiais de revestimentos delgados (BBM, BBTM, BBUM) – esses tipos de revestimentos são aplicados de acordo com a filosofia francesa de "dissociação de funções das camadas betuminosas" exercendo o papel funcional do revestimento com um ganho nas seguintes características: impermeabilidade, drenabilidade, aderência pneu-pavimento, conforto ao rolamento e baixo ruído. A mistura do tipo BBM é uma técnica rústica aplicada na restauração da superfície do pavimento em manutenções mais pesadas, com espessuras variando de 30 a 50mm, composição descontínua 2/6 e teor de asfalto entre 5,4 a 5,8% de ligante puro ou modificado. A técnica de BBTM tem-se tornado a mais utilizada para a manutenção dos pavimentos com tráfego rápido e elevado, aplicada em 1/3 da rede de auto-estradas e em torno de 1/4 da rede nacional francesa. Essas misturas apresentam uma descontinuidade marcante na fração 0/2, duas classes em função dos resultados na prensa de cisalhamento giratório – PCG (vazios menor que 18% para a classe 1 e entre 18 e 25% para a classe 2) e espessuras entre 20 e 25mm com excelente rugosidade superficial e manutenção da mesma ao longo do tempo. As misturas ultradelgadas – BBUM (espessura entre 10 e 15mm) são utilizadas tanto em vias urbanas (tipo 0/6 devido ao baixo nível de ruído) quanto em manutenção de rodovias secundárias (tipo 0/10) em substituição aos tratamentos superficiais. As formulações têm graduação descontínua 2/6 ou 2/4, com 5,2 a 5,5% de ligante puro ou modificado, aplicadas a uma taxa de 25 a 35kg/m^2;
- camadas de revestimento intermediárias (GB e EME) – são empregadas na construção de camadas de ligação de pavimentos asfálticos espessos, estruturas mistas ou na manutenção como reforço estrutural. Os GB são usados há mais de 30 anos com agregados de dimensões máximas de 14mm e eventualmente 20mm, tratados com 3,5 a 4% de ligante geralmente 35/50. O EME mais empregado é da classe 2 devido à sua maior resistência à fadiga. Empregam-se ligantes duros de penetração 10/25 com teores de até 6%;
- misturas asfálticas drenantes (BBDr) – com vazios em torno de 20 a 22%, são aplicadas com a finalidade de eliminar água superficial, aumentar a aderência e reduzir o nível de ruído em auto-estradas e vias expressas. São aplicados teores de 4,5 a 5,2% de ligantes modificados por polímeros com espessura média de 40mm;

- tratamentos superficiais e misturas a frio – os tratamentos superficiais (*enduit superficiel* – NF P 98 160) representam a técnica mais econômica utilizada na manutenção da impermeabilização e forte macroestrutura superficial de rodovias com volume de tráfego de baixo a médio. As misturas a frio (*enrobés coulés à froid* – ECF) são misturas de agregados, emulsão asfáltica, água e aditivos e têm sido aplicadas em substituição aos tratamentos mais sensíveis à desagregação com dosagem de 12 a 14kg/m^2, às vezes em dupla camada na dosagem de 25kg/m^2.

TABELA 4.14 REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS NORMALIZADOS PELA AFNOR (SETRA e LCPC, 1994)

Sigla	Denominação		Norma	Classificação		Espessura média (mm)
				Classe ou tipo	Granulometria	
BBSG	*Bétons bitumineux semi-grenus*	Concreto betuminoso de graduação contínua	NF P 98-130		0/10 0/14	60 a 70 70 a 90
BBM	*Bétons bitumineux minces*	Concreto betuminoso delgado	NF P 98-132	a, b, c ou d conforme gran. 1, 2 ou 3 conforme desempenho à def. perm.	0/10 0/14	30 a 40 35 a 50
BBC	*Bétons bitumineux cloutés*	*Hot rolled asphalt*	NF P 98-133	0/6 0/10	0/6 0/10	30 60
BBDr	*Bétons bitumineux drainants*	Concreto betuminoso drenante	NF P 98-134		0/10 a 0/14 0/6	40 30
BBS	*Bétons bitumineux pour chaussées souples à faible traffic*	Concreto betuminoso para estrada de pavimento flexível de tráfego leve	NF P 98-136	BBS tipo 1 BBS tipo 2 BBS tipo 3 BBS tipo 4	0/10 disc. 2/6 0/10 cont. 0/14 cont. 0/14 cont.	40 a 50 40 a 60 8 10 a 12
BBTM	*Bétons bitumineux trés minces*	Concreto betuminoso muito delgado	NF P 98-137	Tipo 1 ou 2 conforme PCG	0/6 ou 0/10 ou 0/14 descontínua	20 a 25
GB	*Graves bitume*	Camada granular betuminosa	NF P 98-138	Classe 1, 2 ou 3 conforme desempenho mecânico	0/14 0/20	80 a 120 100 a 150
EME	*Enrobés à module élevé*	Mistura asfáltica de módulo elevado	NF P 98-140	Classe 1 ou 2 conforme desempenho mecânico	0/10 0/14 0/20	60 a 100 70 a 120 100 a 150
BBME	*Bétons bitumineux à module élevé*	Concreto betuminoso de módulo elevado	NF P 98-141	Classe 1, 2 ou 3 conforme desempenho mecânico	0/10 0/14	60 a 70 70 a 90

TABELA 4.15 CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS DELGADAS (≤ 50mm) PARA CAMADA DE ROLAMENTO (Brosseaud, 2002b)

Mistura	PCG (% de vazios)	Razão r/R[1]	Porcentagem de afundamento em trilha de roda (60°C) após 30.000 ciclos
BBMa	6 – 11	≥0,75	≤ 15
BBMb	7 – 12	≥0,75	≤ 15
BBMc	8 – 13	≥0,75	≤ 15

[1] Ensaio Duriez de avaliação do dano por umidade induzida

TABELA 4.16 CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS ESPESSAS (> 50mm) PARA CAMADA DE ROLAMENTO (Brosseaud, 2002b)

Mistura	PCG (% vazios) C60 (D 10mm) C80 (D 14mm)	Razão r/R	ATR[2] (%) após 30.000 ciclos	Módulo de rigidez (15°C–10Hz) MPa	Deformação admissível em fadiga ε_6 (μdef)
BBSG classe 1	5 – 10 4 – 9	≥0,75	≤10	≥5.500	≥100
BBSG classe 2	5 – 10 4 – 9	≥0,75	≤7,5	≥7.000	≥100
BBSG classe 3	5 – 10 4 – 9	≥0,75	≤5	≥7.000	≥100
BBME classe 1	5 – 10 4 – 9	≥0,8	≤10	≥9.000	≥110
BBME classe 2	5 – 10 4 – 9	≥0,8	≤7,5	≥12.000	≥100
BBME classe 3	5 – 10 4 – 9	≥0,8	≤5	≥12.000	≥100

[2] Afundamento em trilha de roda

TABELA 4.17 CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS PARA CAMADA INTERMEDIÁRIA OU DE LIGAÇÃO (Brosseaud, 2002b)

Mistura	PCG (% vazios) C60 (D 10mm) C80 (D 14 mm)	Razão r/R	ATR[3] (%) * após 10.000 ciclos ** após 30.000 ciclos	Módulo de rigidez (15°C–10Hz) MPa	Deformação admissível em fadiga ε_6 (μdef)
GB classe 2	≤11	≥0,65	≤10*	≥9.000	≥80
GB classe 3	≤10	≥0,7	≤10*	≥9.000	≥90
GB classe 4	≤9	≥0,7	≤10**	≥11.000	≥100
EME classe 1	≤10	≥0,7	≤7,5**	≥14.000	≥110
EME classe 2	≤6	≥0,75	≤7,5**	≥14.000	≥130

[3] Afundamento em trilha de roda

TABELA 4.18 DESEMPENHO MECÂNICO EXIGIDO PARA MISTURAS DE MÓDULO ELEVADO EME (NF P 98-140)

Ensaios do EME 0/10, 0/14 e 0/20	Classe 1	Classe 2
Ensaio Duriez a 18ºC (NF P 98-251-1) Razão: r (em MPa) após imersão / R (em MPa) a seco	≥0,70	≥0,75
Ensaio de afundamento de trilha de roda (NF P 98-253-1) Profundidade do afundamento em porcentagem da espessura da placa, para uma placa de 10cm de espessura, a 30.000 ciclos e a 60ºC, numa porcentagem de vazios entre:		
• 7% e 10% (classe 1)	≤7,5%	–
• 3% e 6% (classe 2)	–	≤7,5%
Ensaio de módulo complexo (NF P 98-280-2) Módulo (em MPa), a 15ºC, 10Hz e porcentagem de vazios entre:		
• 7% e 10% (classe 1)	≥14.000	–
• 3% e 6% (classe 2)	–	≥14.000
Ensaio de tração direta (NF P 98-260-1) Determinação do módulo e da perda de linearidade numa porcentagem de vazios entre:		
• 7% e 10% (classe 1)	≥14.000	–
• 3% e 6% (classe 2)	–	≥14.000
Ensaio de fadiga (NF P 98-260-1) Deformação relativa a 10^6 ciclos, 10ºC e 25Hz e porcentagem de vazios entre:		
• 7% e 10% (classe 1)	≥100 μdef	–
• 3% e 6% (classe 2)	–	≥130 μdef

TABELA 4.19 DESEMPENHO MECÂNICO EXIGIDO PARA MISTURAS DE MÓDULO ELEVADO BBME (NF P 98-141)

Ensaios do BBME 0/10 ou 0/14	Classe 1	Classe 2	Classe 3
Ensaio Duriez a 18ºC (NF P 98-251-1) Razão: r (em MPa) após imersão / R (em MPa) a seco	≥0,80	≥0,80	≥0,80
Ensaio de afundamento de trilha de roda (NF P 98-253-1) Profundidade do afundamento em porcentagem da espessura da placa, para uma placa de 10cm de espessura, a 30.000 ciclos e a 60ºC, com uma porcentagem de vazios entre 5% e 8%	≤10%	≤7%	≤5%
Ensaio de módulo complexo (NF P 98-280-2) Módulo (em MPa), a 15ºC, 10Hz e porcentagem de vazios entre 5% e 8%	≥9.000	≥12.000	≥12.000
Ensaio de tração direta (NF P 98-260-1) Determinação do módulo e da perda de linearidade numa porcentagem de vazios entre 5% e 8% módulo em MPa a 15ºC, 0,02s	≥9.000	≥12.000	≥12.000
Ensaio de fadiga (NF P 98-261-1) Deformação relativa a 10^6 ciclos, 10ºC e 25Hz e porcentagem de vazios entre 5% e 8%, ε_6	≥110 μdef	≥100 μdef	≥100 μdef

4.2.2 Misturas asfálticas usinadas a frio

Os pré-misturados a frio (PMF) consistem em misturas usinadas de agregados graúdos, miúdos e de enchimento, misturados com emulsão asfáltica de petróleo (EAP) à temperatura ambiente. Dependendo do local da obra, podem ser usadas para misturar os PMFs: usinas de solo ou de brita graduada, usinas de concreto asfáltico sem ativar o sistema de aquecimento dos agregados, usinas de pequeno porte com misturadores tipo rosca sem fim, ou usinas horizontais dotadas de dosadores especiais. Para operações de manutenção de pavimentos em uso, pode-se até lançar mão de betoneiras comuns de preferência as de eixo horizontal (IBP, 1999). Há também facilidades de se operar a mistura em usinas móveis. O processo de usinagem pode ser visto no Capítulo 8.

O PMF pode ser usado como revestimento de ruas e estradas de baixo volume de tráfego, ou ainda como camada intermediária (com CA superposto) e em operações de conservação e manutenção, podendo ser:

- denso – graduação contínua e bem-graduado, com baixo volume de vazios;
- aberto – graduação aberta, com elevado volume de vazios.

Santana (1992) ressalta os aspectos funcional, estrutural e hidráulico do PMF, que varia de acordo com o volume de vazios, e é função da granulometria escolhida. O mesmo autor define ainda o PMF como uma mistura preparada em usina apropriada, com agregados de vários tamanhos, emulsão asfáltica catiônica em geral, espalhada e compactada na pista à temperatura ambiente, podendo-se aquecer ou não o ligante, usada como camada de base ou revestimento, que pode ser executado em três categorias:

- aberto (PMFA): com pequena ou nenhuma quantidade de agregado miúdo e com pouco ou nenhum fíler, ficando após a compactação, com volume de vazios (V_V) elevado, $22 < V_V \leq 34\%$;
- semidenso: com quantidade intermediária de agregado miúdo e pouco fíler, ficando após a compactação com um volume de vazios intermediário, $15 < V_V \leq 22\%$;
- denso (PMFD): com agregados graúdo, miúdo e de enchimento, ficando após a compactação com volume de vazios relativamente baixo, $9 < V_V \leq 15\%$.

No que concerne à permeabilidade, pode-se observar:

- vazios $\leq$ 12% – apresenta baixa permeabilidade podendo ser usado como revestimento;
- vazios > 12% – apresenta alta permeabilidade, necessitando uma capa selante caso seja usado como única camada de revestimento. Quando >20% pode ser usado como camada drenante.

Os PMFs podem ser usados em camada de 30 a 70mm de espessura compactada, dependendo do tipo de serviço e da granulometria da mistura. Espessuras maiores devem ser compactadas em duas camadas. As camadas devem ser espalhadas e compac-

tadas à temperatura ambiente. O espalhamento pode ser feito com vibroacabadora ou até mesmo com motoniveladora, o que é conveniente para pavimentação urbana de ruas de pequeno tráfego. Também é possível estocar a mistura ou mesmo utilizá-la durante um dia inteiro de programação de serviços de conservação de vias (Abeda, 2001).

O uso de emulsões de ruptura lenta e mistura densa pode levar o PMF a apresentar resistências mecânicas maiores e mais adequadas para uso como revestimento. É possível também se lançar mão atualmente de emulsões modificadas por polímeros para atender características específicas de clima e tráfego (Abeda, 2001). A especificação técnica DNER-ES 317/97 se aplica a esses tipos de misturas asfálticas. Um resumo dessas especificações no que se refere às graduações e a alguns requisitos de dosagem é mostrado na Tabela 4.20.

TABELA 4.20 FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E CARACTERÍSTICAS DE DOSAGEM RECOMENDADAS PELO DNIT PARA PRÉ-MISTURADOS A FRIO (DNER-ES 317/97)

Peneiras		Faixas				
		Porcentagem em massa, passando				
ABNT	Abertura (mm)	A	B	C	D	Tolerância
1"	25,4	100	–	100	–	±7,0%
¾"	19,0	75–100	100	95–100	100	±7,0%
½"	12,5	–	75–100	–	95–100	±7,0%
3/8"	9,5	30–60	35–70	40–70	45–80	±7,0%
Nº 4	4,8	10–35	15–40	20–40	25–45	±5,0%
Nº 10	2,0	5–20	10–25	10–25	15–30	±5,0%
Nº 200	0,075	0–5	0–5	0–8	0–8	±2,0%
Teor de asfalto, % sobre o total da mistura		4,0–6,0				±0,3%
Volume de vazios, %		5–30				
Estabilidade, kN, mín.		25 (compactação de 75 golpes por face) 15 (compactação de 50 golpes por face)				
Fluência, mm		2,0–4,5				

As vantagens da técnica de misturas a frio estão ligadas principalmente ao uso de equipamentos mais simples, trabalhabilidade à temperatura ambiente, boa adesividade com quase todos os tipos de agregado britado, possibilidade de estocagem e flexibilidade elevada (Abeda, 2001).

É possível ainda se utilizar as argamassas a frio, conhecidas como areias asfalto a frio – AAF – onde há carência de agregados pétreos graúdos. Podem ser usados: areia, pedrisco, pó de pedra, pó de escória ou combinação deles. Nesse caso é importante usar emulsão de ruptura lenta que tenha por base asfaltos mais consistentes para melhorar as características mecânicas da AAF (Abeda, 2001).

O DNIT inclui a possibilidade de uso de emulsão asfáltica modificada por polímero nos pré-misturados a frio. A especificação de serviço que rege essa aplicação é a DNER-

ES 390/99, que prevê as mesmas faixas granulométricas que as aplicações com emulsão asfáltica convencional, com pequenas alterações em alguns requisitos como volume de vazios de 5 a 25%, estabilidade mínima de 25kN com compactação dos corpos-de-prova Marshall com 75 golpes por face, e porcentagem de resíduo de emulsão entre 4,0 e 7,0 nas faixas C e D.

4.3 MISTURAS *IN SITU* EM USINAS MÓVEIS

Em casos principalmente de selagem e restauração de algumas características funcionais, além dos tipos de mistura descritos acima, que empregam usinas estacionárias ou mesmo móveis em alguns casos, é possível usar outros tipos de misturas asfálticas que se processam em usinas móveis especiais que promovem a mistura agregados-ligante imediatamente antes da colocação no pavimento. São misturas relativamente fluidas, como a lama asfáltica e o microrrevestimento.

Lama asfáltica

As lamas asfálticas consistem basicamente de uma associação, em consistência fluida, de agregados minerais, material de enchimento ou fíler, emulsão asfáltica e água, uniformemente misturadas e espalhadas no local da obra, à temperatura ambiente. Esse tipo de mistura *in situ* começou a ser utilizado na década de 1960, nos Estados Unidos (*slurry seal*), na França e no Brasil (IBP, 1999; Abeda, 2001).

A lama asfáltica tem sua aplicação principal em manutenção de pavimentos, especialmente nos revestimentos com desgaste superficial e pequeno grau de trincamento, sendo nesse caso um elemento de impermeabilização e rejuvenescimento da condição funcional do pavimento. Aplica-se especialmente em ruas e vias secundárias. Eventualmente ainda é usada em granulometria mais grossa para repor a condição de atrito superficial e resistência à aquaplanagem. Outro uso é como capa selante aplicada sobre tratamentos superficiais envelhecidos. No entanto, não corrige irregularidades acentuadas nem aumenta a capacidade estrutural, embora a impermeabilização da superfície possa promover em algumas situações a diminuição das deflexões devido ao impedimento ou redução de penetração de água nas camadas subjacentes ao revestimento.

A lama asfáltica é processada em usinas especiais móveis que têm um silo de agregado e um de emulsão, em geral de ruptura lenta, um depósito de água e um de fíler, que se misturam em proporções preestabelecidas imediatamente antes de serem espalhadas através de barra de distribuição de fluxo contínuo e tanto quanto possível homogêneo, em espessuras delgadas de 3 a 4mm, sem compactação posterior. A especificação correspondente é a DNER-ES 314/97, cujas faixas granulométricas e algumas características da mistura constam da Tabela 4.10. A dosagem da lama asfáltica é realizada segundo as recomendações da ISSA – International Slurry Surfacing Association, empregando os equipamentos WTAT (*wet track abrasion test*), LWT (*loaded wheel tes-*

TABELA 4.21 FAIXAS GRANULOMÉTRICAS E CARACTERÍSTICAS DE MISTURA RECOMENDADAS PELO DNIT PARA LAMA ASFÁLTICA (DNER-ES 314/97)

Peneiras		Faixas				Tolerância
		Porcentagem em massa, passando				
ABNT	Abertura (mm)	I	II	III	IV	
3/8"	9,5	–	–	100	100	–
Nº 4	4,8	100	100	90–100	90–100	±5%
Nº 8	2,4	80–100	90–100	65–90	45–70	±5%
Nº 16	1,21	–	65–90	45–70	28–50	±5%
Nº 30	0,6	30–60	40–65	30–50	19–34	±5%
Nº 50	0,33	20–45	25–42	18–30	12–25	±4%
Nº 100	0,15	10-25	15–30	10–21	7–18	±3%
Nº 200	0,075	5–15	10–20	5–15	5–15	±2%
Mistura seca, kg/m^2		4–6	2–5	5–8	8–13	
Espessura, mm		3–4	2–3	4–6	6–9	
% em relação ao peso da mistura seca						
Água		10–20	10–20	10–15	10–15	
Ligante residual		8,0–13,0	10,0–16,0	7,5–13,5	6,5–12,0	

ter and sand adhesion) e WST (*wet stripping test*), também utilizados para a dosagem de microrrevestimento, mostrados no próximo item. A Figura 4.14 traz fotos de uma aplicação de lama asfáltica.

Microrrevestimento asfáltico

Esta é uma técnica que pode ser considerada uma evolução das lamas asfálticas, pois usa o mesmo princípio e concepção, porém utiliza emulsões modificadas com polímero para aumentar a sua vida útil. O microrrevestimento é uma mistura a frio processada em usina móvel especial, de agregados minerais, fíler, água e emulsão com polímero, e eventualmente adição de fibras (ABNT NBR 14948/2003).

Figura 4.14 Exemplo de aplicação de lama asfáltica em um trecho de via urbana
(Fotos: BR Distribuidora)

Há vantagens em se aplicar o microrrevestimento com emulsão asfáltica de ruptura controlada modificada por polímero. A emulsão é preparada de tal forma que permita sua mistura aos agregados como se fosse lenta e em seguida sua ruptura torna-se rápida para permitir a liberação do tráfego em pouco tempo, por exemplo, duas horas.

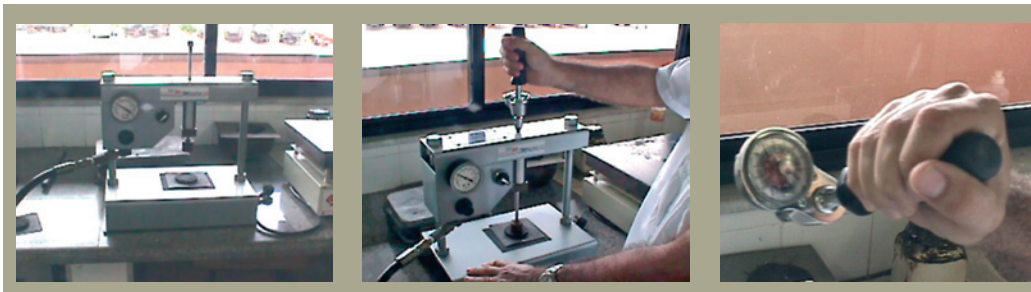
O microrrevestimento é utilizado em:

- recuperação funcional de pavimentos deteriorados;
- capa selante;
- revestimento de pavimentos de baixo volume de tráfego;
- camada intermediária anti-reflexão de trincas em projetos de reforço estrutural.

A Figura 4.15 mostra os equipamentos usados para dosagem de lama asfáltica e microrrevestimento, conhecidos como LWT (*loaded wheel tester and sand adhesion*) e WTAT (*wet track abrasion test*), especificados pela ABNT NBR 14841/2002 e ABNT NBR 14746/2001, respectivamente. Além desses dois ensaios ainda são utilizados os seguintes procedimentos de dosagem: ABNT NBR 14798/2002 – determinação da coesão e características da cura pelo coesímetro (Figura 4.16); ABNT NBR 14949/2003 – caracterização da fração fina por meio da absorção do azul-de-metileno; ABNT NBR 14757/2001 – determinação da adesividade de mistura (Figura 4.17). Esses ensaios serão aplicados na dosagem que será vista no Capítulo 5.

(a) LWT – máquina de ensaio de adesão da areia (b) WTAT – abrasão úmida

Figura 4.15 Equipamentos de LWT e WTAT usados na dosagem de microrrevestimento e lama asfáltica



(a) Coesímetro (b) Ensaio em andamento (c) Verificação do torque

Figura 4.16 Etapas do ensaio de coesão de dosagem de microrrevestimento asfáltico

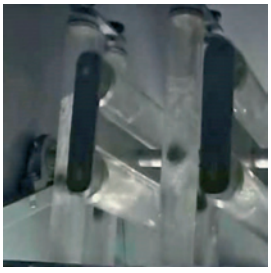
(a) Confecção do corpo-de-prova

(b) Compactação do corpo-de-prova

(c) Corpo-de-prova

(d) Corpo-de-prova no tubo com água

(e) Tubo sendo colocado no equipamento



(f) Equipamento em funcionamento

Figura 4.17 Etapas do ensaio Schulze-Breuer e Ruck de dosagem de microrrevestimento asfáltico

A Figura 4.18 mostra exemplos de aplicação de microrrevestimento, cujas especificações podem ser vistas em DNIT 035/2005-ES e ABNT NBR 14948/2003. A Figura 4.19 mostra uma aplicação de microrrevestimento como camada de manutenção de pavimentos em uso.

4.4 MISTURAS ASFÁLTICAS RECICLADAS

Quando um pavimento asfáltico em uso torna-se deteriorado estruturalmente, há necessidade de restaurar sua capacidade de carga através de colocação de espessuras adicionais de camadas ou através do corte de todo ou parte do revestimento deteriorado por equipamento especial – fresadora – e execução de nova camada de revestimento asfáltico. O material gerado no corte pode ser reaproveitado por reciclagem.

Entende-se por reciclagem de pavimentos o processo de reutilização de misturas asfálticas envelhecidas e deterioradas para produção de novas misturas, aproveitando os agregados e ligantes remanescentes, provenientes da fresagem, com acréscimo de agentes rejuvenescedores, espuma de asfalto, CAP ou EAP novos, quando necessários, e também com adição de aglomerantes hidráulicos.

Fresagem é a operação de corte, por uso de máquinas especiais, de parte ou de todo o revestimento asfáltico existente em um trecho de via, ou até englobando outra camada do pavimento, como forma de restauração da qualidade ao rolamento da superfície, ou como melhoria da capacidade de suporte.

Figura 4.18 Exemplos de aplicação de microrrevestimento asfáltico em rodovia de tráfego pesado como restauração funcional

(a) Antes da aplicação **(b) Após a aplicação**

Figura 4.19 Exemplo de aplicação de microrrevestimento asfáltico
(Fotos: BR Distribuidora)

Existem inúmeros equipamentos atualmente que permitem processar esse corte, chamados de máquinas fresadoras, ou simplesmente fresadoras, que utilizam rolos especiais munidos de pontas (*bits*) cortantes pela presença de diamantes nas mesmas – Figura 4.20. Mais informações sobre esse processo de fresagem e sobre fresadoras podem ser vistas em Bonfim (2000), por exemplo, e nas páginas dos fabricantes.

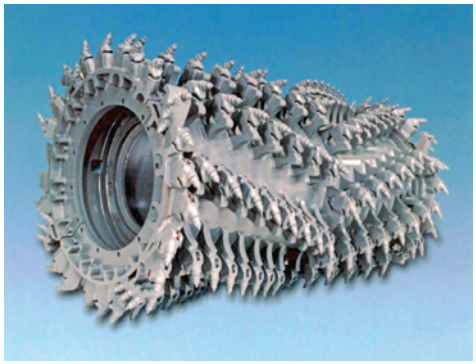


Figura 4.20 Exemplo de um rolo de corte de uma fresadora

A Figura 4.21 mostra um exemplo de um processo de fresagem em uma rodovia, mostrando ainda o material fresado sendo recolhido em um caminhão para posterior reaproveitamento e a superfície ranhurada resultante do corte com os *bits* fresadores.

Normalmente os agregados de uma mistura envelhecida mantêm as suas características físicas e de resistência mecânica intactas, enquanto o ligante asfáltico tem suas características alteradas, tornando-se mais viscoso nessa condição. É possível reaproveitar totalmente o material triturado ou cortado pelas fresadoras e recuperar as características do ligante com a adição de agentes de reciclagem ou rejuvenescedores.

A reciclagem pode ser efetuada:

- a quente, utilizando-se CAP, agente rejuvenescedor (AR) e agregados fresados aquecidos;
- a frio, utilizando EAP, agente rejuvenescedor emulsionado (ARE) e agregados fresados à temperatura ambiente.

(a) Processo de fresagem e recolhimento do material

(b) Pista após fresagem

Figura 4.21 Exemplo de fresadora e de serviço de fresagem em uma rodovia

Pode ser realizada em:

- usina, a quente ou a frio – o material fresado é levado para a usina;
- *in situ*, a quente ou a frio – o material fresado é misturado com ligante no próprio local do corte, seja a quente (CAP), seja a frio (EAP) por equipamento especialmente concebido para essa finalidade;
- *in situ,* com espuma de asfalto. Nesse caso pode ser incorporada ao revestimento antigo uma parte da base, com ou sem adição de ligantes hidráulicos, formando uma nova base que será revestida de nova mistura asfáltica como camada de rolamento.

Há, ainda, um outro processo de melhoria da condição funcional de um revestimento ainda novo que apresente problema construtivo que é a termorregeneração. Esse é um processo de reciclagem que envolve pequenas espessuras de revestimento e não há em geral fresagem e sim um aquecimento e posterior recompactação do trecho a ser corrigido.

A Figura 4.22 mostra exemplos de equipamentos de reciclagem a frio *in situ*, com emulsão modificada com (a) espuma de asfalto ou (b) com agente rejuvenescedor (ARE). Há numerosas vantagens técnicas em se utilizar a fresagem e a reciclagem nos processos de recuperação de pavimentos degradados, além da questão ecológica de preservação de recursos minerais escassos.

Essas técnicas têm sido freqüentemente utilizadas no país e atualmente já se tem vasta experiência nesse serviço. As especificações DNIT 033/2005 e DNIT 034/2005 indicam os requisitos a serem atendidos para reciclagem em usina ou *in situ*, respectivamente.

4.5 TRATAMENTOS SUPERFICIAIS

Os chamados tratamentos superficiais consistem em aplicação de ligantes asfálticos e agregados sem mistura prévia, na pista, com posterior compactação que promove o recobrimento parcial e a adesão entre agregados e ligantes.

Define Larsen (1985):

"Tratamento superficial por penetração: revestimento flexível de pequena espessura, executado por espalhamento sucessivo de ligante betuminoso e agregado, em operação simples ou múltipla. O tratamento simples inicia-se, obrigatoriamente, pela aplicação única do ligante, que será coberto logo em seguida por uma única camada de agregado. O ligante penetra de baixo para cima no agregado (penetração 'invertida'). O tratamento múltiplo inicia-se em todos os casos pela aplicação do ligante que penetra de baixo para cima na primeira camada de agregado, enquanto a penetração das seguintes camadas de ligante é tanto 'invertida' como 'direta'. A espessura acabada é da ordem de 5 a 20mm."

As principais funções do tratamento superficial são:

- proporcionar uma camada de rolamento de pequena espessura, porém, de alta resistência ao desgaste;

(a) Reciclagem *in situ* com espuma de asfalto

(b) Reciclagem *in situ* com emulsão rejuvenescedora ARE

Figura 4.22 Exemplos de equipamentos do tipo fresadoras-recicladoras *in situ*

- impermeabilizar o pavimento e proteger a infra-estrutura do pavimento;
- proporcionar um revestimento antiderrapante;
- proporcionar um revestimento de alta flexibilidade que possa acompanhar deformações relativamente grandes da infra-estrutura.

Devido à sua pequena espessura, o tratamento superficial não aumenta substancialmente a resistência estrutural do pavimento e não corrige irregularidades (longitudinais ou transversais) da pista caso seja aplicado em superfície com esses defeitos.

De acordo com o número de camadas sucessivas de ligantes e agregados, podem ser:

- TSS – tratamento superficial simples;
- TSD – tratamento superficial duplo;
- TST – tratamento superficial triplo.

A Figura 4.23 mostra esquematicamente esses três tipos de revestimentos. Nos tratamentos múltiplos em geral a primeira camada é de agregados de tamanhos maiores e eles vão diminuindo à medida que constituem nova camada. A Tabela 4.22 mostra um exemplo de faixas granulométricas que podem ser empregadas no TSD, segundo norma DNER-ES 309/97.

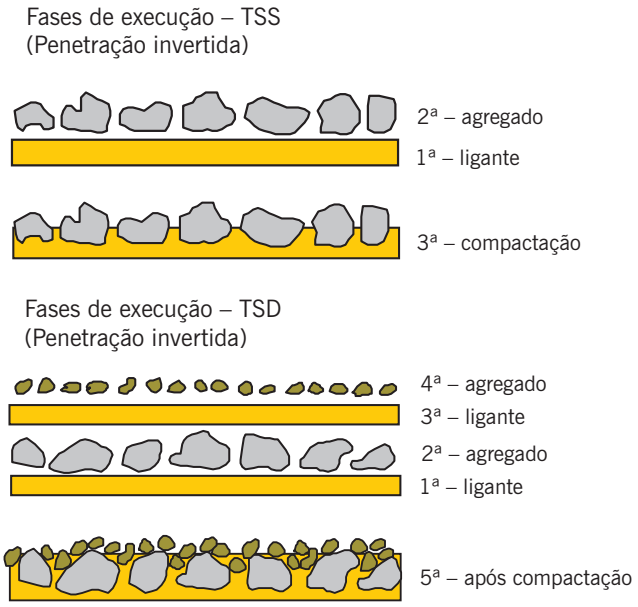


Figura 4.23 Esquema de tratamentos superficiais (sem escala)
(Fonte: Nascimento, 2004)

TABELA 4.22 EXEMPLO DE FAIXAS GRANULOMÉTRICAS PARA TRATAMENTO SUPERFICIAL DUPLO DNER-ES 309/97

Peneiras		Faixas			
		Porcentagem em massa, passando			Tolerância
ABNT	mm	A 1ª camada	B 1ª ou 2ª camada	C 2ª camada	
1"	25,4	100	–	–	±7,0%
¾"	19,1	90–100	–	–	±7,0%
½"	12,7	20–55	100	–	±7,0%
3/8"	9,5	0–15	85–100	100	±7,0%
Nº 4	4,8	0–5	10–30	85–100	±5,0%
Nº 10	2,0	–	0–10	10–40	±5,0%
Nº 200	0,075	0–2	0–2	0–2	±2,0%

São ainda incluídos na família dos tratamentos superficiais, que se caracterizam pelo espalhamento de materiais separadamente e o envolvimento do agregado pela penetração do ligante (sempre com pequenas espessuras):

- *capa selante* por penetração: selagem de um revestimento betuminoso por espalhamento de ligante betuminoso, com ou sem cobertura de agregado miúdo. Espessura acabada: até 5mm, aproximadamente. Freqüentemente usada como última camada em tratamento superficial múltiplo. Quando não usada cobertura de agregado miúdo, usa-se também o termo "pintura de impermeabilização" ou *fog seal*;
- *tratamento superficial primário* por penetração: tratamento para controle de poeira (antipó) de estradas de terra ou de revestimento primário, por espalhamento de li-

gante betuminoso de baixa viscosidade, com ou sem cobertura de agregado miúdo. O ligante deve penetrar, no mínimo, de 2 a 5mm na superfície tratada;

- *lama asfáltica*: capa selante por argamassa pré-misturada. Espessura acabada de 2 a 5mm;
- *macadame betuminoso* por penetração (direta): aplicações sucessivas (geralmente duas) de agregado e ligante betuminoso, por espalhamento. Inicia-se pela aplicação do agregado mais graúdo. Espessura acabada maior que 20mm. É mais usado como base ou *binder*, em espessuras maiores que 50mm.

A maior parte da estabilidade do tratamento superficial por penetração simples deve-se à adesão conferida pelo ligante entre o agregado e o substrato, sendo secundária a contribuição dada pelo entrosamento das partículas. Já no macadame betuminoso, a estabilidade é principalmente obtida pelo travamento e atrito entre as pedras, complementada pela coesão conferida pelo ligante. Do tratamento superficial por penetração simples até o tratamento múltiplo, há uma transição no que diz respeito à estabilidade. Entretanto, quanto mais aplicações se adotam no tratamento superficial, mais duvidosas serão as vantagens econômicas do processo; nesse caso um outro tipo de revestimento, como pré-misturado, deve ser levado em conta.

Discriminam-se, freqüentemente, os tratamentos superficiais múltiplos em diretos e invertidos:

- denomina-se por penetração invertida o tratamento iniciado pela aplicação do ligante, como é o caso do tratamento superficial clássico no caso de ligantes a quente. O tratamento superficial simples sempre é totalmente de penetração invertida;
- o termo penetração direta foi introduzido para melhor identificar os tratamentos superficiais, principalmente em acostamentos, executados com emulsão de baixa viscosidade, onde é necessário iniciar-se por um espalhamento de agregado para evitar o escorrimento do ligante. Nesse tipo de tratamento, era prevista uma penetração (agulhamento) significativa do agregado no substrato já durante a compactação. Essa ancoragem é necessária para compensar a falta de ligante por baixo do agregado. Portanto, a primeira camada de agregado, nesse tipo de tratamento, deve ser considerada, também, como um complemento à base.

Desaconselha-se o uso de emulsão de baixa viscosidade em tratamento superficial por penetração (somente em capa selante). Recomenda-se ainda iniciar o tratamento superficial convencional por uma aplicação de ligante quando não há um agulhamento significativo da primeira camada de agregado. A partir de um tamanho de agregado da ordem de 25mm pode-se iniciar o tratamento por espalhamento de agregado (mesmo sem agulhamento), sem prévio banho de ligante, uma vez que o atrito entre as partículas e a própria inércia de cada pedra contribuem significativamente para a estabilidade da camada.

A construção de um tratamento superficial simples consiste das seguintes etapas (ver em maiores detalhes no Capítulo 8):

1. *aplicação do ligante asfáltico*: sobre a base imprimada, curada e isenta de material solto, aplica-se um banho de ligante com carro-tanque provido de barra espargidora;
2. *espalhamento do agregado*: após a aplicação do ligante, efetua-se o espalhamento do agregado, de preferência com caminhões basculantes dotados de dispositivos distribuidores;
3. *compactação*: após o espalhamento do agregado, é iniciada a compressão do mesmo sobre o ligante, com rolo liso ou pneumático.

Podem ser empregados cimentos asfálticos ou emulsões asfálticas nesse tipo de construção, atualmente sendo usados também ligantes modificados por polímero ou por borracha de pneus.

A Figura 4.24 mostra alguns exemplos dessas etapas construtivas pelo processo mais tradicional onde são empregados equipamentos independentes para a aplicação de ligante asfáltico e distribuição de agregados, enquanto na Figura 4.25 são mostrados exemplos de etapas construtivas com a nova geração de equipamentos especialmente preparados com silos de agregado e de ligante combinados em um único veículo, melhorando a eficiência e regularidade na aplicação dos tratamentos superficiais.

A capa selante, como o nome indica, permite a selagem de um revestimento betuminoso por espalhamento de ligante betuminoso, com ou sem cobertura de agregado miúdo. Freqüentemente usada como última camada em tratamento superficial múltiplo.

O macadame betuminoso tem sido pouco empregado nos últimos anos, e é obtido por penetração direta: espalha-se primeiro o agregado e depois o ligante betuminoso. Inicia-se pela aplicação do agregado mais graúdo (DNER-ES 311/97).

O tratamento superficial primário – TAP (antipó) de estradas de terra ou de revestimento primário é uma alternativa de baixo custo para locais de baixíssimo volume de tráfego e é obtida por espalhamento de ligante de baixa viscosidade, com cobertura de agregado miúdo (DER-BA 023/00).

Abeda (2001) define que o tratamento antipó consiste no espalhamento de emulsão asfáltica catiônica, com posterior aplicação de agregado mineral, sobre uma superfície não-pavimentada, com a finalidade de evitar a propagação do pó.

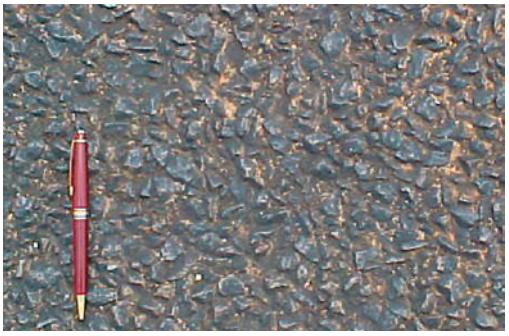
A tentativa de associar um ligante asfáltico a um revestimento primário, com finalidade de utilização em pavimentos de baixo volume de tráfego, não é recente. Em 1959, na BR-135/MA, foi construído o primeiro trecho da técnica de antipó (Santana, 1978). A técnica de tratamento antipó ou contrapó já foi bastante empregada na Bahia (Costa, 1986). Em 1968, o DER do estado (DER-BA) realizou sua primeira experiência. Foram construídos 43km da rodovia BA-046, na qual aproveitou-se o revestimento primário existente e aplicou-se uma imprimação de asfalto diluído CR-250. O agregado utilizado sobre o CR-250 foi uma areia lavada de rio. Em 1969, o DER-BA construiu um trecho de 80km na BR-235, Rodovia Petrolina–Casa Nova, utilizando uma emulsão RM-1C sobre 150mm de espessura de material granular (Santana, 1978). Uma contagem de tráfego efetuada naquela época registrou um volume diário de 210 veículos, sendo 67% de car-

(a) Aplicação de ligante

(b) Distribuição de agregados

(c) Correção de imperfeições

(d) Compressão dos agregados



(e) Aspecto superficial

(f) Vista geral

Figura 4.24 Etapas construtivas de um tratamento superficial simples pelo sistema convencional

ros de passeio. Devido ao grande sucesso obtido, o DER-BA construiu numerosos trechos com diferentes características quanto ao volume de tráfego e quanto ao índice de pluviosidade da região, gerando as normas DER-BA-1985 e DER-BA ES-P-23/00. Segundo o referido órgão, o estado já construiu cerca de 5.000km de tratamento antipó utilizando ligantes asfálticos na forma de emulsões convencionais e asfaltos diluídos.

(a) Equipamento espargidor e distribuidor de agregados combinados

(b) Detalhe de aplicação

(c) Compressão dos agregados

Figura 4.25 Exemplos de equipamentos e etapas construtivas de um tratamento superficial simples pelo sistema do equipamento especial com silos de agregado e ligante no mesmo veículo
(Fotos: Santos, 2003)

À medida que evoluem as emulsões asfálticas, por exemplo, por adição de óleo de xisto (emulsão antipó) ou outros aditivos, é possível se conseguir melhores resultados mesmo com essa técnica muito simples, quando o volume de tráfego é pequeno e de baixo peso, caso freqüente em ruas e estradas municipais vicinais.

Com o intuito de verificar a durabilidade da técnica antipó e de melhorar o nível de sucesso na sua dosagem, aliado à escolha adequada do material de base, Duque Neto *et al.* (2004) procuraram ensaios para avaliar o comportamento do tratamento quando submetido ao desgaste do tráfego. Os ensaios escolhidos para esse teste foram metodologias associadas à dosagem de microrrevestimento asfáltico, com algumas modificações.

Os ensaios de desgaste LWT e WTAT, convencionalmente utilizados na dosagem de microrrevestimento, tiveram seus moldes para confecção do corpo-de-prova alterados, visto a necessidade de criação de uma camada de solo que pudesse ser comparada à superfície da base do pavimento que recebe o tratamento antipó. Para o LWT foram confeccionados moldes de 50,0mm de altura, 50,8mm de largura e 381,0mm de comprimento. Para o ensaio WTAT foram confeccionados moldes de 300mm de diâmetro e 50,0mm de altura. As con-

dições de carregamento, velocidades do equipamento e tipo de superfície de contato foram mantidas conforme os ensaios padronizados pela ABNT NBR 14746 e ABNT NBR 14841.

Os métodos de ensaios modificados permitem verificar a durabilidade da base imprimada quando ela está sujeita à ação do tráfego. Considera-se que, se a base imprimada possuir uma boa interação com a emulsão proporcionando boa resistência ao desgaste, o sucesso da técnica estará garantido, visto que a impermeabilização da base estará satisfeita.

O pó utilizado no salgamento da técnica do tratamento antipó possui a finalidade de proteger a camada imprimada e estará submetido à ação do tráfego. Portanto, é necessária a realização do ensaio de desgaste nessa camada, e o seu sucesso depende da qualidade da emulsão aplicada no segundo banho e do material granular utilizado (pó de pedra, areia etc.).

As Figuras 4.26 e 4.27 mostram alguns aspectos desses testes modificados e a Figura 4.28 apresenta fotos de aplicação de tratamento antipó em campo. O mesmo se pode aplicar ao projeto de tratamento superficial simples (Thuler, 2005).

(a) Prensa para compactação do corpo-de-prova

(b) Espalhamento da emulsão no corpo-de-prova sobre solo compactado

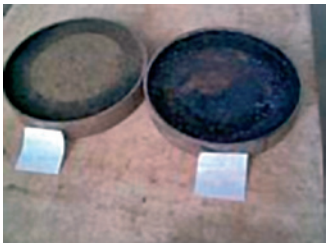
(c) Ensaio em andamento

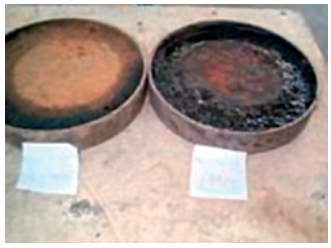
(d) Resultado do ensaio

Figura 4.26 Ensaio de desgaste LWT modificado para antipó (Duque Neto *et al.*, 2004)

(a) Equipamento WTAT

(b) Amostras compactadas





(c) Emulsão antipó e RM-1C em diferentes amostras

(d) Amostras extraídas do WTAT

Figura 4.27 Ensaio de desgaste WTAT modificado para antipó (Duque Neto *et al.*, 2004)

Figura 4.28 Exemplos de aplicação em campo de tratamento antipó com emulsão à base de óleo de xisto (Castro, 2003)

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T 85: *standard method of test for specific gravity and absorption of coarse aggregate*. USA, 1991.

_____. AASHTO T 104: *standard method of test for soundness of aggregate by use of sodium sulfate or magnesium sulfate*. USA, 1999.

_____. AASHTO D 5821: *standard test method for determining the percentage of fractured particles in coarse aggregate*. USA, 2001.

_____. AASHTO T 96: *standard method of test for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles Machine-HM-22: part IIA*. USA, 2002.

ABEDA – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO. *Manual básico de emulsões asfálticas*. *Soluções para pavimentar sua cidade*. Rio de Janeiro: ABEDA, 2001.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14746: *microrrevestimento a frio e lama asfáltica: determinação de perda por abrasão úmida (WTAT)*. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 14758: *microrrevestimentos e lamas asfálticas: determinação do tempo mínimo de misturação*. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 14757: *microrrevestimentos e lamas asfálticas: determinação da adesividade de misturas*. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 14798: *microrrevestimentos asfálticos: determinação da coesão e características da cura pelo coesímetro*. Rio de Janeiro, 2002.

_____. NBR 14841: *microrrevestimentos a frio: determinação de excesso de asfalto e adesão de areia pela máquina LWT*. Rio de Janeiro, 2002.

_____. NBR 14948: *microrrevestimentos asfálticos a frio modificados por polímero: materiais, execução e desempenho*. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR 14949: *microrrevestimentos asfálticos:* caracterização da fração fina por meio da absorção de azul-de-metileno. Rio de Janeiro, 2003.

AIPCR – ASSOCIATION MONDIALE DE LA ROUTE. *Emploi des liants bitumineux modifiés, des bitumes spéciaux et des bitumes avec additifs en techniques routières*. Guide Technique. La Defense: AIPCR, Sept. 1999.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D-36: *standard test method for softening point of bitumen (Ring-and-Ball Apparatus)*. USA, 1995.

_____. ASTM D-4402: *standard test method for viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscometer*. USA, 2002.

_____. ASTM D-5: *standard test method for penetration of bituminous materials*. USA, 2006.

BELIGNI, M.; VILLIBOR, D.F.; CINCERRE, J.R. Mistura asfáltica do tipo SMA (Stone Mastic Asphalt): solução para revestimentos de pavimentos de rodovias e vias urbanas de tráfego intenso. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE MANUTENÇÃO E RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS E CONTROLE TECNOLÓGICO, 2000, São Paulo. *Anais*... São Paulo: 2000. 1 CD-ROM.

BONFIM, V. *Fresagem de pavimentos asfálticos*. 1. ed. São Paulo: Fazendo Arte, 2000. 112 p.

BROSSEAUD, Y. Método francês para dosagem de misturas asfálticas: abordagem, métodos de ensaio, confiabilidade e validade. In: ENCONTRO DO ASFALTO, 16., 2002, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2002a. 1 CD-ROM.

_____. Revestimentos asfálticos franceses: panorama das técnicas, balanço de comportamento. In: ENCONTRO DO ASFALTO, 16., Rio de Janeiro, 2002. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2002b. 1 CD-ROM.

BROSSEAUD, Y.; BOGDANSKI, B.; CARRE, D. *Transfert de technologie réussi entre la France et la Pologne: premiére réalisation d'un chantier de renforcement utilisant un enrobé à haut module et un béton bitumineux trés mince*. Revue générale des Routes et Aérodromes, n. 816, Avril, p. 60-67, 2003.

BROSSEAUD, Y.; DELORME, J-L.; HIERNAUX, R. Use of LPC wheel-tracking rutting tester to select asphalt pavements resistant to rutting**.** *Transportation Research Record*. Pavement Design, Management and Performance, Washington, n. 1384, p. 59-68, 1993.

CASTRO, C.A.A. *Estudo da técnica de antipó com emulsão de xisto em pavimentos para baixo volume de tráfego*. 2003. 188 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

CORDEIRO, W. R. *Comportamento de Concretos Asfálticos Projetados com Cimento Asfáltico Modificado por Borracha de Pneu*. 2006. Dissertação (Mestrado) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2006.

COSTA, C.A. *Tratamento antipó* – (TAP). In: ENCONTRO DO ASFALTO, 8., 1986, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1986. p. 176-78.

CORTÉ, J-F. Development and uses of hard-grade asphalt and of high-modulus asphalt mixes in France. *Perpetual bituminous pavements*. Transportation Research Circular. n. 503. 2001.

DERBA – DEPARTAMENTO ESTADUAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – BA. *Tratamento contra pó em estradas do DER-BA*. Relatório Interno do Serviço de Pesquisas Tecnológicas – DER-BA. 1985. Salvador, 1985.

DERBA – DEPARTAMENTO ESTADUAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – BA. ES P 23/00: *pavimentação:* tratamento contra pó. Salvador, 2000.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ES 308/97: *pavimentação*: *tratamento superficial simples*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 309/97: *pavimentação: tratamento superficial duplo*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 310/97: *pavimentação: tratamento superficial triplo*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 311/97: *pavimentação: macadame betuminoso por penetração*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 312/97: *pavimentação: areia-asfalto a quente*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 313/97: *pavimentação: concreto betuminoso*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 314/97: *pavimentação: lama asfáltica*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 317/97: *pavimentação: pré-misturado a frio*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 318/97: *pavimentação: concreto betuminoso a quente na usina*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 319/97: *pavimentação: concreto betuminoso reciclado a quente no local*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 320/97: *pavimentação: microrrevestimento betuminoso a frio*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ME 382/99: *determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos modificados por polímeros, pelo método do ductilômetro*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. ES 386/99: *pavimentação: pré-misturado a quente com asfalto polímero: camada porosa de atrito*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. ES 387/99: *pavimentação: areia asfalto a quente com asfalto polímero*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. ES 389/99: *pavimentação*: *microrrevestimento asfáltico a frio com emulsão modificada por polímero*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. ES 390/99: *pavimentação: pré-misturado a frio com emulsão modificada por polímero*. Rio de Janeiro, 1999.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/2004 – ES: *pavimentação: concreto asfáltico*. Rio de Janeiro, 2004.

_____. DNIT 032/2005 – ES: *pavimentos flexíveis: areia asfalto a quente: especificação de serviço*. Rio de Janeiro, 2005.

_____. DNIT 033/2005 – ES: *pavimentos flexíveis: concreto asfáltico reciclado a quente na usina*. Rio de Janeiro, 2005.

_____. DNIT 034/2005 – ES: *pavimentos flexíveis: concreto asfáltico reciclado a quente no local*. Rio de Janeiro, 2005.

_____. DNIT 035/2005 – ES: *microrrevestimento asfáltico*. Rio de Janeiro, 2005.

DUQUE NETO, F.S. *Proposição de metodologia para escolha de solo e dosagem de antipó com emulsão de óleo de xisto*. 2004. 267 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

DUQUE NETO, F.S.; MOTTA, L.M.G.; LEITE, L.F.M. Proposta de método de dosagem de tratamento contra pó para vias de baixo volume de tráfego. In: ENCONTRO DO ASFALTO, 17., 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2004. 1 CD-ROM.

FERREIRA, P.N. *Estudo da utilização de revestimentos asfálticos delgados a quente para pavimentos tipo BBTM no Brasil.* 2006. 200f. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

FRITZEN, M.A. *Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio-Teresópolis*. 2005. 291 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

IBP – INSTITUTO BRASILEIRO DE PETRÓLEO. *Informações básicas sobre materiais asfálticos*. Rio de Janeiro: IBP, 1999.

ISSA – INTERNATIONAL SLURRY SURFACING ASSOCIATION. *Micro surfacing, pavement resurfacing*. USA, 2001.

_____. *Recommended performance guidelines for emulsified asphalt slurry seal A 10J (revised)*. USA, 2005. 16p.

_____. *Recommended performance guidelines micro-surfacing A 143 (revised)*. USA, 2005a. 16p.

LARSEN, J. *Tratamento superficial na conservação e construção de rodovias*. Rio de Janeiro: ABEDA, 1985.

LIBERATORI, L.A. *Estudos de cimentos asfálticos modificados por asfaltita e sua influência em misturas asfálticas*. 2000. 166 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.

MAGALHÃES, S.T. *Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho*. 2004. 184 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

MAGALHÃES, S.T.; MOTTA, L.M.G.; LEITE, L.F.M. Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho. In: ENCONTRO DO ASFALTO, 17., 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2004. 1 CD-ROM.

MOTTA, L.M.G.; TONIAL, I.; LEITE, L.M.; CONSTANTINO, R.S. *Princípios do projeto e análise Superpave de misturas asfálticas*. Tradução comentada. n. FHWA-SA-95-003, Rio de Janeiro, 1996.

MOURÃO, F.A.L. *Misturas asfálticas de alto desempenho tipo SMA*. 2003. 151 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

NAPA – NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *Design and construction SMA mixtures: state of the practice*. 1999. 43p.

PERALTA, X.; GONZALEZ, J.M.; TORRES, J. Betumes asfálticos de alto módulo. In: EURASPHALT & EUROBITUME CONGRESS, 2., 2000, Barcelona. *Proceedings...* v. I, p. 276-81.

REIS, R.M.M.; BERNUCCI, L.L.B.; ZANON, A.L. Capítulo 9 Revestimento asfáltico tipo SMA para alto desempenho em vias de tráfego pesado. In: Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes; Confederação Nacional do Transporte. (Org.) *Transporte em transformação VI*. 1 ed. Brasília: Universidade de Brasília, 2002. v. 6, p. 163-176.

SANTANA, H. Pavimentos de baixo custo e solos lateríticos. In: SEMINÁRIO SOBRE SOLOS LATERÍTICOS, 1978, São Luís. *Anais*... p. 22-5.

_____. *Manual de pré-misturado a frio*. Rio de Janeiro: IBP, 1992.

SANTOS, C. *Notas de aula do Curso de Pavimentação*. Rio de Janeiro: ABPv, 2003.

SERFASS, J.P.; BENSE, P.; PELLEVOISIN, P. Properties and new developments of high modulus asphalt concrete. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ASPHALT PAVEMENTS, 8., 1997, Seattle. *Proceedings...* v. 1.

SERFASS, J.P.; BAUDUIN, A.; GARNIER, J.F. High modulus asphalt mixes – laboratory evaluation, practical aspects and structural design. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ASPHALT PAVEMENTS, 7., 1992, Nottingham. v.1, p. 275-88.

SETRA – SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES. *Les enrobés à module élevé*. Note d'information du SETRA, n. 96, avr. 1997.

SETRA – SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES; LCPC – LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. *Enrobés hidrocarbonés a chaud* – Guide d'application des Normes. Pour le Réseau Routier National. Partie I, Module Commun, Bagneux, 1994.

SETRA – SERVICE D'ÉTUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES; LCPC – LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. *Catalogue des structures types de chaussées neuves*. Paris: Ministere de L'Equipement, des Transports et du Logement, 1998.

SILVA JR., S.I. Estudo do tratamento superficial antipó para vias de baixo volume de tráfego. 2005. 135 f. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São paulo, 2005.

THULER, R.B. *Estudo de solos do estado do Rio de Janeiro para aplicação em rodovias de baixo volume de tráfego*. 2005. 125 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

ZTV ASPHALT – StB. Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Asphalt. Ausgabe 2001. ZTV Asphalt-StB 01. FGSV Verlag Köln, 2001.

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

4 TIPOS DE REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

Figura 4.1 Exemplos de estrutura de pavimento novo com revestimento asfáltico 157
Figura 4.4 Exemplos de curvas granulométricas de diferentes misturas asfálticas a quente 160
Figura 4.2 Exemplos de composições granulométricas dos tipos de misturas a quente 160
Figura 4.3 Exemplo de várias frações de agregados e fíler que compõem um concreto asfáltico – mistura densa ou bem-graduada e contínua 160
Figura 4.5 Exemplos de corpos-de-prova de misturas asfálticas a quente 161
Figura 4.6 Corpo-de-prova extraído de pista mostrando a composição do revestimento asfáltico 161
Figura 4.7 Exemplo da representação da granulometria segundo a especificação Superpave para um tamanho nominal máximo de 19mm 163
Figura 4.8 Exemplos de rodovias com camada porosa de atrito sob chuva 166
Figura 4.9 Aspectos da CPA no Aeroporto Santos Dumont – RJ 166
Figura 4.10 Composições granulométricas comparativas entre um SMA e um CA 169
Figura 4.11 Exemplo do aspecto de uma camada de SMA executada em pista 169
Figura 4.12 Características da faixa granulométrica *gap-graded* e a curva usada no experimento da Rodovia Rio–Teresópolis (Fritzen, 2005) 174
Figura 4.13 Aspecto da superfície do revestimento construído com a mistura indicada na Figura 4.12 (Fritzen, 2005) 174
Figura 4.14 Exemplo de aplicação de lama asfáltica em um trecho de via urbana 186
Figura 4.15 Equipamentos de LWT e WTAT usados na dosagem de microrrevestimento e lama asfáltica 187
Figura 4.16 Etapas do ensaio de coesão de dosagem de microrrevestimento asfáltico 187
Figura 4.17 Etapas do ensaio Schulze-Breuer e Ruck de dosagem de microrrevestimento asfáltico 188
Figura 4.18 Exemplos de aplicação de microrrevestimento asfáltico em rodovia de tráfego pesado como restauração funcional 189
Figura 4.19 Exemplo de aplicação de microrrevestimento asfáltico 189
Figura 4.21 Exemplo de fresadora e de serviço de fresagem em uma rodovia 190
Figura 4.20 Exemplo de um rolo de corte de uma fresadora 190
Figura 4.22 Exemplos de equipamentos do tipo fresadoras-recicladoras *in situ* 192
Figura 4.23 Esquema de tratamentos superficiais 193
Figura 4.24 Etapas construtivas de um tratamento superficial simples pelo sistema convencional 196
Figura 4.25 Exemplos de equipamentos e etapas construtivas de um tratamento superficial simples pelo sistema do equipamento especial com silos de agregado e ligante no mesmo veículo 197
Figura 4.26 Ensaio de desgaste LWT modificado para antipó (Duque Neto *et al.,* 2004) 198
Figura 4.27 Ensaio de desgaste WTAT modificado para antipó (Duque Neto *et al.,* 2004) 199
Figura 4.28 Exemplos de aplicação em campo de tratamento antipó com emulsão à base de óleo de xisto (Castro, 2003) 199

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

Tabela 4.1 Faixas granulométricas e requisitos para concreto asfáltico (DNIT 031/2004-ES) 163
Tabela 4.2 Pontos de controle de acordo com o tamanho nominal máximo do agregado (Superpave) 164
Tabela 4.3 Requisitos volumétricos da dosagem Superpave (AASHTO M 323/04) 164
Tabela 4.4 Faixas granulométricas e requisitos de dosagem da camada porosa de atrito (DNER-ES 386/99) 167
Tabela 4.5 Faixas granulométricas e requisitos de SMA pela especificação alemã (ZTV Asphalt – StB 94, 2001) 170
Tabela 4.6 Faixas granulométricas norte-americanas segundo AASHTO MP 8-02 171
Tabela 4.7 Características e propriedades da mistura SMA segundo AASHTO MP 8-02 171
Tabela 4.8 Exemplo de uma faixa *gap-graded* com asfalto-borracha usada em projetos no país 173
Tabela 4.9 Exemplo de características de uma mistura *gap-graded* com asfalto-borracha usada no país 173
Tabela 4.10 Características de asfalto-borracha utilizado em projetos de *gap-graded* 173
Tabela 4.11 Faixas granulométricas e características de dosagem recomendadas pelo DNIT para AAUQ com CAP (DNIT 032/2004 – ES) 175
Tabela 4.12 Faixas granulométricas e características de dosagem recomendadas pelo DNIT para AAUQ com asfalto polímero (DNER-ES 387/99) 175
Tabela 4.13 Características de ligantes duros produzidos na França para emprego em misturas de módulo elevado (EME) (AIPCR, 1999) 177
Tabela 4.14 Revestimentos asfálticos normalizados pela AFNOR (SETRA e LCPC, 1994) 180
Tabela 4.15 Características das misturas asfálticas delgadas (≤ 50mm) para camada de rolamento (Brosseaud, 2002b) 181
Tabela 4.16 Características das misturas asfálticas espessas (> 50mm) para camada de rolamento (Brosseaud, 2002b) 181
Tabela 4.17 Características das misturas asfálticas para camada intermediária ou de ligação (Brosseaud, 2002b) 181
Tabela 4.18 Desempenho mecânico exigido para misturas de módulo elevado EME (NF P 98-140) 182
Tabela 4.19 Desempenho mecânico exigido para misturas de módulo elevado BBME (NF P 98-141) 182
Tabela 4.20 Faixas granulométricas e características de dosagem recomendadas pelo DNIT para pré-misturados a frio (DNER-ES 317/97) 184
Tabela 4.21 Faixas granulométricas e características de mistura recomendadas pelo DNIT para lama asfáltica (DNER-ES 314/97) 186
Tabela 4.22 Exemplo de faixas granulométricas para tratamento superficial duplo DNER-ES 309/97 193

5
Dosagem de diferentes tipos de revestimento

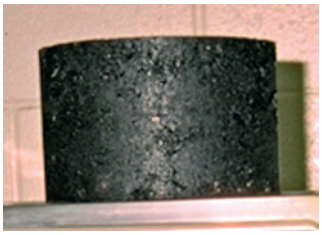
5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo trata da dosagem de diferentes tipos de revestimentos asfálticos: misturas a quente e a frio; misturas recicladas; tratamentos superficiais e microrrevestimentos.

A dosagem de uma mistura asfáltica tem consistido até hoje na escolha, através de procedimentos experimentais, de um teor dito "ótimo" de ligante, a partir de uma faixa granulométrica predefinida. A definição do que vem a ser um teor ótimo não é simples. É possível que esse termo tenha sido escolhido por analogia ao teor ótimo de umidade de um solo, que, para uma determinada energia, é função somente da massa específica. Porém, no caso das misturas asfálticas, são vários os aspectos a serem considerados, e o teor "ótimo" varia conforme o critério de avaliação. Portanto, o mais conveniente é se nomear o teor de ligante dosado como teor de projeto, como forma de ressaltar que sua definição é convencional. Fica a sugestão e ao longo deste texto usar-se-á alternativamente os dois termos.

Durante a evolução dos procedimentos de dosagem, diversas formas de compactação de amostras vêm sendo desenvolvidas. Dependendo do sistema, as amostras podem ser, quanto à forma, cilíndricas, trapezoidais, ou retangulares, e a compactação pode ser realizada através de impacto, amassamento, vibração ou rolagem (Harman *et al*., 2002) conforme exemplos apresentados na Figura 5.1.

O teor de projeto de ligante asfáltico varia de acordo com o método de dosagem, e é função de parâmetros como energia de compactação, tipo de mistura, temperatura a qual o pavimento estará submetido, entre outros. O método de dosagem mais usado mundialmente faz uso da compactação por impacto e é denominado método Marshall em referência ao engenheiro Bruce Marshall que o desenvolveu na década de 1940. Durante a década de 1980, várias rodovias norte-americanas de tráfego pesado passaram a evidenciar deformações permanentes prematuras, que foram atribuídas ao excesso de ligante nas misturas. Muitos engenheiros acreditavam que a compactação por impacto das misturas durante a dosagem produzia corpos-de-prova (CP) com densidades que não condiziam com as do pavimento em campo. Esse assunto foi abordado no estudo realizado nos Estados Unidos sobre materiais asfálticos, denominado Strategic Highway Research Program (SHRP), que resultou em um novo procedimento de dosagem por amassamento, denominado Superpave. O procedimento SHRP-Superpave ainda não é de uso corrente no Brasil, embora vários trabalhos científicos o tenham utilizado (Marques, 2004; Vasconcelos, 2004; Pinheiro, 2004).

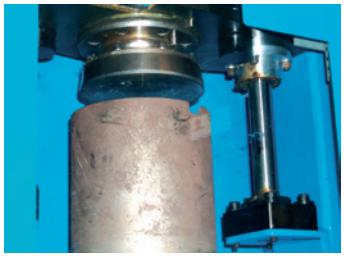


(a) Cilíndrica

(b) Retangular

(c) Trapezoidal

(d) Impacto



(e) Amassamento

(f) Rolagem (Foto: Jorge Pais)

(g) Vibração (APA)

Figura 5.1 Exemplos de corpos-de-prova de diversas formas e compactadores de misturas asfálticas

O método de dosagem Marshall de misturas asfálticas (DNER-ME 043/95) ainda é o mais utilizado no país. Foi concebido no decorrer da 2ª Guerra Mundial como um procedimento para definir a proporção de agregado e ligante capaz de resistir às cargas de roda e pressão de pneus das aeronaves militares. Originalmente a compactação Marshall utilizava um esforço de 25 golpes com o soquete Proctor, seguido de aplicação de uma carga estática de 5.000 libras (2.268kgf) durante dois minutos. A aplicação dessa carga tinha a finalidade de nivelar a superfície do corpo-de-prova, visto que, como o soquete utilizado tinha diâmetro menor que o corpo-de-prova, a superfície final não era totalmente plana. Outras fontes citam a compactação inicial como sendo de 10 golpes seguidos de mais 5 (White, 1985).

Através da análise de trechos experimentais, verificou-se que o teor de ligante escolhido com o uso do método Marshall era muito elevado. As seções construídas com os teores escolhidos apresentavam exsudação com o decorrer do tempo devido à pós-compactação que o tráfego causava. Esse fato indicou que o esforço de compactação então empregado em laboratório era leve, não representando a compactação exercida em campo (White, 1985). Com base nessas observações, estudos foram realizados para

identificar o esforço de compactação que levaria à escolha de um teor de ligante adequado. Variações de peso e diâmetro do soquete se seguiram, resultando na adoção do peso de 10 libras (4,54kgf), 50 golpes e diâmetro de 3 7/8" (White, 1985).

Antes de apresentar os procedimentos de dosagem Marshall e Superpave, são definidos alguns parâmetros que eles utilizam.

5.2 DEFINIÇÕES DE MASSAS ESPECÍFICAS PARA MISTURAS ASFÁLTICAS

A Figura 5.2 (Asphalt Institute, 1995) apresenta um esquema para compreensão do uso dos parâmetros físicos dos componentes – asfalto e agregados – em uma mistura asfáltica que serão utilizados na determinação das massas específicas, aparente e efetiva, dos vazios de ar e do teor de asfalto absorvido em uma mistura asfáltica compactada.

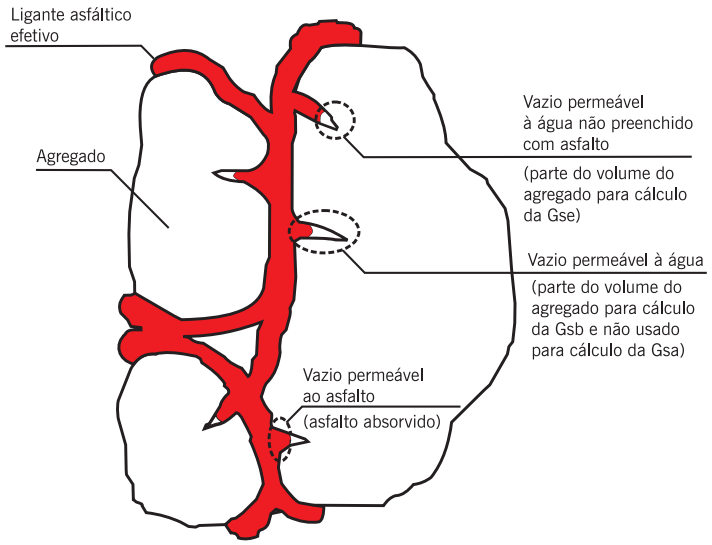


Figura 5.2 Esquema de componentes em uma mistura asfáltica compactada
(Fonte: Asphalt Institute, 1995)

5.2.1 Massa específica aparente de mistura asfáltica compactada

A massa específica aparente, obtida a partir de corpos-de-prova de uma mistura asfáltica compactada (Gmb), é dada pela seguinte razão:

$$Gmb = \frac{Ms}{V_a + V_{ag-efetivo} + V_{ar}} \qquad (5.1)$$

Onde:

Ms = massa seca do corpo-de-prova compactado, g;

V_a = volume de asfalto, cm^3;

$V_{ag\text{-}efetivo}$ = volume efetivo do agregado, cm^3 (Capítulo 3);

V_{ar} = volume de ar (vazios), cm^3.

Em laboratório valores de volumes são facilmente determinados pela diferença entre massas, no caso entre a massa do corpo-de-prova pesada em balança convencional – Figura 5.3(a) – e a massa pesada submersa em balança hidrostática – Figura 5.3(b). Há uma diferença no procedimento da ASTM e do DNER no que diz respeito à consideração da massa do corpo-de-prova a ser pesada para obtenção do volume total do numerador da expressão 5.1.

(a) Pesagem convencional

(b) Pesagem hidrostática

Figura 5.3 Pesagem de corpos-de-prova

De acordo com a ASTM D 1188 ou D 2726, a massa específica aparente de uma mistura asfáltica compactada (Gmb) é numericamente igual à razão entre a massa seca (Ms), a uma temperatura prefixada, e a massa de um volume igual de água destilada livre de gás a mesma temperatura, sendo dada por:

$$Gmb = \frac{Ms}{Msss - Msss_{sub}} \times 0{,}9971 \qquad (5.2)$$

Onde:

$Msss$ = massa de corpo-de-prova compactado na condição de superfície saturada seca, g, que corresponde ao corpo-de-prova com os poros superficiais saturados, sendo eliminado o excesso de água – Figura 5.4;

$Msss_{sub}$ = massa de corpo-de-prova compactado na condição de superfície saturada seca e posteriormente submerso em água, g;

$0{,}9971$ = massa específica da água a 25ºC, g/cm^3.

No procedimento ASTM D 2726 a $Msss_{sub}$ é medida com o corpo-de-prova diretamente submerso em água e deve ser usada em corpos-de-prova que absorvam até 2% de água. Caso contrário, deve-se usar o procedimento ASTM D 1188, no qual o corpo-de-prova é envolto em material impermeável. O procedimento AASHTO T 166 (2000) também trata da determinação da $Msss_{sub}$.

(a) Após retirada da imersão em água

(b) Remoção da água na superfície do corpo-de-prova com toalha absorvente

Figura 5.4 Obtenção da condição de superfície saturada seca em corpo-de-prova de mistura asfáltica compactada

O DNER-ME 117/94 fixa o modo pelo qual se determina a massa específica aparente de mistura asfáltica em corpos-de-prova moldados em laboratório ou obtidos em pista. Segundo esse método, a massa específica aparente é definida como a relação entre a massa seca do corpo-de-prova compactado e a diferença entre essa massa seca (Ms) e a massa seca do corpo-de-prova posteriormente submersa em água (Ms_{sub}), ou seja:

$$Gmb = \frac{Ms}{Ms - Ms_{sub}} \times 0{,}9971 \qquad (5.3)$$

Observe-se que o procedimento do DNER difere do procedimento da ASTM D 2726 na forma de considerar o volume do corpo-de-prova para cálculo da Gmb (denominadores das expressões 5.2 e 5.3). Enquanto na ASTM considera-se para cálculo deste volume a diferença entre a massa na condição de superfície saturada seca e a massa da mistura nessa condição e posteriormente submersa em água, o DNER não emprega o conceito de superfície saturada seca. Sendo assim, os valores da massa específica aparente de misturas asfálticas medidos pela metodologia americana e brasileira apresentarão valores diferentes. Cuidado deve ser tomado para não se usar esses dois conceitos distintos simultaneamente.

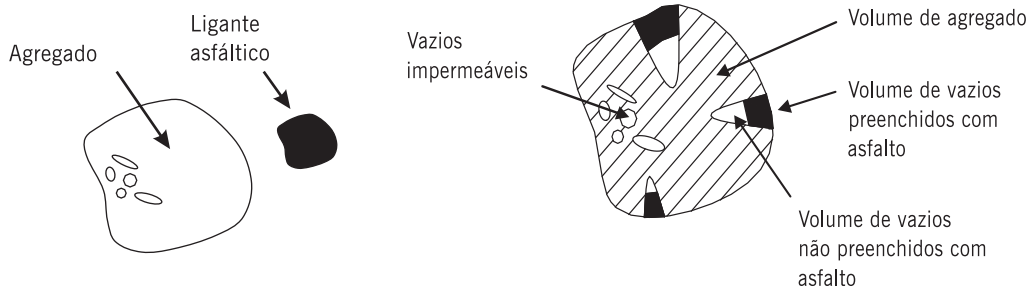
O mesmo método DNER-ME 117/94 fixa os procedimentos para a determinação da densidade aparente de misturas abertas e muito abertas através da utilização de parafina e fita adesiva, o que no caso da ASTM é dado por um outro método, o ASTM D 1188.

5.2.2 Massas específicas máximas teóricas e medida de misturas asfálticas

A massa específica máxima teórica, tradicionalmente denominada densidade máxima teórica (sigla DMT no Brasil), é dada pela ponderação entre as massas dos constituintes da mistura asfáltica e é descrita mais adiante – Figura 5.5(a). Esse parâmetro é definido na norma de dosagem de misturas asfálticas ABNT NBR 12891.

A massa específica máxima medida, no Brasil denominada densidade máxima medida (DMM), é dada pela razão entre a massa do agregado mais ligante asfáltico e a soma dos

volumes dos agregados, vazios impermeáveis, vazios permeáveis não preenchidos com asfalto e total de asfalto, conforme ilustrado na Figura 5.5(b). Neste livro será adotada a terminologia *Gmm* para esse parâmetro de modo a ficar consistente com a terminologia das massas específicas dos agregados apresentada no Capítulo 3. A *Gmm* também é chamada de densidade específica Rice (James Rice desenvolveu esse procedimento de teste). Esse parâmetro pode ser determinado em laboratório seguindo a ASTM 2041 (2000) ou a AASHTO T 209 (1999). No Brasil não há ainda método normatizado para essa determinação, embora alguns órgãos e instituições de pesquisa já adotem alguma variação das referidas normas norte-americanas.



(a) Volumes para a DMT **(b) Volumes para a *Gmm***

Figura 5.5 Ilustração dos volumes considerados na determinação da DMT e da *Gmm*

A *DMT* ou a *Gmm* são usadas no cálculo de: percentual de vazios de misturas asfálticas compactadas, absorção de ligante pelos agregados, massa específica efetiva do agregado (*Gse*, referida no Capítulo 3), teor de asfalto efetivo da mistura asfáltica e ainda para fornecer valores alvo para a compactação de misturas asfálticas através do compactador giratório. Uma outra utilização desses parâmetros é encontrada na determinação da massa específica de misturas asfálticas já compactadas em campo. Juntamente com a espessura do pavimento, a *DMT* ou a *Gmm* é necessária para que se estime a massa específica da mistura, sem extração de corpos-de-prova, através do método que faz uso do densímetro nuclear ou eletromagnético.

Adiante são descritos três procedimentos de determinação da *DMT* e *Gmm*: (i) ponderação das densidades reais (*DMT*); (ii) método do querosene (*Gmm*); (iii) ASTM D 2041 utilizando vácuo (*Gmm*). Vasconcelos *et al.* (2003) mostram que esses três procedimentos podem levar a uma variação de teor de projeto de asfalto de até 0,4% quando se consideram agregados com pouca absorção de ligante. No Brasil, o parâmetro em questão é tradicionalmente obtido através do primeiro procedimento, de formulação teórica em que a equação que define a *DMT* é função das massas específicas reais dos componentes da mistura asfáltica e da proporção com que cada um dos componentes participa na mistura total.

Ponderação das massas específicas reais

A determinação da DMT é comumente realizada através de uma ponderação das massas específicas reais dos materiais que compõem a mistura asfáltica (brita 3/4", areia de campo, pó-de-pedra e asfalto, por exemplo). O ensaio de massa específica (correspondente numericamente à densidade) nesses agregados é feito segundo as normas do DNER para agregado graúdo (DNER-ME 81/98) e agregado miúdo (DNER-ME 84/95), conforme mostrado no Capítulo 3. De posse das massas específicas reais de todos os materiais e suas respectivas proporções, faz-se uma ponderação para a determinação da DMT da mistura para os diferentes percentuais de ligante. A expressão 5.4 apresenta o cálculo da DMT através das massas (M_i) e das massas específicas reais (G_i) dos materiais constituintes.

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{G_a} + \frac{\%Ag}{G_{Ag}} + \frac{\%Am}{G_{Am}} + \frac{\%f}{G_f}} \qquad (5.4)$$

Onde:

$\%a$ = porcentagem de asfalto, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica (por exemplo, no caso de um teor de asfalto de 5%, utiliza-se o número 5 na variável %*a* no denominador da expressão);

$\%Ag$, $\%Am$ e $\%f$ = porcentagens do agregado graúdo, agregado miúdo e fíler, respectivamente, expressas em relação à massa total da mistura asfáltica;

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

Esta expressão pode ainda ser usada com as massas específicas efetivas dos agregados ou até a média entre as massas específicas reais e aparentes (Pinto, 1996), conceitos definidos no Capítulo 3. A determinação da DMT através da expressão 5.4 depende da norma utilizada para a obtenção das massas específicas reais dos materiais granulares, ASTM ou DNER. A massa específica efetiva é normalmente determinada para os agregados graúdos. Para o fíler e para o agregado miúdo utiliza-se somente o valor da massa específica real, uma vez que as normas brasileiras para determinação das massas específicas destes dois materiais somente indicam procedimentos para a massa específica real. Sem o valor da massa específica aparente não se pode determinar a massa específica efetiva pela média dos dois valores. É possível determinar a massa específica efetiva do agregado miúdo também como mostrado no Capítulo 3.

Massa específica máxima medida – procedimento com vácuo

A obtenção da Gmm em laboratório pode seguir o método ABNT NBR 15619, os métodos norte-americanos ASTM D 2041 (2000), AASHTO T 209 (1999) ou o método europeu EN 12697-5. A Figura 5.6 (Marques, 2004) ilustra um exemplo de equipamento utilizado nesse ensaio. A *Gmm* através do vácuo é empregada em projetos de misturas asfálticas dos Estados Unidos, Canadá (Instituto de Asfalto, 1989), África do Sul (Jooste, 2000), Austrália (APRG, 1997) e Europa (Heide, 2003).

(a) Calibração do Kitasato

(b) Preparação da amostra de mistura na bandeja

(c) Colocação da amostra no Kitasato

(d) Preenchimento com água

(e) Colocação do conjunto no agitador, aplicação de vácuo e detalhe de desprendimento de ar pela aplicação de vácuo

(f) Pesagem final

Figura 5.6 Exemplo de procedimento para determinação da *Gmm* em laboratório

(Fotos: Marques, 2004)

Para a realização do ensaio pesa-se, inicialmente, 1.500g da mistura (para tamanho máximo nominal de até 12,5mm) em um recipiente de massa conhecida. Em seguida, ele é preenchido com água a 25°C até que toda a mistura fique coberta. É então aplicada uma pressão de vácuo residual no recipiente de 30mmHg (aplicação de 730mmHg), por um período de 15 minutos, a fim de expulsar o ar existente entre os agregados recobertos pelo filme de ligante, conforme ilustrado esquematicamente na Figura 5.7.

Observe-se nesse procedimento, que a temperatura de ensaio gira em torno da temperatura ambiente, não havendo desestruturação de grumos formados por agregados e ligante asfáltico. A permanência desses grumos faz com que os vazios existentes entre os dois materiais permaneçam sem alteração, tendo o vácuo a função apenas de expulsão do ar entre os grumos (Figura 5.7).

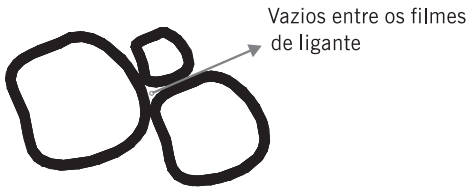


Figura 5.7 Ilustração dos vazios existentes entre os agregados recobertos ou entre os grumos

Após o período de vácuo, é restabelecida a pressão ambiente no recipiente. Completa-se então com água o volume do recipiente. O conjunto (recipiente, mistura asfáltica e água) é imerso em banho térmico para obtenção de equilíbrio de temperatura e posteriormente pesado, conforme indica a seqüência da Figura 5.8.

(a) Imersão do conjunto em banho térmico

(b) Pesagem do conjunto

Figura 5.8 Seqüência final do procedimento para determinação da *Gmm*

A vantagem do procedimento descrito é a obtenção da massa específica da mistura asfáltica sem a necessidade da obtenção das massas específicas dos seus constituintes separadamente, além de já considerar a absorção de ligante pelos agregados.

A Gmm é determinada pela expressão 5.5, devidamente ilustrada na Figura 5.9:

$$G_{mm} = \frac{A}{A+B-C} \times 0{,}9971 \qquad (5.5)$$

Onde:

A = massa da amostra seca em ar, g;

B = massa do recipiente com volume completo com água, g;

C = massa do recipiente + amostra submersa em água, g.

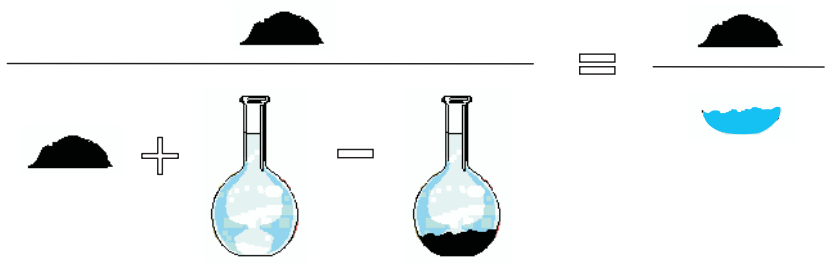


Figura 5.9 Massas consideradas para o cálculo da *Gmm*

Massa específica máxima medida – procedimento com querosene

O ensaio proposto por Castro Neto (1996) para obtenção da Gmm foi concebido visando criar um método em que o ar dos vazios fosse expulso da mistura sem a aplicação de vácuo. A motivação do referido autor deu-se devido à dificuldade da realização do ensaio com aplicação de vácuo em laboratórios de obras. O método substitui o vácuo utilizado na norma ASTM D 2041 pela introdução de querosene como líquido de imersão da mistura asfáltica.

Um resumo do procedimento realizado em laboratório para a determinação da Gmm de misturas asfálticas através do método proposto por Castro Neto (1996) é o seguinte:

- determinar a massa do picnômetro (P);
- completar o picnômetro com querosene com auxílio do béquer e determinar a massa do picnômetro completo com querosene (P_1) para temperaturas entre 10 e 35°C;
- determinar a massa do picnômetro completado com água destilada (P_2) para temperaturas entre 10 e 35°C;
- adicionar aproximadamente 1 litro de querosene no picnômetro e determinar a massa do conjunto (P_3) a qualquer temperatura;
- verter a mistura asfáltica lentamente dentro do picnômetro com querosene com o auxílio da espátula e funil. A quantidade mínima da amostra deve ser de 1.200g com diâmetro máximo de 19,1mm e sua temperatura deve estar próxima de 100°C;
- determinar a massa do conjunto (P_4);
- realizar pequenos movimentos de rotação no conjunto e, logo após, agitar a amostra com uma haste para expulsão do ar existente nos vazios. Ao retirar a haste, limpá-la com a pisseta;

- completar o picnômetro com querosene, colocar a tampa e determinar a nova massa (P_5);
- imediatamente após a determinação da massa (P_5), agitar a mistura e determinar sua temperatura t com precisão de 0,5°C. É conveniente que a temperatura esteja entre ±5°C em relação à temperatura ambiente.

Após o procedimento descrito acima é possível calcular a massa específica máxima da mistura, *MEM(t)*, a uma dada temperatura através da expressão 5.6:

$$MEM(t) = \frac{(P_4 - P_3) \times (P_1 - P)}{(P_4 + P_1 - P_5 - P_3) \times (P_2 - P)} \quad (5.6)$$

A determinação da massa específica máxima a 25°C, *MEM(25°C)*, é dada por:

$$MEM(25°C) = \frac{MEM(t)}{[1 + (3{,}783 \times 10^{-5} \times (25 - t))]} \quad (5.7)$$

Para a utilização dessa fórmula, Castro Neto (1996) admitiu que a variação volumétrica por cm³ por °C de uma amostra com 5% de ligante seja de 3,783 × 10^{-5}cm³, conforme ASTM D 2041. A *MEM(25°C)* é igual à *Gmm* (expressão 5.8) e é obtida pelo procedimento descrito anteriormente.

$$Gmm = \frac{MEM(25°C)}{0{,}9971} \quad (5.8)$$

A calibração do picnômetro é um passo indispensável para a boa aproximação dos resultados. A massa do picnômetro completo com querosene, assim como com água destilada, varia de forma considerável com a temperatura que o conjunto apresenta. É importante que o picnômetro apresente tampa de borracha, para evitar entrada da parte líquida entre a tampa e o picnômetro, e que dentro da borracha exista um orifício preenchido com vidro, para que a leitura seja realizada em uma marca de referência nesse vidro de diâmetro reduzido, conforme ilustrado na Figura 5.10. Quanto menor o diâmetro, mais precisas serão as leituras, porém é importante que o diâmetro permita colocação do material líquido com uma pipeta.

Figura 5.10 Tampa de borracha com orifício preenchido com vidro de diâmetro reduzido

Castro Neto (1996) verificou que durante a execução dos ensaios o querosene desestrutura qualquer grumo de ligante e agregado, fazendo com que a quase totalidade do ar dos vazios seja expulsa logo no primeiro contato entre esses constituintes. Isso pode ser explicado também pelo fato de a temperatura de execução do ensaio atingir cerca de 100°C, facilitando essa desestruturação. Como o querosene é diluente do asfalto, o ensaio deve ser realizado em curto espaço de tempo de modo a evitar a total desestruturação que levaria à mesma inconsistência da determinação da DMT pela ponderação das massas específicas reais, conforme ilustrado na Figura 5.5(a). A total desestruturação dos grumos faz com que os vazios permeáveis existentes entre agregado e ligante, ilustrados na Figura 5.5(b), sejam preenchidos com querosene, modificando assim o volume considerado na determinação da Gmm.

5.2.3 Considerações sobre a volumetria de misturas asfálticas

Segundo Roberts *et al.* (1996), uma compreensão básica da relação massa-volume de misturas asfálticas compactadas é importante tanto do ponto de vista de um projeto de mistura quanto do ponto de vista da construção em campo. É importante compreender que o projeto de mistura é um processo volumétrico cujo propósito é determinar o volume de asfalto e agregado requerido para produzir uma mistura com as propriedades projetadas. Entretanto, medidas do volume de agregados e asfalto no laboratório ou em campo são muito difíceis. Por essa razão, para simplificar o problema de medidas, massas são usadas no lugar de volumes e a massa específica é usada para converter massa para volume.

Dois parâmetros muito importantes são os vazios na mistura total (VTM) ou vazios de ar na mistura asfáltica compactada (no Brasil comumente chamado simplesmente de volume de vazios ou V_V) e o volume de vazios nos agregados minerais (VAM), que representa o que não é agregado numa mistura, ou seja, vazios com ar e asfalto efetivo (descontado o asfalto que foi absorvido pelo agregado). A Figura 5.11 ilustra esses volumes e ainda os vazios cheios com betume (VCB), que diz respeito tanto ao asfalto disponível para a mistura como àquele absorvido, e a relação betume-vazios, dada pela razão Asfalto Efetivo/VAM.

O cálculo acurado desses volumes é influenciado pela absorção parcial do asfalto pelo agregado. Se o asfalto não é absorvido pelo agregado, o cálculo é relativamente direto e a massa específica aparente (*Gsb*) do agregado pode ser usada para calcular o volume de agregado. Se a absorção do asfalto é idêntica à absorção de água como definido pela ASTM C 127 ou C 128, o cálculo é relativamente direto e a massa específica real (*Gsa*) pode ser usada para calcular o volume de agregados. Visto que quase todas as misturas têm absorção parcial de asfalto, os cálculos são menos diretos como explicado adiante.

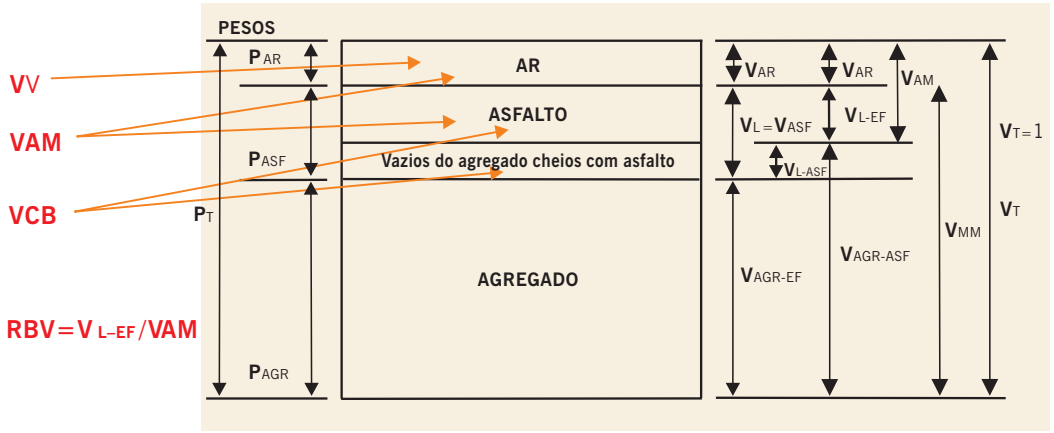


Figura 5.11 Ilustração da volumetria em uma mistura asfáltica

5.3 MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE

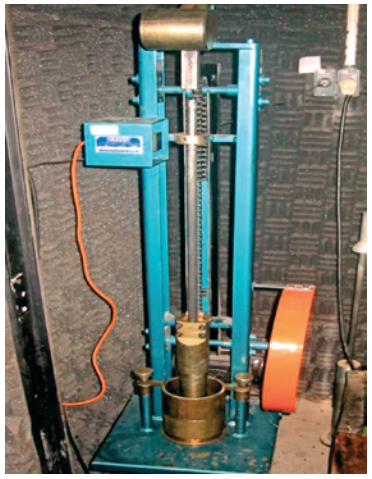
O primeiro procedimento de dosagem documentado para misturas asfálticas é conhecido como método Hubbard-Field. Ele foi originalmente desenvolvido para dosagem de misturas de areia e asfalto (composta por agregados miúdos e ligante, conforme descrito no Capítulo 4) e posteriormente modificado para aplicação em misturas com agregados graúdos (Asphalt Institute, 1956). Segundo Roberts *et al*. (1996), entre 1940 e metade da década de 1990, 75% dos departamentos de transportes norte-americanos utilizavam o método Marshall e 25% o método Hveem. A partir de então foi introduzido o método Superpave que vem gradativamente substituindo os outros dois. No Brasil tem-se utilizado principalmente o método Marshall, ou suas variações, tendo o uso do método Superpave sido mais restrito a pesquisas no âmbito das universidades do país.

A norma DNER-ME 43/95, que trata do método de dosagem Marshall, recomenda o esforço de compactação de 50 golpes para pressão de pneu até 7kgf/cm^2 e de 75 golpes para a pressão de 7kgf/cm^2 a 14kgf/cm^2. Não há, na norma, nenhuma recomendação com relação à freqüência de aplicação dos golpes. Esse aspecto se verifica, também, na norma da ASTM D 5581 (ASTM, 2001), assim como nas especificações da AASHTO referentes ao método Marshall. A Figura 5.12 apresenta o compactador Marshall em sua forma manual e automática.

5.3.1 Dosagem Marshall – misturas densas

Segue uma explicação passo a passo do procedimento de determinação dos parâmetros gerados numa dosagem Marshall para concreto asfáltico usado em camada de rolamento; passos semelhantes valem para outras misturas a quente considerando as respectivas particularidades.

(a) Manual



(b) Automático

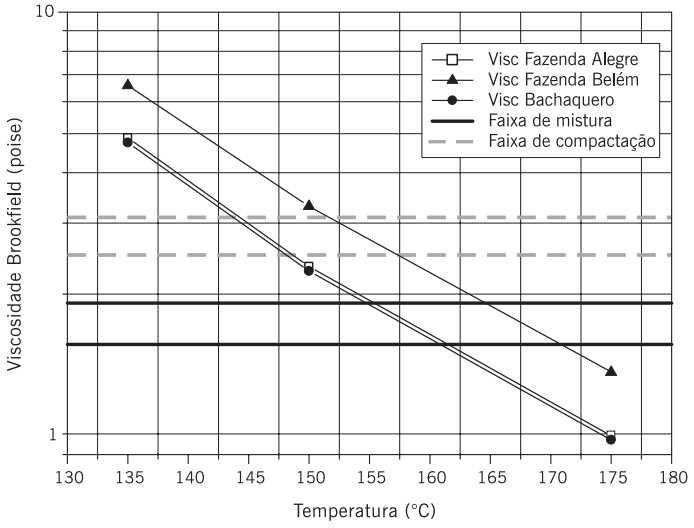
Figura 5.12 Exemplos de compactadores Marshall

1. Determinação das massas específicas reais do cimento asfáltico de petróleo (CAP) e dos agregados, conforme indicado nos Capítulos 2 e 3, respectivamente.
2. Seleção da faixa granulométrica a ser utilizada de acordo com a mistura asfáltica (DNIT, Diretoria de Engenharia da Aeronáutica, órgãos estaduais ou municipais etc.).
3. Escolha da composição dos agregados, de forma a enquadrar a sua mistura nos limites da faixa granulométrica escolhida (Tabela 5.1). Ou seja, é escolhido o percentual em massa de cada agregado para formar a mistura. Note-se que neste momento não se considera ainda o teor de asfalto, portanto, $\Sigma\ \%_n = 100\%$ (onde "n" varia de 1 ao número de diferentes agregados na mistura). A porcentagem-alvo na faixa de projeto corresponde à composição de agregados escolhida, podendo em campo variar entre um mínimo e um máximo em cada peneira de acordo com a especificação (Tabela 4.1 do Capítulo 4). Observe-se ainda que a porcentagem-alvo deve estar enquadrada dentro da faixa selecionada, como no exemplo da Tabela 5.1, a Faixa C do DNIT;

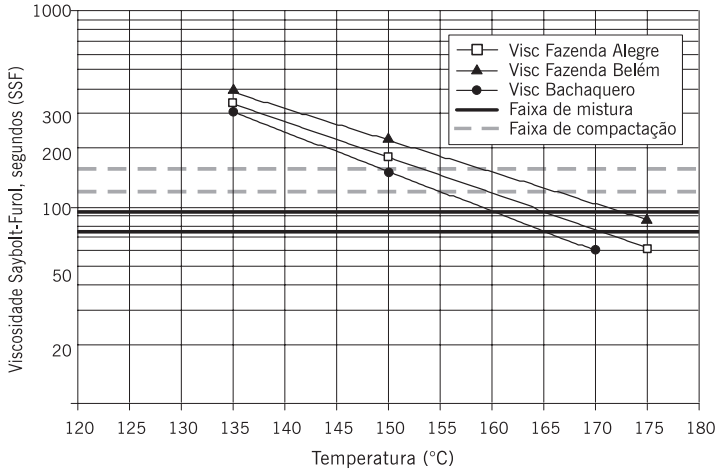
TABELA 5.1 EXEMPLO DA COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS
(números indicam percentual passante em cada peneira)

Peneira	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó-de-pedra	Areia de campo	Fíler	Faixa de projeto			Faixa C	
	25%	36%	20%	18%	1%	%mín.	%alvo	%máx.	%mín.	%máx.
3/4"	100	100	100	100	100		100,0			100
1/2"	72	100	100	100	100	86	93,1	100	80	100
3/8"	33	98	100	100	100	76	82,6	90	70	90
Nº 4	5	30	98	100	100	46	50,6	56	44	72
Nº 10	3	6	82	99	100	33	38,0	43	22	50
Nº 40	2	2	39	68	100	17	22,2	27	8	26
Nº 80	1	1	21	41	100	10	13,1	16	4	16
Nº 200	0	1	10	21	95	5	7,1	10	2	10

4. Escolha das temperaturas de mistura e de compactação, a partir da curva viscosidade-temperatura do ligante escolhido (Figura 5.13). A temperatura do ligante na hora de ser misturado ao agregado deve ser tal que a sua viscosidade esteja situada entre 75 e 150SSF (segundos Saybolt-Furol), de preferência entre 75 e 95SSF ou 0,17±0,02Pa.s se medida com o viscosímetro rotacional. A temperatura do ligante não deve ser inferior a 107ºC nem superior a 177ºC. A temperatura dos agregados deve ser de 10 a 15ºC acima da temperatura definida para o ligante, sem ultrapassar 177ºC. A temperatura de compactação deve ser tal que o ligante apresente viscosidades na faixa de 125 a 155SSF ou 0,28±0,03Pa.s.



(a) Curva viscosidade (Brookfield) *versus* temperatura



(b) Curva viscosidade (Saybolt-Furol) *versus* temperatura

Figura 5.13 Exemplos de curvas de viscosidade obtidas em diferentes viscosímetros e faixas de mistura e compactação

5. Adoção de teores de asfalto para os diferentes grupos de CPs a serem moldados. Cada grupo deve ter no mínimo 3 CPs. Conforme a experiência do projetista, para a granulometria selecionada, é sugerido um teor de asfalto (T, em %) para o primeiro grupo de CPs. Os outros grupos terão teores de asfalto acima (T+0,5% e T+1,0%) e abaixo (T-0,5% e T-1,0%). Os CPs são moldados conforme indica a seqüência da Figura 5.14.

(a) Adição de asfalto aos agregados

(b) Homogeneização da mistura

(c) Colocação da mistura no molde

(d) Compactação da mistura

(e) Extração do corpo-de-prova do molde

(f) Medidas das dimensões do corpo-de-prova

Figura 5.14 Moldagem de corpos-de-prova tipo Marshall em laboratório

6. Após o resfriamento e a desmoldagem dos corpos-de-prova, obtêm-se as dimensões do mesmo (diâmetro e altura). Determinam-se para cada corpo-de-prova suas massas seca (M_S) e submersa em água (M_{Ssub}). Com estes valores é possível obter a massa específica aparente dos corpos-de-prova (Gmb), que, por comparação com a massa específica máxima teórica (DMT), vai permitir obter as relações volumétricas típicas da dosagem. Estas relações volumétricas serão mostradas no passo 9.
7. A partir do teor de asfalto do grupo de CPs em questão (%*a*), ajusta-se o percentual em massa de cada agregado, ou seja, %*n* = %*n** × (100% – %*a*), onde %*n* é o percentual em massa do agregado "*n*" na mistura asfáltica já contendo o asfalto. Note-se que enquanto Σ %*n** = 100%, após o ajuste, Σ %*n* = 100% – %a, conforme exemplo da Tabela 5.2.

TABELA 5.2 AJUSTE DO PERCENTUAL EM MASSA DOS AGREGADOS EM FUNÇÃO DO TEOR DE ASFALTO (por simplificação são mostrados apenas quatro teores)

Teor de asfalto, %	5,5	6,0	6,5	7,0
Brita 3/4", %	23,625	23,500	23,375	23,250
Brita 3/8", %	34,020	33,840	33,660	33,480
Areia de campo, %	18,900	18,800	18,700	18,600
Pó-de-pedra, %	17,010	16,920	16,830	16,740
Fíler, %	0,945	0,940	0,935	0,930

8. Com base em %*n*, %*a*, e nas massas específicas reais dos constituintes (G_i), calcula-se a DMT correspondente ao teor de asfalto considerado (%*a*) usando-se a expressão 5.4 anteriormente apresentada, conforme exemplo da Tabela 5.3;

TABELA 5.3 MASSA ESPECÍFICA REAL DOS CONSTITUINTES (g/cm³) E DMT DA MISTURA EM FUNÇÃO DO TEOR DE ASFALTO

Constituintes	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Areia de campo	Pó-de-pedra	Fíler	Asfalto
Massa específica real, g/cm³	2,656	2,656	2,645	2,640	2,780	1,0268

Teor de asfalto, %	5,5	6,0	6,5	7,0
DMT	2,439	2,422	2,404	2,387

9. Cálculo dos parâmetros de dosagem para cada CP, conforme expressões 5.9 e 5.10, e exemplo da Tabela 5.4:

Volume dos corpos-de-prova: $V = M_S - M_{Ssub}$ (5.9)

Massa específica aparente da mistura: $Gmb = \frac{M_S}{V}$ (5.10)

TABELA 5.4 CÁLCULO DA MASSA ESPECÍFICA DAS MISTURAS COMPACTADAS
(por simplificação são mostrados apenas dois corpos-de prova, quando devem ser usados três para cada teor de asfalto)

Teor de asfalto, %	5,5		6,0		6,5		7,0	
M_S, g	1184,3	1180,2	1185,0	1184,4	1184,0	1188,1	1188,0	1183,4
M_{Ssub}, g	676,8	673,7	679,2	679,7	677,8	682,0	680,0	678,0
Volume, cm³	507,5	506,5	505,8	504,7	506,2	506,1	508,0	505,4
Gmb, g/cm³	2,334	2,330	2,343	2,347	2,339	2,348	2,339	2,342
Gmb médio, g/cm³	2,332		2,345		2,343		2,340	

Os parâmetros volumétricos a seguir devem ser sempre calculados com valores de *Gmb* médio de três corpos-de-prova:

Volume de vazios: $$V_v = \frac{DMT - Gmb}{DMT} \quad (5.11)$$

Porcentagem em massa dos agregados: $$\sum \%n = 100 - \%a \quad (5.12)$$

Vazios do agregado mineral: $$VAM = 100 - \left(\frac{G_{mb} \times \sum \%n}{G_{sb}} \right) \quad (5.13)$$

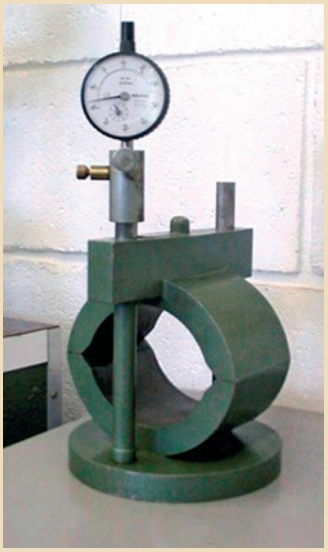
Relação betume/vazios: $$RBV = 100 \times \left(\frac{VAM - V_v}{VAM} \right) \quad (5.14)$$

10. Após as medidas volumétricas, os corpos-de-prova são submersos em banho-maria a 60°C por 30 a 40 minutos, conforme Figura 5.15(a). Retira-se cada corpo-de-prova colocando-o imediatamente dentro do molde de compressão – Figura 5.15(b). Determinam-se, então, por meio da prensa Marshall ilustrada na Figura 5.16(a), os seguintes parâmetros mecânicos resultantes da curva obtida na Figura 5.16(b):

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

No Brasil, grande parte dos laboratórios dispõe de prensas Marshall que usam anel dinamométrico para leitura da carga e um medidor mecânico de fluência, não permitindo a obtenção da curva mostrada na Figura 5.16(b), tendo, portanto, pouca precisão na determinação dos parâmetros.

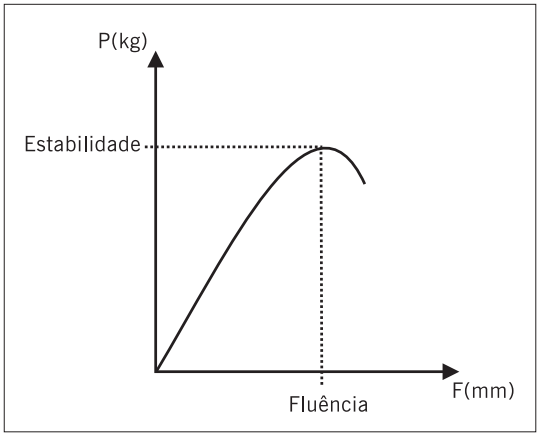
(a) Corpos-de-prova submersos em água a 60°C



(b) Molde de compressão

Figura 5.15 Exemplo de corpos-de-prova submersos em banho-maria e molde de compressão

(a) Prensa Marshall



(b) Curva resultante do ensaio

Figura 5.16 Exemplo de equipamento de ensaio de estabilidade Marshall

Com todos os valores dos parâmetros volumétricos e mecânicos determinados, são plotadas seis curvas em função do teor de asfalto que podem ser usadas na definição do teor de projeto. A Figura 5.17 apresenta essas curvas com os dados do exemplo discutido.

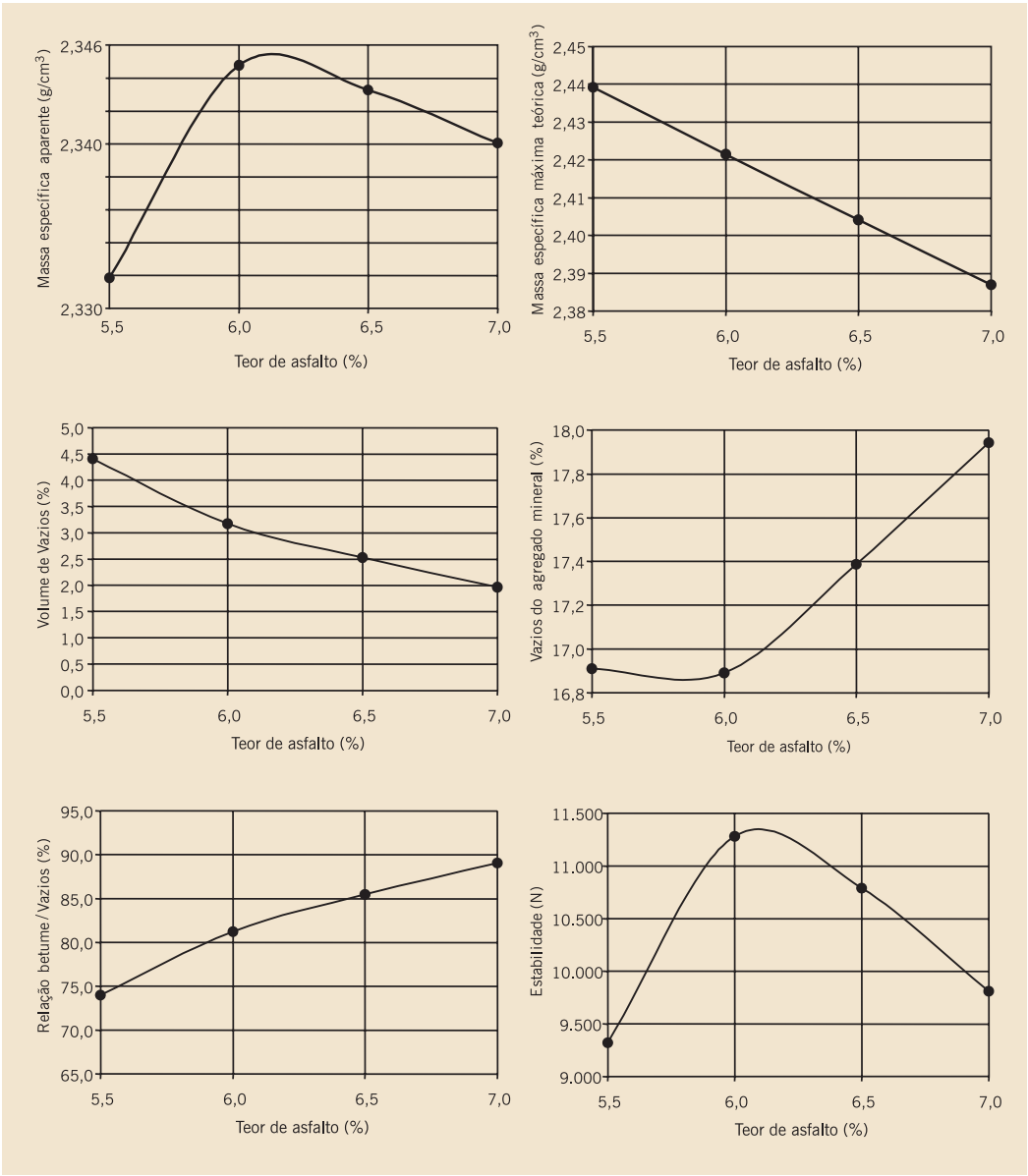


Figura 5.17 Exemplos de curvas dos parâmetros determinados na dosagem Marshall

Determinação do teor de projeto de ligante asfáltico

O método de dosagem Marshall pode apresentar diversas alternativas para escolha do teor de projeto de ligante asfáltico. Segundo Napa (1982), a escolha do teor de asfalto primordialmente para camadas de rolamento em concreto asfáltico é baseada somente no volume de vazios (Vv), correspondente a 4%, ou o Vv correspondente à média das especificações. No Brasil, a escolha do teor de projeto correspondente a um Vv de 4% também é adotada no estado de São Paulo pela Dersa. Observa-se distinção de procedimentos para definição do teor de projeto dependendo do órgão, empresa ou instituto

de pesquisa. É comum também a escolha se dar a partir da estabilidade Marshall, da massa específica aparente e do Vv. Nesse caso, o teor de projeto é uma média de três teores, correspondentes aos teores associados à máxima estabilidade, à massa específica aparente máxima da amostra compactada e a um Vv de 4% (ou média das especificações).

Ainda outra forma de se obter o teor de projeto é fazendo uso somente de dois parâmetros volumétricos, Vv e RBV, o que é mostrado a seguir.

Os parâmetros determinados no passo 10 são correspondentes a cada CP. Os valores de cada grupo são as médias dos valores dos CPs com o mesmo teor de asfalto (Figura 5.18).

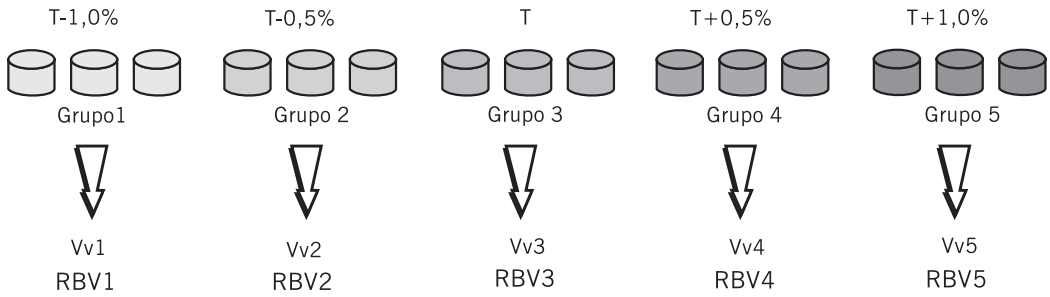


Figura 5.18 Representação esquemática dos grupos de corpos-de-prova

Pode-se então selecionar o teor de projeto a partir dos parâmetros de dosagem Vv e RBV. Com os cinco valores médios de Vv e RBV obtidos nos grupos de corpos-de-prova é possível traçar um gráfico (Figura 5.19) do teor de asfalto (no eixo "x") *versus* Vv (no eixo "y1") e RBV (no eixo "y2"). Adicionam-se então linhas de tendência para os valores encontrados dos dois parâmetros.

O gráfico deve conter ainda os limites específicos das duas variáveis, indicados pelas linhas tracejadas, e apresentados na Tabela 5.5. A partir da interseção das linhas de tendência do Vv e do RBV com os limites respectivos de cada um destes parâmetros, são determinados quatro teores de CAP (X1, X2, X3 e X4). O teor ótimo é selecionado tomando a média dos dois teores centrais, ou seja, teor ótimo = (X2 + X3)/2.

TABELA 5.5 EXEMPLOS DE LIMITES DE Vv E RBV PARA DIFERENTES FAIXAS GRANULOMÉTRICAS DE CONCRETO ASFÁLTICO

Faixas	Vv (%)		RBV (%)	
	Mín	Máx	Mín	Máx
A (DNIT 031/2004)	4	6	65	72
B e C (DNIT 031/2004)	3	5	75	82
3 (Aeronáutica, rolamento)	3	5	70	80
7 (Aeronáutica, ligação)	5	7	50	70

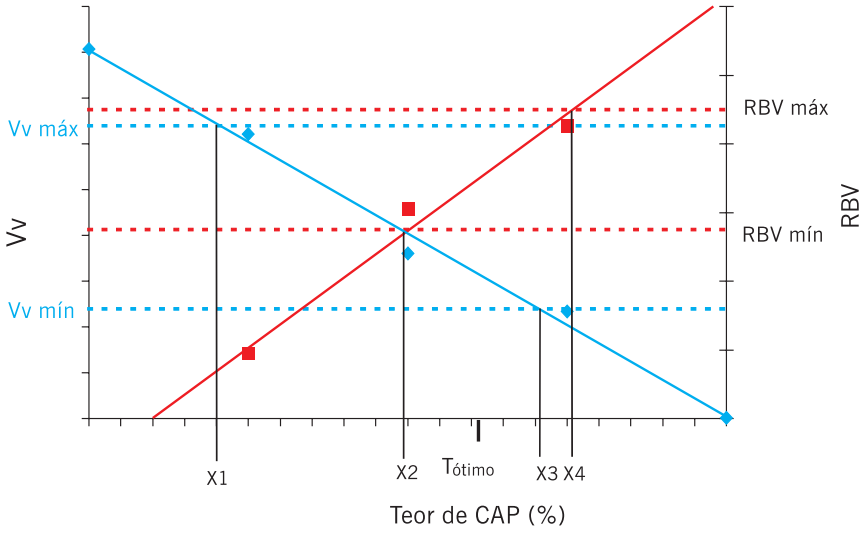


Figura 5.19 Teor de asfalto *versus* Vv e RBV

Para exemplificar o método, a Tabela 5.6 apresenta a escolha do teor de projeto de uma mistura de concreto asfáltico na faixa B do DNER com o CAP 30/45. Foi inicialmente escolhido um teor de asfalto de 5,0%. Os demais grupos foram dosados com 4,0%, 4,5%, 5,5% e 6,0%. Os valores dos parâmetros de dosagem apresentados são relativos às médias dos CPs de cada grupo. Na última linha da tabela é indicado o teor ótimo determinado através de um gráfico como o da Figura 5.19. O teor de projeto é dado por (X2 + X3)/2, onde X1 = 4,4%, X2 = 4,6%, X3 = 5,4% e X4 = 5,5%.

TABELA 5.6 RESULTADOS DA DOSAGEM

Teores de asfalto, %	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0
Gmb, g/cm³	2,350	2,356	2,371	2,369	2,380
Vv, %	5,837	4,907	3,603	2,967	1,805
VAM, %	15,0	15,2	15,1	15,7	15,7
RBV, %	61,1	67,8	76,2	81,1	88,5
Teor de projeto, %	5,0				

Ressalte-se que os critérios convencionais volumétricos não garantem que o teor de projeto, dito "ótimo", corresponda necessariamente ao melhor teor para todos os aspectos do comportamento de uma mistura asfáltica. Com a disseminação dos métodos mecanísticos de dimensionamento, recomenda-se que numa dosagem racional a mistura seja projetada para um determinado nível de resistência à tração (RT) e de módulo de resiliência (MR), de maneira que os conjuntos de tensões nas camadas que compõem a estrutura do pavimento não venham a diminuir a vida útil do pavimento. Estes outros parâmetros mecânicos são discutidos no Capítulo 6.

A Tabela 5.7 mostra, como exemplo, os requisitos exigidos pela especificação DNIT-ES 031/2004 para serviços de concreto asfáltico a serem usados em revestimentos de pavimentos e que compõem os parâmetros a serem atendidos na dosagem de laboratório e no campo. Atente para o fato de que nesta especificação recente o parâmetro de RT já faz parte das exigências a serem atendidas na dosagem, talvez ainda discriminada a RT de forma não adequada, visto que só é definido um valor mínimo para este parâmetro e ainda associado à presença do parâmetro estabilidade.

TABELA 5.7 REQUISITOS DE DOSAGEM DE CONCRETO ASFÁLTICO DO DNIT-ES 031/2004)

Características	Método de ensaio	Camada de rolamento	Camada de ligação
Vv, %	DNER-ME 043	3 – 5	4 – 6
RBV, %	DNER-ME 043	75 – 82	65 – 72
Estabilidade mín., kgf (75 golpes)	DNER-ME 043	500	500
RT a 25ºC, mín., MPa	DNER-ME 138	0,65	0,65

5.3.2 Considerações finais sobre a dosagem Marshall

É importante considerar que a dosagem Marshall, realizada normalmente no país, segue as orientações da norma do DNER e que esta, embora parecida com a da ASTM e com os procedimentos recomendados pelo Instituto de Asfalto norte-americano, não foi talvez atualizada de acordo com as mudanças ocorridas nas citadas normas estrangeiras ao longo de revisões sucessivas, em pelo menos dois pontos importantes:

- a consideração da absorção de ligante pelos agregados e o uso da massa seca com superfície saturada;
- o uso de fórmula para cálculo da DMT. Na ASTM e no Instituto de Asfalto só se utiliza a *Gmm*, o que já leva em conta a absorção dos agregados e tem interferência muito grande nas determinações das relações volumétricas.

Assim, julgam os autores que há necessidade de se modificar as normas do ensaio Marshall de dosagem de concreto asfáltico urgentemente para adaptá-la ao padrão ASTM que é também o padrão usado em muitos outros países, nestes aspectos comentados e em outros. O uso do método Rice para a determinação da DMT foi objeto de pesquisa no IPR nas décadas de 1960 e 1970. Julgou-se na época que o ensaio não tinha repetibilidade adequada. Porém é importante considerar que houve uma grande evolução dos equipamentos usados neste ensaio especialmente no caso do vácuo e das balanças e atualmente a repetibilidade do método como descrito na ASTM 2041 (2000) é bastante satisfatória e evita a necessidade de se medir repetidas vezes as densidades dos agregados das várias frações e a absorção de água que não estima corretamente a absorção dos ligantes.

Também, apesar da existência de normas ABNT e DNER padronizando o método Marshall, há ainda uma dispersão significativa em seus resultados, e entre os diversos fatores

que causam esta dispersão, citam-se a forma de compactação dos corpos-de-prova, as características dos equipamentos usados e as condições operacionais do processo, o que caracteriza ainda uma variabilidade de resultados sob condições idênticas de materiais (Coelho e Sória, 1992). Motta (1998) relata algumas críticas relativas ao método Marshall. Entre elas, a pouca representatividade do método de compactação em relação ao campo e a grande influência na determinação do teor de projeto derivada de fatores ligados à preparação dos corpos-de-prova (tipo de soquete, formas de apoio etc.).

Francken *et al*. (1997) comentam que em um importante estudo interlaboratorial realizado em nível internacional pela RILEM, verificou-se uma variação entre 5,4 e 6,8% de teor de projeto determinado através do método de dosagem Marshall, para uma mesma mistura testada. Uma comparação entre os resultados dos diversos laboratórios envolvidos no estudo e o laboratório de referência apresentou considerável diferença, demonstrando assim que na utilização do método Marshall os procedimentos de trabalho dos laboratórios não são sempre semelhantes. Concluem que há necessidade de estar sempre se revendo normas, definições, equipamentos, procedimentos de preparação de amostras, calibrações e interpretações de resultados, de forma a retreinar os técnicos e melhorar a reprodutibilidade e a confiança nos resultados. Outro fator relevante nesse processo é o reduzido número de corpos-de-prova exigidos pela norma (mínimo de três), impossibilitando assim qualquer análise estatística dos resultados.

Na concepção do método Marshall, a compactação manual foi a única utilizada. Posteriormente, a compactação automática foi desenvolvida, poupando esforço do operador (Kandhal e Koehler, 1985), e também evitando sua influência durante a aplicação dos golpes. No entanto já foi constatado que geralmente corpos-de-prova compactados manualmente apresentam densidades maiores do que corpos-de-prova compactados automaticamente. Para levar em conta a diferença entre os resultados da compactação manual e automática, o método da AASHTO requer que quando do uso de compactação automática, que esta seja calibrada para que os resultados sejam comparáveis aos da compactação manual (Kandhal e Koehler, 1985).

No estudo de Aldigueri *et al.* (2001), utilizando o mesmo procedimento e apenas variando a forma de compactação, obteve-se uma diferença de 0,6% no teor de projeto para uma mesma mistura analisada. O fator de maior influência na diferença entre os dois tipos de compactação foi a freqüência de aplicação dos golpes. Corpos-de-prova compactados na mesma freqüência (1Hz), tanto no procedimento manual como no automático, apresentam densidades aparentes semelhantes. Os corpos-de-prova compactados manualmente e com freqüências mais altas apresentaram densidades aparentes maiores. No intervalo de freqüências utilizadas no referido estudo verificou-se uma diferença absoluta de até 1,43% de Vv entre os corpos-de-prova compactados com maior e menor freqüência. Os autores recomendam que, para garantir maior uniformidade entre os resultados de dosagem Marshall, deve-se estipular o tempo de compactação quando da utilização de compactação manual, e utilizar-se sempre que possível a compactação automática para eliminar a possível interferência ocasionada pelo ritmo de compactação imposto pelo operador.

Reforça-se também a necessidade de se explorar melhor a granulometria dos agregados disponíveis além de se dosar cada mistura em função do asfalto escolhido e da estrutura na qual será empregada. Para um bom projeto é preciso compatibilizar as características do concreto asfáltico com toda a estrutura do pavimento, o que não é garantido quando se obtém o teor de projeto a partir de requisitos tradicionais. Recomenda-se, durante a dosagem, testar as misturas com ensaios tais como RT, MR e fadiga. Mais forte ainda deve ser o alerta quanto à necessidade de fiscalização no campo, tanto nas usinas quanto na pista, pois todo sucesso de qualquer projeto passa pela fabricação e aplicação correta da mistura.

5.3.3 Dosagem Superpave

A maioria das misturas asfálticas a quente produzida nos Estados Unidos entre 1940 e 1990 foi dosada utilizando a metodologia Marshall ou Hveem (Roberts *et al*., 1996). Desde 1993, porém, as universidades e departamentos de transporte norte-americanos vêm utilizando a metodologia Superpave, ainda em fase de testes no Brasil. Na pesquisa SHRP várias mudanças foram realizadas. Foi proposta uma metodologia distinta que consiste basicamente em estimar um teor provável de projeto através da fixação do volume de vazios e do conhecimento da granulometria dos agregados disponíveis.

A maior diferença entre este novo procedimento e o Marshall é a forma de compactação. Enquanto na dosagem Marshall, a compactação é feita por impacto (golpes), na dosagem Superpave é realizada por amassamento (giros) – Figura 5.1(d) e (e).

Outra diferença que pode ser citada entre os dois processos é a forma de escolha da granulometria da mistura de agregados. A metodologia Superpave incluiu os conceitos de pontos de controle e zona de restrição, conforme mencionado no Capítulo 4. Teoricamente, pareceria razoável que a melhor graduação para os agregados nas misturas asfálticas fosse aquela que fornecesse a graduação mais densa. A graduação com maior densidade acarreta uma estabilidade superior através de maior contato entre as partículas e reduzidos vazios no agregado mineral. Porém, é necessária a existência de um espaço de vazios tal que permita que um volume suficiente de ligante seja incorporado. Isto garante durabilidade e ainda permite algum volume de vazios na mistura para evitar exsudação.

Vários investigadores propuseram faixas granulométricas para a densidade máxima. A mais conhecida é a curva de Fuller proposta por Fuller e Thompson em 1907 cuja expressão é:

$$P = 100 \left(\frac{d}{D} \right)^n \tag{5.15}$$

Onde:

P = porcentagem de material que passa na peneira de diâmetro d;

d = diâmetro da peneira em questão;

D = tamanho máximo do agregado, definido como uma peneira acima do *tamanho nominal máximo*, sendo este último definido como o tamanho de peneira maior que a primeira peneira que retém mais que 10% de material.

Os estudos de Fuller mostraram que a granulometria de densidade máxima pode ser obtida para um agregado quando $n = 0{,}50$. Na década de 1960, a Federal Highway Administration dos Estados Unidos adotou o expoente como 0,45.

Graficamente, a granulometria é mostrada num eixo cuja ordenada é a porcentagem que passa e a abscissa é uma escala numérica da razão "tamanhos de peneira/tamanho máximo do agregado", elevada à potência de 0,45 (ou somente "tamanho da peneira" elevado a 0,45). A granulometria de densidade máxima é uma linha reta que parte da origem e vai até o ponto do tamanho máximo do agregado – Figura 5.20(a). Uma granulometria que repouse sobre ou próxima a esta linha não permitirá a incorporação de um volume adequado de ligante.

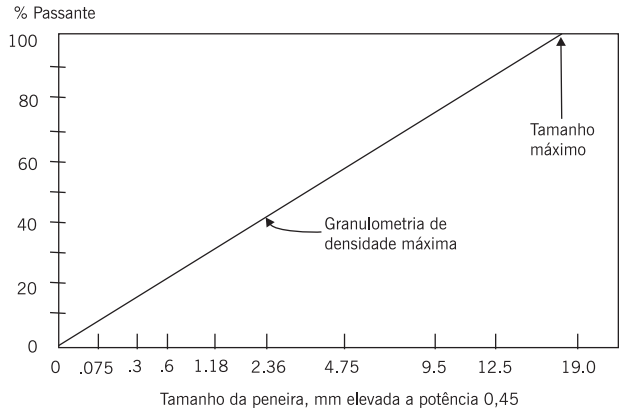
Nas especificações Superpave para granulometria dos agregados foram acrescentadas duas características ao gráfico de potência 0,45: (a) pontos de controle e (b) zona de restrição:

- os pontos de controle funcionam como pontos mestres onde a curva granulométrica deve passar. Eles estão no tamanho máximo nominal, um no tamanho intermediário (2,36mm) e um nos finos (0,075mm);
- a zona de restrição (ZR) repousa sobre a linha de densidade máxima e nas peneiras intermediárias (4,75mm ou 2,36mm) e no tamanho 0,3mm. Forma uma região na qual a curva não deve passar. Granulometrias que violam a zona de restrição possuem esqueleto pétreo frágil, que dependem muito do ligante para terem resistência ao cisalhamento. Estas misturas são muito sensíveis ao teor de ligante e podem facilmente deformar. As especificações Superpave recomendam, mas não obrigam, que as misturas possuam granulometrias abaixo da zona de restrição.

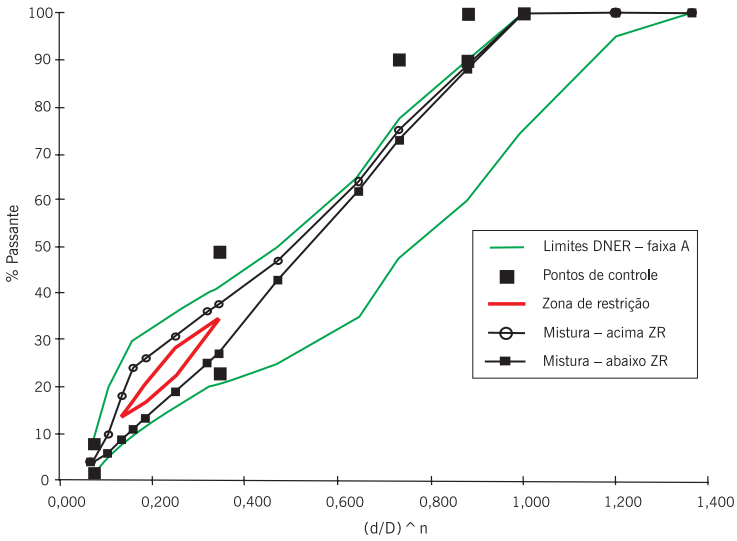
Embora as zonas de restrição não façam mais parte das especificações Superpave, a Figura 5.20(b) ilustra um exemplo com os limites da Faixa A de concreto asfáltico do DNIT – Tabela 4.1, duas curvas granulométricas enquadradas nesta faixa, os respectivos pontos de controle e zona de restrição, relativos às duas misturas, ambas com tamanho máximo nominal igual a 19mm (3/4").

O tamanho do molde a ser utilizado na dosagem Superpave é um aspecto importante. O molde de 150mm de diâmetro é o requerido nas especificações Superpave, porém o Compactador Giratório Superpave (CGS) também admite moldagem de corpos-de-prova com 100mm, conforme mostrado adiante. No estudo realizado por Jackson e Cozor (2003) não foi observada diferença significativa no percentual da massa específica máxima (%*Gmm*) para os corpos-de-prova moldados com o cilindro de 100 e 150mm. Os autores advertem que a adequação dos dois tamanhos de molde é limitada a misturas com tamanho máximo de agregado de 25,4mm, ou menor.

No procedimento Superpave-SHRP há três níveis de projeto de mistura dependendo do tráfego e da importância da rodovia, conforme indicado na Tabela 5.8. Dependendo do tráfego, o projeto de mistura pode estar completo após o projeto volumétrico (Nível 1). Valores de tráfego (número N) sugeridos como limites entre os diferentes níveis são 10^6 e 10^7. Nos Níveis 2 e 3, ensaios baseados em desempenho são conduzidos para otimizar o projeto a fim de resistir a falhas como deformação permanente, trincamento por fadiga e trincamento à baixa temperatura.



(a) Granulometria de densidade máxima



(b) Exemplo de granulometria num gráfico com pontos de controle e zona de restrição

Figura 5.20 Exemplo de granulometria adequada à especificação Superpave

TABELA 5.8 ORGANIZAÇÃO HIERÁRQUICA DO MÉTODO SUPERPAVE

Nível	1	2	3
Critério	Volumétrico	Volumétrico Ensaios de previsão de desempenho a uma temperatura	Volumétrico Ensaios de previsão de desempenho a três temperaturas
N (AASHTO)	$< 10^6$	10^6 a 10^7	$\geq 10^7$

O projeto de mistura é todo feito utilizando o CGS. Trata-se de um equipamento portátil e prático com boa repetibilidade e reprodutibilidade. Um exemplo de CGS padronizado pelo Superpave está ilustrado na Figura 5.21 e tem as seguintes características:

- ângulo de rotação de 1,25 ± 0,02°;
- taxa de 30 rotações por minuto;
- tensão de compressão vertical durante a rotação de 600kPa;
- capacidade de produzir corpos-de-prova com diâmetros de 150 e 100mm.

Certas características devem ser calibradas periodicamente. O item crítico de calibração é o sistema de medida de altura, normalmente obtido por meio de corpos-de-prova de referência de dimensões conhecidas. A célula de carga pode ser calibrada por meio de um anel ou outra célula de carga de precisão adequada e já calibrada. A velocidade de giro pode ser checada por medida de tempo da rotação sob número conhecido de revoluções. Outro item crítico é a calibração do ângulo de giro, que pode ser efetuada por vários meios que dependem do compactador. Um método de calibração do ângulo envolve o uso de transferidor digital que mede diretamente o desvio do ângulo de um local fixo. Outro método usa extensores precisos para medidas coletadas com molde a várias orientações. As medidas são usadas para cálculo do ângulo de giro. Em qualquer caso, o ângulo deve ser checado com o molde contendo o corpo-de-prova sob condições de carregamento.

Passo a passo para determinação do teor de projeto – Superpave

O primeiro passo do procedimento Superpave consiste na escolha de três composições granulométricas com os materiais à disposição. O passo seguinte é a compactação de corpos-de-prova (CGS) com um teor de tentativa para cada mistura (dois corpos-de-prova por mistura), obtido por meio de estimativas usando-se a massa específica efetiva

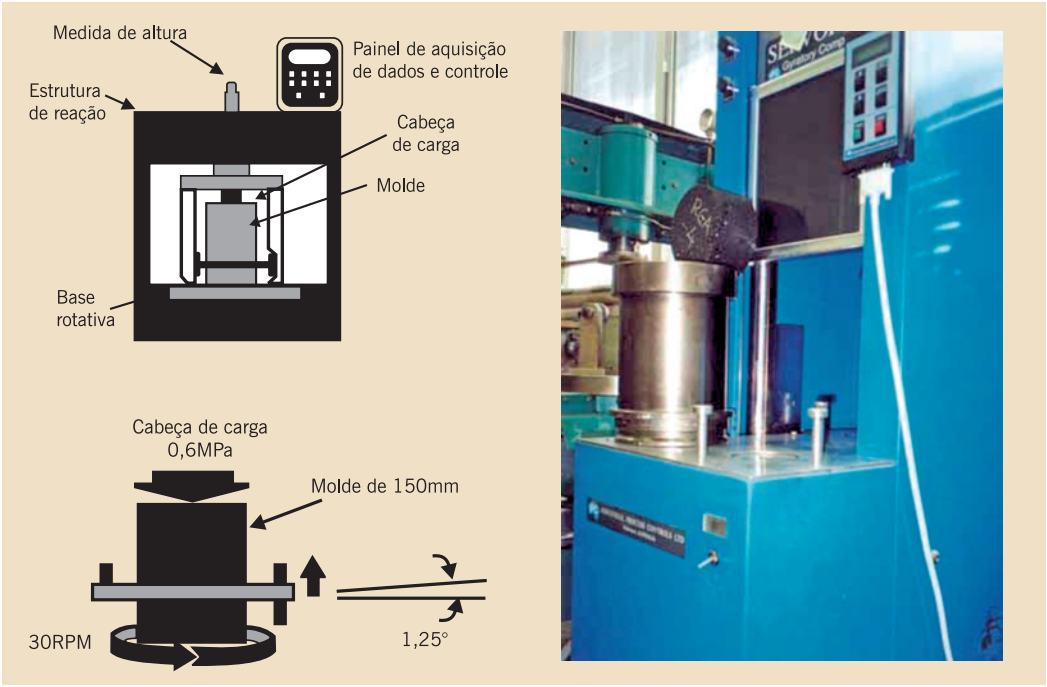


Figura 5.21 Ilustração esquemática e exemplo de compactador giratório Superpave (CGS)

dos agregados (Capítulo 3). Dessas misturas experimentais se obtêm as propriedades volumétricas (Vv, VAM e RBV) após a compactação dos corpos-de-prova no compactador giratório com o número de giros de projeto (determinado em função do tráfego, conforme visto mais adiante).

Além dos requisitos volumétricos tradicionais mencionados, verifica-se também a proporção pó/asfalto, que corresponde à razão entre o teor de material passante na peneira Nº 200 e o teor de ligante, parâmetro que deve estar entre 0,6 e 1,2. Considerações sobre o efeito desse parâmetro podem ser encontradas em Motta e Leite (2000).

A premissa principal do projeto de misturas Superpave Nível 1 (único abordado neste livro) é que a quantidade de ligante usada deve ser tal que a mistura atinja 4% de vazios no número de giros de projeto. Caso isto não ocorra nesta mistura experimental, faz-se uma estimativa por meio de fórmulas empíricas para saber qual teor de ligante deve ser usado para se atingir os 4% de vazios. Este teor calculado será o teor de ligante estimado para cada mistura. O procedimento Superpave faculta ao projetista escolher qual das misturas testadas, entre as três composições granulométricas, melhor atende às exigências volumétricas especificadas para o projeto.

A etapa seguinte da metodologia Superpave consiste da seleção do teor de ligante asfáltico de projeto. Para isto são confeccionados corpos-de-prova no teor de ligante estimado, conforme descrito anteriormente. Outros corpos-de-prova devem ser confeccionados considerando outros três teores, o teor estimado ±0,5% e +1%. Os corpos-de-prova são novamente compactados no $N_{projeto}$ e as propriedades volumétricas correspondentes obtidas. O teor final de projeto é aquele que corresponde a um Vv = 4%. O fluxograma da dosagem em questão é ilustrado na Figura 5.22, sendo os detalhes dos passos apresentados a seguir.

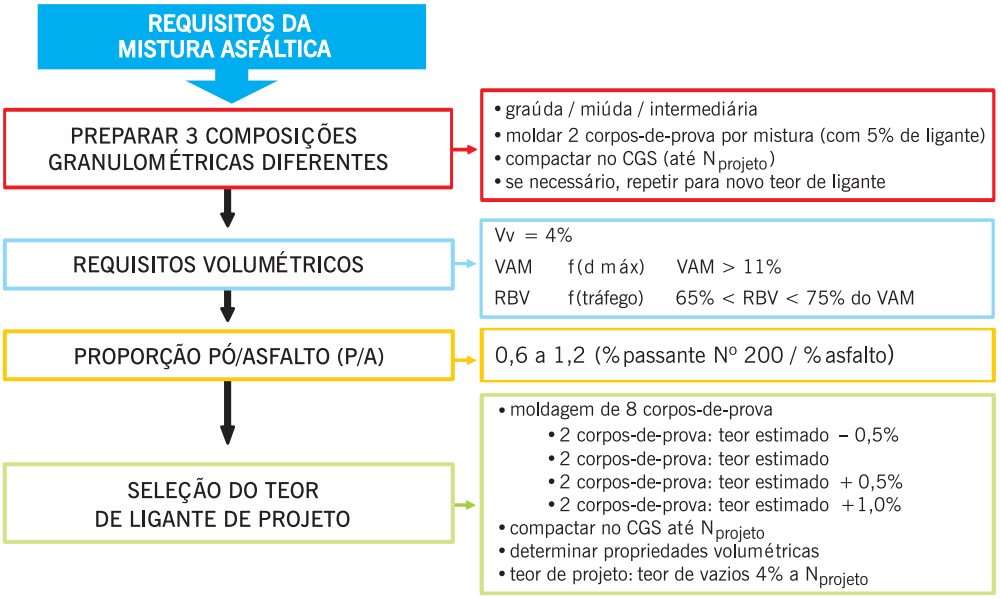


Figura 5.22 Fluxograma da dosagem Superpave

Determinação do teor de ligante inicial

No procedimento Superpave, para a definição do teor de asfalto (ligante) inicial de projeto utilizam-se expressões empíricas baseadas nos seguintes parâmetros: massas específicas aparente e real da composição de agregados, fator de absorção desta composição, percentual de agregados na mistura, Vv da mistura, massa específica do ligante e tamanho máximo nominal de peneira para a composição de agregados.

Considera-se que o teor de ligante inicial é aquele no qual os vazios dos agregados não absorvem mais ligante. Tal consideração implica que quantidades de ligante iguais ou maiores que este teor comporão uma mistura de agregados com massa específica efetiva constante. Conforme apresentado no Capítulo 3, a massa específica efetiva do agregado é a relação entre a massa seca do agregado e o volume da parte sólida deste grão mais o volume dos vazios preenchidos por asfalto.

O teor inicial de ligante é estimado de acordo com os seguintes cinco passos, sendo as grandezas definidas após a expressão 5.20.

- *Passo 1*: cálculo da massa específica efetiva da composição de agregados (Gse) considerando máxima absorção de ligante pelos vazios dos agregados:

$$Gse = Gsb + F_a \times (Gsa - Gsb) \tag{5.16}$$

- *Passo 2*: cálculo do volume de ligante absorvido (V_{la}). Neste passo precisa-se assumir um determinado teor de ligante, P_l, e um conseqüente teor de agregado, P_{ag}, ambos em massa:

$$V_{la} = \frac{P_{ag} \times (1 - Vv)}{\left(\frac{P_l}{G_l} + \frac{P_{ag}}{Gse}\right)} \times \left(\frac{1}{Gsb} - \frac{1}{Gse}\right) \tag{5.17}$$

- *Passo 3*: cálculo do volume de ligante efetivo (V_{le}):

$$V_{le} = 0{,}081 - 0{,}02931 \times ln(TMN) \tag{5.18}$$

- *Passo 4*: cálculo da massa de agregado (M_{ag}):

$$M_{ag} = \frac{P_{ag} \times (1 - Vv)}{\left(\frac{P_l}{G_l} + \frac{P_{ag}}{Gse}\right)} \tag{5.19}$$

- *Passo 5*: estimativa do teor de ligante inicial (P_{li}):

$$P_{li} = \left[\frac{G_l \times (V_{le} + V_{la})}{\left[G_l \times (V_{le} + V_{la}) + M_{ag}\right]}\right] \times 100 \tag{5.20}$$

Onde:

M_{ag} = massa de agregado, g;

Gsb = massa específica aparente da composição de agregados, g/cm³;

Gsa = massa específica real da composição de agregados, g/cm³;

G_l = massa específica do ligante, g/cm³;

F_a = fator de absorção;

P_l = teor de ligante, % em massa (admitido para uma determinada faixa granulométrica, por exemplo, 5%);

P_{ag} = percentual de agregados na mistura, % em massa, dado por $(1 - P_l)$;

P_{li} = teor de ligante inicial, % em massa;

Vv = volume de vazios, %;

V_{la} = volume de ligante absorvido, %;

V_{le} = volume de ligante efetivo, %;

TMN = tamanho máximo nominal de peneira para a composição de agregados, polegadas.

A partir do valor da Gmm (ASTM D 2041), calcula-se a Gse da composição de agregados para o teor de ligante inicial estimado (expressão 5.21). Esta última é assumida constante, ou seja, independente do teor de ligante, e usada no cálculo das $Gmms$ dos demais teores pela expressão 5.22.

$$Gse = \frac{100 - P_l}{\frac{100}{Gmm} + \frac{P_l}{G_l}} \quad (5.21)$$

$$Gmm = \frac{100}{\frac{P_{ag}}{Gse} + \frac{P_l}{G_l}} \quad (5.22)$$

Determinação do teor de ligante de projeto

Realiza-se a compactação de dois CPs no teor de ligante inicial (P_{li}), bem como em mais três outros teores (±0,5 e +1,0% em relação ao P_{li}). A compactação é realizada no CGS, com pressão aplicada de 600kPa e o ângulo de rotação de 1,25º. A seqüência do procedimento de compactação é apresentada na Figura 5.23. Destaca-se o fato da mistura não-compactada permanecer em estufa à temperatura de compactação (função da viscosidade do ligante – Figura 5.13) por um período de 2 horas antes da compactação – Figura 5.23(a), de modo a simular o envelhecimento de curto prazo durante a usinagem.

Realizada a compactação de um corpo-de-prova, é feita a pesagem (a seco, submersa e superfície saturada seca) (ASTM D 3203-94) para determinação do Vv da mistura compactada para três esforços de compactação (número de giros):

- $N_{inicial}$, esforço de compactação inicial;
- $N_{projeto}$, esforço de compactação de projeto (no qual Vv deve ser igual a 4%);
- $N_{máximo}$, esforço de compactação máximo (representa a condição de compactação da mistura ao fim da sua vida de serviço).

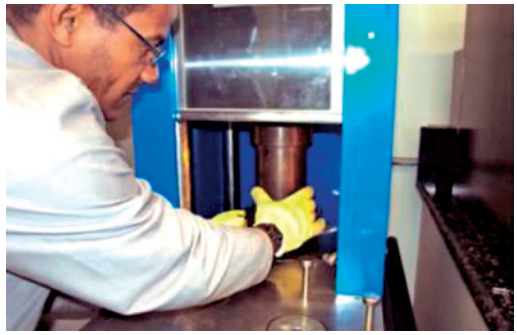
(a) Simulação do envelhecimento de curto prazo em estufa

(b) Retirada do molde e material da estufa

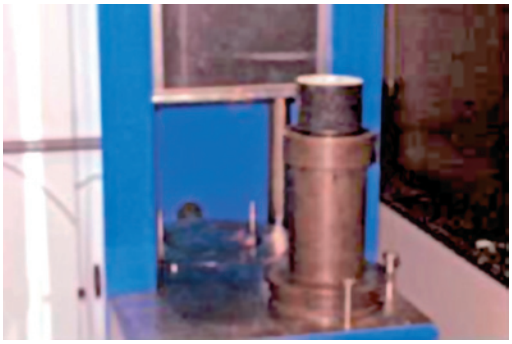
(c) Colocação do papel-filtro no fundo do molde

(d) Colocação da mistura no molde

(e) Colocação do papel-filtro no topo do molde após a mistura



(f) Ajuste do corpo-de-prova para compactação



(g) Extração do corpo-de-prova após compactação

(h) Corpos-de-prova Superpave (diâmetros 150 e 100mm) e corpo-de-prova Marshall (100mm) e respectivos moldes

Figura 5.23 Seqüência do procedimento de compactação Superpave

Os esforços de compactação $N_{inicial}$ e $N_{máximo}$ são usados para se avaliar a compactabilidade da mistura. O $N_{projeto}$ é usado para se selecionar o teor de ligante de projeto. Estes valores são função do tráfego (N), e variam conforme indicado na Tabela 5.9.

TABELA 5.9 NÚMERO DE GIROS ESPECIFICADOS NA NORMA DE DOSAGEM SUPERPAVE

Parâmetros de compactação			Tráfego
$N_{inicial}$	$N_{projeto}$	$N_{máximo}$	
	50	75	Muito leve (local)
7	75	115	Médio (rodovias coletoras)
8	100	160	Médio a alto (vias principais, rodovias rurais)
9	125	205	Alto volume de tráfego (interestaduais, muito pesado)

Durante o processo de compactação, a massa específica do CP é monitorada em função da altura. Esta massa específica, referida como percentual da *Gmm*, pode ser plotada *versus* o número de giros (ou *versus* o logaritmo do número de giros) – Figura 5.24. Este processo permite avaliar a compactabilidade da mistura, ou seja, sua trabalhabilidade e seu potencial de densificação, que depende do esqueleto mineral (agregados).

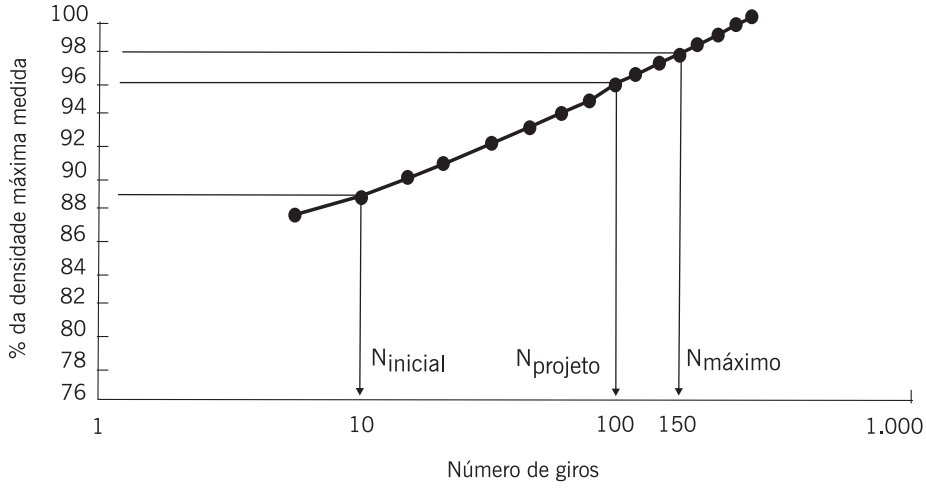


Figura 5.24 Curva de compactação típica obtida do CGS (Motta *et al*., 1996)

As massas específicas estimadas da mistura asfáltica (*Gmb*), correspondentes aos esforços de compactação $N_{inicial}$, $N_{projeto}$ e $N_{máximo}$ são, respectivamente, $G_{inicial}$, $G_{projeto}$, $G_{máximo}$, expressas como percentuais da massa específica máxima (*Gmm*). Para garantir uma estrutura de esqueleto mineral adequada, as especificações exigem: $G_{inicial} \leq 89\%$ *Gmm*. O valor limite para $G_{máximo}$ garante que a mistura não vai compactar excessivamente sob o tráfego previsto e ter um comportamento plástico levando a

deformações permanentes. As especificações exigem $G_{máximo} \leq 98\%$ *Gmm*. Em outras palavras, o volume de vazios mínimo deve ser 2%. O teor de projeto deve satisfazer os critérios apresentados na Tabela 5.10.

TABELA 5.10 CRITÉRIOS VOLUMÉTRICOS PARA ESCOLHA DO TEOR DE PROJETO

Esforço de compactação (número de giros)	Relação entre massa específica aparente e a *Gmm* (%)	Vv (%)
$N_{inicial}$	< 89%	> 11%
$N_{projeto}$	96%	4%
$N_{máximo}$	< 98%	> 2%

Os dados do CGS são usados da seguinte forma, sendo um exemplo de compactação apresentado na Tabela 5.11:

- estima-se a *Gmb* para cada número de giros em função da altura do corpo-de-prova;
- corrige-se a *Gmb* estimada em cada giro a partir de *Gmb* no $N_{máximo}$; esta correção se deve à consideração do corpo-de-prova como um cilindro perfeito, o que na realidade não é;
- determina-se a *Gmb* corrigida como uma porcentagem em relação à *Gmm*, para cada número de giros.

TABELA 5.11 EXEMPLO DE COMPACTAÇÃO POR AMASSAMENTO (CGS)

CP N° 1: Massa Total = 4869g				
Gmm = 2,563g/cm³				
N° de giros	Altura, mm	*Gmb* (estimada) g/cm³	*Gmb* (corrigida) g/cm³	%*Gmm*
8 ($N_{inicial}$)	127,0	2,170	2,218	86,5
50	118,0	2,334	2,385	93,1
100	115,2	2,391	2,444	95,4
109 ($N_{projeto}$)	114,9	2,398	2,451	95,6
150	113,6	2,425	2,478	96,7
174 ($N_{máximo}$)	113,1	2,436	2,489	97,1
Gmb (medida)	–	2,489	–	–

As condições de projeto estabelecidas para a mistura do exemplo na Tabela 5.11 foram tais que levaram a: $N_{máximo} = 174$, $N_{inicial} = 8$ e $N_{projeto} = 109$. Durante a compactação, a altura é medida automaticamente pelo CGS após cada giro, sendo registrada para o número de giros correspondente na 1ª coluna. Os valores de *Gmb* (estimada) foram determinados por:

$$Gmb\,(estimada) = \frac{M_m}{V_{mx}} \tag{5.23}$$

Onde:

Mm = massa do CP, g, que independe do número de giros;

V_{mx} = volume do CP no molde durante a compactação, cm³, dado por:

$$V_{mx} = \frac{\pi d^2 h_x}{4} \times 0{,}001 cm^3/mm^3 \quad (5.24)$$

Onde:

d = diâmetro do molde (150 ou 100mm);

h_x = altura do corpo-de-prova no molde durante a compactação, mm.

Para ilustrar esta determinação, considere as condições do CP a 50 giros. A altura do CP é de 118mm. O volume estimado do mesmo a 50 giros é:

$$V_{mx} = \frac{\pi (150\,mm)^2 118{,}0\,mm}{4} \times 0{,}001 cm^3/mm^3 = 2085{,}2 cm^3 \quad (5.25)$$

Assim, a Gmb (estimada) a 50 giros é:

$$Gmb\,(estimada) = 4867{,}8g \,/\, 2085{,}2cm^3 = 2{,}334 g/cm^3 \quad (5.26)$$

Este cálculo admite que o CP seja um cilindro de laterais sem rugosidade, o que não retrata a realidade. O volume do corpo-de-prova é levemente menor que o volume do cilindro de laterais sem rugosidade devido a irregularidades superficiais. É por isso que a Gmb final estimada a 174 giros (2,436g/cm³) é diferente da Gmb medida após 174 giros (2,489g/cm³).

Para corrigir esta diferença a Gmb estimada a qualquer número de giros é corrigida pela razão entre a massa específica aparente medida e a massa específica aparente estimada a $N_{máximo}$, usando a seguinte expressão:

$$C = \frac{Gmb\,(medida)}{Gmb\,(estimada)} \quad (5.27)$$

Onde:

C = fator de correção;

Gmb (medida) = massa específica aparente medida a $N_{máximo}$;

Gmb (estimada) = massa específica aparente estimada a $N_{máximo}$.

A Gmb estimada para todos os outros números de giros pode ser corrigida usando o fator de correção por meio da seguinte expressão:

$$Gmb_n\,(corrigida) = C \times Gmb_n\,(estimada) \quad (5.28)$$

Onde:

Gmb_n (corrigida) = massa específica aparente corrigida do corpo-de-prova a qualquer giro n;

Gmb_n (estimada) = massa específica aparente estimada a qualquer giro n.

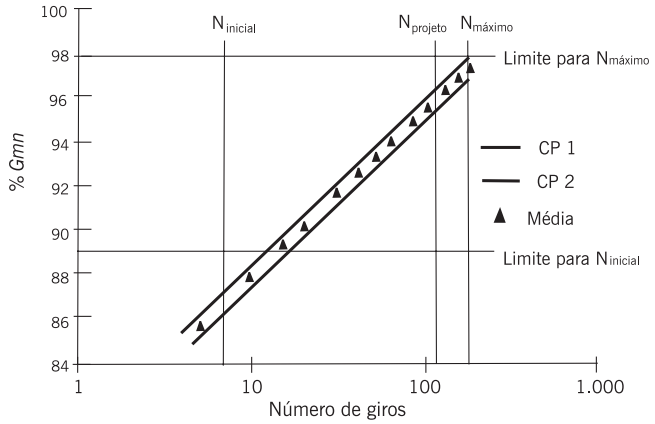


Figura 5.25 Gráfico de compactação dos corpos-de-prova do exemplo

Neste exemplo a razão é 2,489/2,436 ou 1,022. O percentual da *Gmm* é calculado como a razão *Gmb* (corrigida) para *Gmm*. Para se determinar o teor de projeto de uma mistura asfáltica, utiliza-se a média dos resultados referentes a dois corpos-de-prova. O gráfico de compactação para este exemplo mostrando os dois CPs e a média está apresentado na Figura 5.25.

Exemplo

Segue um exemplo passo a passo de uma dosagem Superpave, desde a verificação das propriedades das combinações de agregados até a determinação do teor de projeto de ligante. O exemplo foi retirado de FHWA (1995) e Motta *et al*. (1996). São consideradas três composições granulométricas, sendo, conforme recomendação Superpave, uma mistura miúda, uma graúda e uma intermediária. Daqui por diante as misturas tentativas são denominadas misturas 1, 2 e 3. Todas passam abaixo da zona de restrição, embora isto seja uma recomendação e não uma exigência, e atendem aos requisitos Superpave para agregados (Capítulo 3), conforme indica a Tabela 5.12, quais sejam: angularidade dos agregados graúdos e miúdos, partículas alongadas e achatadas e teor de argila (equivalente de areia).

TABELA 5.12 DADOS DOS AGREGADOS DAS MISTURAS TENTATIVAS 1, 2 E 3

Propriedades	Critério Superpave	Mistura tentativa 1	Mistura tentativa 2	Mistura tentativa 3
Angularidade graúdos, %	96%/90% mín.	96%/92%	95%/92%	97%/93%
Angularidade miúdos, %	45% mín.	48%	50%	54%
Alongadas/Achatadas, %	10% máx.	0%	0%	0%
Equivalente areia, %	45 mín.	59	58	54
Gsb combinado, g/cm³	NA	2,699	2,697	2,701
Gsa combinado, g/cm³	NA	2,768	2,769	2,767

NA = não aplicável

Seguindo o fluxograma indicado na Figura 5.22, para cada uma das três composições granulométricas, molda-se um mínimo de dois corpos-de-prova no CGS, assumindo-se no exemplo um teor de 5,0% de ligante ($P_l = 5\%$). Parte-se deste teor admitido com o objetivo de determinar um teor de ligante inicial (P_{li}) para cada granulometria, a partir dos parâmetros volumétricos em cada caso, conforme indicado a seguir.

- *Passo 1*: cálculo da Gse considerando máxima absorção de ligante pelos vazios dos agregados, conforme expressão 5.16, $Gse = Gsb + F_a \times (Gsa - Gsb)$, assumindo-se $F_a = 0,8$:

  Mistura 1: $Gse = 2,699 + 0,8 \times (2,768 - 2,699) = 2,754 g/cm^3$
  Mistura 2: $Gse = 2,697 + 0,8 \times (2,769 - 2,697) = 2,755 g/cm^3$
  Mistura 3: $Gse = 2,701 + 0,8 \times (2,767 - 2,701) = 2,754 g/cm^3$

- *Passo 2*: cálculo do volume de ligante absorvido pelo agregado (V_{la}), por meio da expressão 5.17, assumindo $Vv = 4\%$, $P_l = 5\%$, conseqüentemente, $P_{ag} = 95\%$, e $G_l = 1,02$:

$$V_{la} = \frac{P_{ag} \times (1 - Vv)}{\left(\frac{P_l}{G_l} + \frac{P_{ag}}{Gse} \right)} \times \left(\frac{1}{Gsb} - \frac{1}{Gse} \right)$$

Mistura 1: $$V_{la} = \frac{0,95 + (1 - 0,04)}{\left(\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754} \right)} \times \left(\frac{1}{2,699} + \frac{1}{2,754} \right) = 0,0171 cm^3/cm^3$$

Mistura 2: $$V_{la} = \frac{0,95 + (1 - 0,04)}{\left(\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,755} \right)} \times \left(\frac{1}{2,697} + \frac{1}{2,755} \right) = 0,0181 cm^3/cm^3$$

Mistura 3: $$V_{la} = \frac{0,95 + (1 - 0,04)}{\left(\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754} \right)} \times \left(\frac{1}{2,701} + \frac{1}{2,754} \right) = 0,0165 cm^3/cm^3$$

- *Passo 3*: cálculo do volume de ligante efetivo (V_{le}), conforme expressão 5.18, $V_{le} = 0,081 - 0,02931 \times ln\,(TMN)$, lembrando que TMN é dado em polegadas e, neste caso, as três misturas possuem o mesmo TMN:

  Misturas 1, 2 e 3: $V_{le} = 0,081 - 0,02931 \times [\,ln(0,75)] = 0,089\, cm^3/cm^3$

- *Passo 4*: cálculo da massa de agregado (*Mag*), em gramas, por meio da expressão 5.19:

$$M_{ag} = \frac{P_{ag} \times (1 - Vv)}{\left(\frac{P_l}{G_l} + \frac{P_{ag}}{Gse} \right)}$$

Mistura 1: $M_{ag} = \frac{0,95 \times (1 - 0,04)}{\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754}} = 2,315g$

Mistura 2: $M_{ag} = \frac{0,95 \times (1 - 0,04)}{\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,755}} = 2,316g$

Mistura 3: $M_{ag} = \frac{0,95 \times (1 - 0,04)}{\frac{0,05}{1,02} + \frac{0,95}{2,754}} = 2,315g$

- *Passo 5*: estimativa do teor de ligante inicial (P_{li}), por meio da expressão 5.20:

$$P_{li} = \left[\frac{G_l \times (V_{le} + V_{la})}{\left[G_l \times (V_{le} + V_{la}) + M_{ag} \right]} \right] \times 100$$

Mistura 1: $P_{li} = \left[\frac{1,02 \times (0,089 + 0,0171)}{1,02 \times (0,089 + 0,0171) + 2,315} \right] \times 100 = 4,46\%$

Mistura 2: $P_{li} = \left[\frac{1,02 \times (0,089 + 0,0181)}{1,02 \times (0,089 + 0,0181) + 2,316} \right] \times 100 = 4,50\%$

Mistura 3: $P_{li} = \left[\frac{1,02 \times (0,089 + 0,0165)}{1,02 \times (0,089 + 0,0165) + 2,315} \right] \times 100 = 4,44\%$

Como no exemplo os P_{li} estimados foram muito próximos uns dos outros (diferença na segunda casa decimal, que não é viável na prática), admite-se um valor único inicial tentativa para o prosseguimento da dosagem. Neste caso foi admitido $P_{li} = 4,4\%$ para as três misturas, ou seja, os corpos-de-prova para cada mistura são moldados neste teor. Portanto, de modo a ficar consistente com o exemplo, assume-se aqui $P_{li} = 4,4\%$ para as três misturas, afinal os dados da compactação se referem a este teor específico e único no qual foram moldados os corpos-de-prova.

De posse dos teores de ligante iniciais das três composições, um mínimo de dois corpos-de-prova para cada mistura tentativa é compactado no CGS. Em cada caso também

são preparadas duas misturas para a determinação da Gmm. Todas as misturas devem passar por envelhecimento em estufa por 2 horas, na temperatura de compactação, antes de serem compactadas. Os números de giros ($N_{inicial}$, $N_{projeto}$ e $N_{máximo}$) usados para compactação são determinados com base no volume de tráfego, conforme indicado na Tabela 5.9.

Os dados da compactação giratória Superpave devem ser analisados calculando, para cada número de giros desejado, a massa específica aparente estimada (Gmb) e a corrigida, esta última ainda como porcentagem da massa específica máxima teórica (Gmm). Um exemplo de compactação de corpos-de-prova foi apresentado na Tabela 5.11, lembrando que a correção da Gmb se dá em virtude do cálculo da Gmb estimada ser realizado considerando um volume de cilindro de superfície lisa, o que não corresponde à realidade. O volume verdadeiro é ligeiramente menor devido à presença de vazios na superfície ao redor do perímetro do corpo-de-prova.

Realizando-se, a partir das respectivas compactações no CGS, os cálculos da Tabela 5.11 para cada uma das três misturas deste exemplo, têm-se os valores de Gmb corrigidos apresentados na Tabela 5.13. Observe-se que os valores devem ser relativos a médias de dois corpos-de-prova.

TABELA 5.13 VALORES DE *Gmb* CORRIGIDOS E RESPECTIVOS CRITÉRIOS, DADOS COMO *%Gmm*

Gmb corrigido, *%Gmm*	Critério	Mistura 1	Mistura 2	Mistura 3
%Gmm @ $N_{inicial}$	< 89	87,1	85,6	86,3
%Gmm @ $N_{projeto}$	96	96,2	95,7	95,2
%Gmm @ $N_{máximo}$	< 98	97,6	97,4	96,5

A partir das porcentagens da Tabela 5.13 correspondentes ao $N_{projeto}$, as porcentagens de vazios (Vv) e vazios no agregado mineral (VAM) são determinadas:

Mistura 1: $Vv = 100\% - 96{,}2\% = 3{,}8\%$

Mistura 2: $Vv = 100\% - 95{,}7\% = 4{,}3\%$

Mistura 3: $Vv = 100\% - 95{,}2\% = 4{,}8\%$

O VAM, em %, é dado por:

$$VAM = 100 - \left(\frac{\%Gmm @ N_{projeto} \times Gmm \times P_{ag}}{Gsb} \right) \quad (5.29)$$

Onde:

Gsb = massa específica aparente da composição de agregados, g/cm³;

$P_{ag} = 1 - P_{li} = 1 - 0{,}044 = 0{,}956$, assumido o mesmo para as três misturas.

Portanto,

Mistura 1: $$VAM = 100 - \left(\frac{96{,}2 \times 2{,}563 \times 0{,}956}{2{,}699} \right) = 12{,}7\%$$

Mistura 2: $$VAM = 100 - \left(\frac{95{,}7 \times 2{,}565 \times 0{,}956}{2{,}697} \right) = 13{,}0\%$$

Mistura 3: $$VAM = 100 - \left(\frac{95{,}2 \times 2{,}568 \times 0{,}956}{2{,}701} \right) = 13{,}5\%$$

A Tabela 5.14, apresenta o resumo das informações de compactação das três misturas analisadas no exemplo.

TABELA 5.14 RESUMO DAS INFORMAÇÕES DA COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS TENTATIVAS

Mistura tentativa	% Ligante	%*Gmm* a $N_{inicial}$ (N = 8)	%*Gmm* a $N_{projeto}$ (N = 109)	%*Gmm* a $N_{máximo}$ (N = 174)	Vv, %	VAM, %
1	4,4	87,1	96,2	97,6	3,8	12,7
2	4,4	85,6	95,7	97,4	4,3	13,0
3	4,4	86,3	95,2	96,5	4,8	13,5

A premissa principal do projeto de mistura Superpave Nível 1 é que a quantidade correta de ligante asfáltico seja usada em cada mistura tentativa de maneira a atingir exatamente 96% de *Gmm* ou 4% de vazios no $N_{projeto}$. Claramente, isto não aconteceu para nenhuma das misturas do exemplo. A mistura 1 contém uma quantidade de ligante levemente superior à necessária para atingir um volume de vazios de 4% no $N_{projeto}$, tendo apenas 3,8% de vazios. Além disso, o *VAM* da mistura 1 é muito baixo.

Cabe então ao projetista se perguntar caso tivesse usado menos asfalto na mistura 1 para obter 4% de vazios no $N_{projeto}$, se o *VAM* e outras propriedades requeridas poderiam ter melhorado a níveis aceitáveis. Para responder, uma estimativa de qual teor de ligante seria necessário para se obter $Vv = 4\%$ (96% de Gmm no $N_{projeto}$) é determinada para cada mistura tentativa usando a seguinte expressão empírica:

$$P_{l,estimado} = P_{li} - [0{,}4 \times (4 - Vv)] \qquad (5.30)$$

Onde:

$P_{l,\ estimado}$ = teor de ligante estimado, em %;

P_{li} = teor de ligante inicial (tentativa), em %, admitido 4,4% para as três misturas;

Vv = vazios no $N_{projeto}$, em %.

Portanto, no exemplo:

Mistura 1: $P_{l,estimado} = 4{,}4 - \left[0{,}4 \times \left(4 - 3{,}8\right)\right] = 4{,}3\%$

Mistura 2: $P_{l,estimado} = 4{,}4 - \left[0{,}4 \times \left(4 - 4{,}3\right)\right] = 4{,}5\%$

Mistura 3: $P_{l,estimado} = 4{,}4 - \left[0{,}4 \times \left(4 - 4{,}8\right)\right] = 4{,}7\%$

As propriedades volumétricas (VAM e RBV) e de compactação da mistura são então estimadas para estes teores de ligantes. Esta etapa é exclusivamente realizada de modo a responder: "O que aconteceria às propriedades da mistura se tivesse sido usada a quantidade exata de ligante para obter $Vv = 4\%$ no $N_{projeto}$?" Pode-se assim realizar uma comparação apropriada das misturas tentativas.

A estimativa do VAM, em %, é feita por meio da expressão:

$$VAM_{estimado} = VAM_{inicial} + C \times \left(4 - Vv\right) \tag{5.31}$$

Onde:

$VAM_{inicial}$ = VAM do teor de ligante inicial tentativa;

C = constante igual a 0,1 se Vv < 4,0% e igual a 0,2 se Vv > 4,0%.

A estimativa de RBV, em %, é dada por meio da expressão:

$$RBV_{estimado} = \frac{VAM_{estimado} - 4{,}0}{VAM_{estimado}} \tag{5.32}$$

No exemplo, as estimativas de VAM são as seguintes:

Mistura 1: $VAM_{estimado} = 12{,}7 + 0{,}1 \times \left(4 - 3{,}8\right) = 12{,}7\%$

Mistura 2: $VAM_{estimado} = 13{,}0 + 0{,}2 \times \left(4 - 4{,}3\right) = 13{,}0\%$

Mistura 3: $VAM_{estimado} = 13{,}5 + 0{,}2 \times \left(4 - 4{,}8\right) = 13{,}3\%$

E as de RBV as seguintes:

Mistura 1: $RBV_{estimado} = \dfrac{12{,}7 - 4{,}0}{12{,}7} = 68{,}5\%$

Mistura 2: $RBV_{estimado} = \dfrac{13{,}0 - 4{,}0}{13{,}0} = 69{,}2\%$

Mistura 3: $RBV_{estimado} = \dfrac{13{,}4 - 4{,}0}{13{,}4} = 70{,}1\%$

Estima-se ainda, considerando a situação ideal de $Vv = 4\%$, os seguintes dois parâmetros apresentados na Tabela 5.14: (i) $\%Gmm$ a $N_{inicial}$ e (ii) $\%Gmm$ a $N_{máximo}$, por meio de expressões que consideram o volume de vazios real atingido em cada caso (correspondente ao teor de ligante inicial tentativa), ou seja:

$$\%Gmm_{,estimada\ @\ N_{inicial}} = \%Gmm_{,tentativa\ @\ N_{inicial}} - (4{,}0 - Vv) \tag{5.33}$$

$$\%Gmm_{,estimada\ @\ N_{máximo}} = \%Gmm_{,tentativa\ @\ N_{máximo}} - (4{,}0 - Vv) \tag{5.34}$$

No exemplo em análise, obtêm-se os seguintes valores:

Mistura 1:
$$\%Gmm_{,estimada\ @\ N_{inicial}} = 87{,}1 - (4{,}0 - 3{,}8) = 86{,}9\%$$
$$\%Gmm_{,estimada\ @\ N_{máximo}} = 97{,}6 - (4{,}0 - 3{,}8) = 97{,}4\%$$

Mistura 2:
$$\%Gmm_{,estimada\ @\ N_{inicial}} = 85{,}6 - (4{,}0 - 4{,}3) = 85{,}9\%$$
$$\%Gmm_{,estimada\ @\ N_{máximo}} = 97{,}4 - (4{,}0 - 4{,}3) = 97{,}7\%$$

Mistura 3:
$$\%Gmm_{,estimada\ @\ N_{inicial}} = 86{,}3 - (4{,}0 - 4{,}8) = 87{,}1\%$$
$$\%Gmm_{,estimada\ @\ N_{máximo}} = 96{,}5 - (4{,}0 - 4{,}8) = 97{,}3\%$$

A Tabela 5.15 apresenta o resumo das propriedades volumétricas e de compactação das misturas tentativas para o correspondente teor de ligante asfáltico estimado que resulta em 4% de vazios no $N_{projeto}$, partindo-se de um teor de ligante inicial tentativa de 4,4%.

TABELA 5.15 RESUMO DAS INFORMAÇÕES DAS MISTURAS TENTATIVAS PARA Vv = 4% NO $N_{PROJETO}$

Mistura tentativa	Ligante tentativa, %	Ligante estimado, %	VAM, %	RBV, %	%*Gmm* @ $N_{inicial}$ (N = 8)	%*Gmm* @ $N_{máximo}$ (N = 174)
1	4,4	4,3	12,7	68,5	86,9	97,4
2	4,4	4,5	13,0	69,2	85,9	97,7
3	4,4	4,7	13,3	70,1	87,1	97,3

As propriedades estimadas são comparadas com os critérios de projeto. Para o tráfego de projeto e o tamanho máximo nominal (TMN) dos agregados, os critérios volumétricos e de compactação são os seguintes: $Vv = 4\%$; $VAM > 13\%$ para TMN 19,0mm; $RBV = [65\%,75\%]$ para N entre 10 e 30 × 10^7; $\%Gmm\ @\ N_{inicial} < 89\%$; $\%Gmm\ @\ N_{máximo} < 98\%$.

Por fim, há uma faixa requerida para a proporção de pó/asfalto (*dust*/asfalto). Este critério é constante para todos os níveis de tráfego. Ele é calculado como uma porcentagem em massa do material passante na peneira N° 200 (0,075mm) dividido pelo teor de

ligante efetivo (este em % da massa da mistura). O teor de ligante efetivo ($P_{le,\ estimado}$), em %, é determinado como segue:

$$P_{le,\ estimado} = -\left(P_{ag} \times G_l\right) \times \left(\frac{Gse - Gsb}{Gse \times Gsb}\right) + P_{l,\ estimado} \tag{5.35}$$

Onde:

Gsb = massa específica aparente da composição de agregados, g/cm³;

Gse = massa específica efetiva da composição de agregados, g/cm³;

G_l = massa específica do ligante, g/cm³;

P_{ag} = percentual de agregados na mistura, % em massa;

Para as misturas do exemplo:

Mistura 1: $P_{le,\ estimado} = -\left(95{,}7 \times 1{,}02\right) \times \left(\frac{2{,}754 - 2{,}699}{2{,}754 \times 2{,}699}\right) + 4{,}3 = 3{,}6\%$

Mistura 2: $P_{le,\ estimado} = -\left(95{,}5 \times 1{,}02\right) \times \left(\frac{2{,}755 - 2{,}697}{2{,}755 \times 2{,}697}\right) + 4{,}5 = 3{,}7\%$

Mistura 3: $P_{le,\ estimado} = -\left(95{,}3 \times 1{,}02\right) \times \left(\frac{2{,}754 - 2{,}701}{2{,}754 \times 2{,}701}\right) + 4{,}7 = 4{,}0\%$

Verificando agora a proporção de pó/asfalto (P/A), dada por:

$$P/A = \frac{passante\ N^o 200}{P_{le,estimado}} \tag{5.36}$$

Tem-se que,

Mistura 1: $P/A = \frac{3{,}1}{3{,}6} = 0{,}86$

Mistura 2: $P/A = \frac{2{,}9}{3{,}7} = 0{,}78$

Mistura 3: $P/A = \frac{3{,}5}{4{,}0} = 0{,}88$

Todas as P/A estão dentro da especificação, qual seja, entre 0,6 e 1,2.

Após estimar todas as propriedades das três misturas, o projetista pode observar os valores e decidir se uma ou mais são aceitáveis ou se misturas tentativas adicionais devem ser avaliadas.

- a mistura 1 é inaceitável com base no critério de VAM mínimo;
- a mistura 2 é aceitável, mas o VAM está no mínimo;
- a mistura 3 tem um valor de VAM aceitável bem como atende ao critério para RBV, proporção P/A e aos critérios de compactação.

A partir destes dados, a mistura 3 é selecionada como sendo o projeto estrutural do agregado. Um mínimo de dois corpos-de-prova é compactado a cada um dos seguintes quatro teores de asfalto (Superpave exige um mínimo de quatro teores): $P_{l,estimado}$ (4,7% para a mistura 3 do exemplo); $P_{l,estimado} \pm 0{,}5\%$ (ou seja, 4,2% e 5,2%); $P_{l,estimado} + 1{,}0\%$ (ou seja, 5,7%).

Um mínimo de dois corpos-de-prova também é preparado para a determinação da massa específica máxima teórica no teor de ligante estimado. Corpos-de-prova são preparados e testados da mesma maneira que a etapa de Seleção do Projeto de Estrutura do Agregado. A Figura 5.26 ilustra a compactação dos dois corpos-de-prova da mistura 3 com 4,2% de ligante asfáltico. Curvas semelhantes são obtidas para os outros três teores.

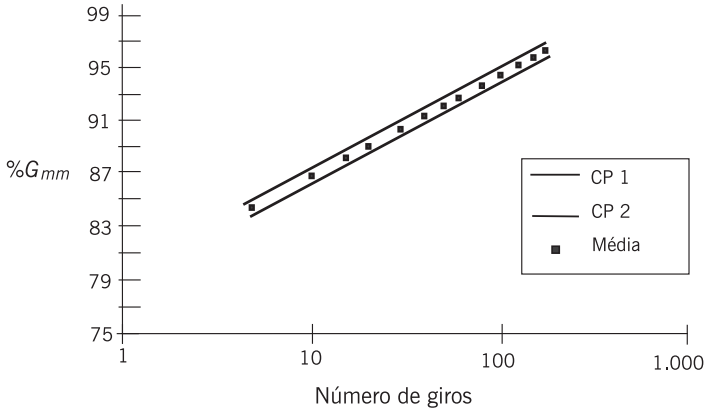


Figura 5.26 Curva de compactação da mistura 3 com 4,2% de ligante e Tamanho Máximo Nominal de 19mm

As propriedades são avaliadas para a mistura selecionada com diferentes teores de ligante usando-se os dados de compactação no $N_{inicial}$, $N_{projeto}$ e $N_{máximo}$. As tabelas a seguir mostram as propriedades volumétricas e de compactação da mistura, com a variação do teor de ligante

TABELA 5.16 RESUMO DAS INFORMAÇÕES DA MISTURA 3

Ligante, %	%*Gmm* @ $N_{inicial}$ (N = 8)	%*Gmm* @ $N_{projeto}$ (N = 109)	%*Gmm* @ $N_{máximo}$ (N = 174)	Vv, %	VAM, %	RBV, %	Massa específica, g/cm³
4,2	85,8	94,5	95,8	5,5	13,4	59,3	2,441
4,7	87,1	96,1	97,5	3,9	13,2	70,1	2,461
5,2	87,4	97,0	98,5	3,0	13,4	77,9	2,467
5,7	88,6	98,1	99,8	1,9	13,6	86,2	2,476

As propriedades volumétricas são calculadas no número de giros de projeto ($N_{projeto}$) para cada teor de ligante asfáltico testado. A partir desses dados pontuais o projetista pode gerar gráficos do teor de vazios, *VAM* e *RBV versus* teor de ligante asfáltico. O teor de ligante

de projeto é estabelecido para um volume de vazios de 4%. Neste exemplo, o teor de ligante é de 4,7%, valor que corresponde praticamente a $Vv = 4\%$ no $N_{projeto} = 109\ giros$. Todas as outras propriedades são verificadas no teor de projeto quanto ao atendimento dos critérios. Os valores de projeto para uma mistura nominal de 19,0mm (mistura 3) são apresentados na Tabela 5.17 juntamente com os critérios correspondentes.

TABELA 5.17 PROPRIEDADES DE PROJETO DA MISTURA COM 4,7% DE LIGANTE

Propriedades da mistura	Resultado	Critério
Vv	4,0%	4,0%
VAM	13,2%	13,0 mín.
RBV	70,1%	65% a 75%
Proporção pó/asfalto	0,88	0,6 a 1,2
%*Gmm* @ $N_{inicial}$ = 8	87,1%	< 89%
%*Gmm* @ $N_{máximo}$ = 174	97,5%	< 98%

A última etapa no projeto Superpave Nível 1 é avaliar a sensibilidade à umidade do projeto da mistura final escolhida, o que é feito por meio do teste AASHTO T 283. Corpos-de-prova são compactados até aproximadamente 7% de vazios. Um subgrupo de três corpos-de-prova é considerado de controle e outro subgrupo de três corpos-de-prova é condicionado, sendo submetido a uma saturação a vácuo, seguida de um ciclo opcional de congelamento, seguida ainda de um ciclo de degelo de 24 horas a 60°C. Todos os corpos-de-prova são testados para determinação da resistência à tração estática indireta (RT). A sensibilidade à água é avaliada pela relação da resistência média do subgrupo condicionado e do subgrupo de controle, sendo a relação mínima admissível de 70% a 80% dependendo do órgão viário. Este ensaio é visto em maior detalhe no Capítulo 6. Ensaios adicionais de previsão de desempenho são usados nos Níveis 2 e 3, mas não são abordados de forma específica neste livro, sendo o leitor referido a Motta *et al*. (1996) para uma apresentação destes ensaios. O Capítulo 6 apresenta, contudo, os diversos ensaios mecânicos que têm sido usados no Brasil para avaliação mecânica de misturas asfálticas.

5.3.4 SMA

O SMA – *Stone Matrix Asphalt*, apresentado no Capítulo 4, deve necessariamente apresentar um esqueleto pétreo onde seja garantido o contato entre os grãos de agregados graúdos. Este contato é garantido quando o VCA_{MIX} (vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada) é menor ou igual ao VCA_{DRC} (vazios da fração graúda do agregado compactado) (NAPA, 1999) – Figura 5.27. Ou seja, quando os agregados graúdos, em sua grande maioria com dimensões similares, tocam-se, formam-se vazios que devem ser ocupados, em parte, por um mástique, composto por agregados na fração areia, fíler, asfalto e fibras. Deve-se sempre manter vazios com ar para que a mistura não exsude e possa ainda sofrer compactação adicional pelo tráfego.

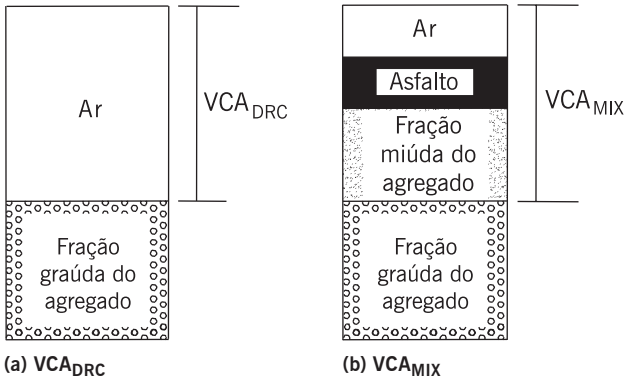


Figura 5.27 Representação esquemática dos parâmetros volumétricos de controle do SMA

Os parâmetros VCA_{MIX} e VCA_{DRC} podem ser obtidos utilizando-se as expressões (5.37) e (5.38):

$$VCA_{DRC} = \left(\frac{G_{sb-g} G_W - G_s}{G_{sb-g} G_W} \right) \times 100 \tag{5.37}$$

Onde:

VCA_{DRC} = vazios da fração graúda do agregado compactado, %;

G_s = massa específica da fração graúda do agregado seco compactado, kg/dm³ (DNER-ME 153/97);

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

$G_{sb\text{-}g}$ = massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm³.

$$VCA_{MIX} = 100 - \left(\frac{G_{mb}}{G_{sb-g}} \times P_{CA} \right) \tag{5.38}$$

Onde:

VCA_{MIX} = vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada, %;

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

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

P_{CA} = % de fração graúda do agregado em relação ao peso total da mistura.

A fração de agregado graúdo é definida como sendo a porção relativa à mistura total de agregados, retida numa determinada peneira que varia de acordo com o diâmetro máximo nominal dos agregados, como apresentado na Tabela 5.18.

O projeto de mistura do SMA, segundo a Napa, 1999, deve seguir ainda os requisitos mínimos apresentados na Tabela 5.19. Os parâmetros de volume de vazios, VAM e estabilidade são obtidos com corpos-de-prova Marshall (ABNT NBR 12891/1993) compactados com 50 golpes de cada lado. A Napa também indica a compactação no equipamento giratório, sendo que os mesmos valores são fixados para amostras após 100 giros.

TABELA 5.18 DEFINIÇÃO DA FRAÇÃO GRAÚDA DE AGREGADO (NAPA, 1999)

Diâmetro máximo nominal dos agregados		Porção de agregado retida na peneira	
mm	Peneira	mm	Numeração
25	1"	4,75	Nº 4
19	3/4"	4,75	Nº 4
12,5	1/2"	4,75	Nº 4
9,5	3/8"	2,36	Nº 8
4,75	Nº 4	1,18	Nº 16

Exemplo: Para uma mistura com diâmetro máximo nominal de 25mm, o agregado graúdo é a porção da mistura total de agregados que fica retida na peneira de 4,75mm de abertura (peneira Nº 4).

TABELA 5.19 ESPECIFICAÇÃO PARA MISTURAS SMA UTILIZANDO MÉTODO MARSHALL (NAPA, 1999)

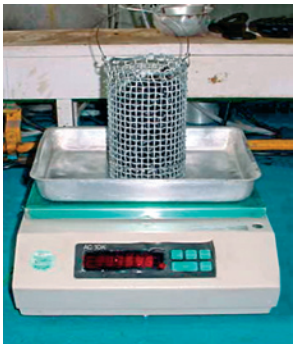
Propriedade	Requerido
Cimento asfáltico, %, mín.	6
% de vazios com ar	4
VAM, %, mín.	17
% VCA_{MIX}	< VCA_{DRC}
Estabilidade, N, mín.	6.200
Resistência à tração retida RTR, %, mín.	70
Escorrimento na temperatura de usinagem, %, máx.	0,3

A resistência à tração retida (RTR) é obtida de acordo com procedimento da AASHTO T 283, que avalia o dano por umidade induzida, conforme apresentado no Capítulo 6.

O valor de escorrimento do ligante asfáltico segue a norma AASHTO T 305-97. O ensaio de escorrimento é utilizado para determinar a quantidade de ligante asfáltico que potencialmente poderá escorrer da mistura de SMA. É estabelecido um valor máximo admitido no ensaio laboratorial de forma a evitar perda de ligante no transporte, na aplicação e na compactação do SMA. Em linhas gerais, o ensaio consiste em inserir uma amostra de no mínimo 1.200g de SMA usinado, utilizando a faixa granulométrica, teor de ligante e teor de fibras que se deseja testar, em um cesto cilíndrico confeccionado com tela metálica de abertura 6,3mm, com fundo suspenso, afastado do fundo. Pesa-se e insere-se o conjunto apoiado em um papel-filtro, dentro de uma estufa regulada na temperatura de compactação por 1h±1min (Figura 5.28). Transcorrido o tempo, retira-se o conjunto da estufa e pesa-se a folha de papel-filtro novamente que poderá conter ligante escorrido da mistura.

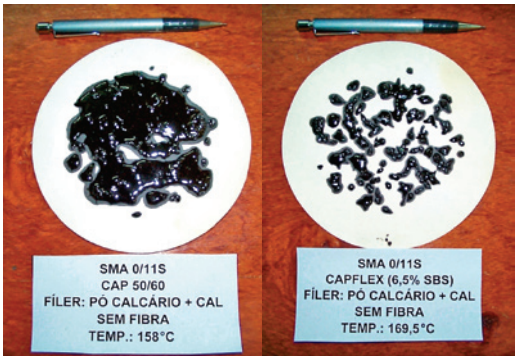
As Figuras 5.28 (d) e (e) ilustram resultados obtidos com SMA com e sem fibras de celulose, e usinado com dois ligantes distintos, um convencional e um modificado por

(a) Cesto metálico sobre papel-filtro

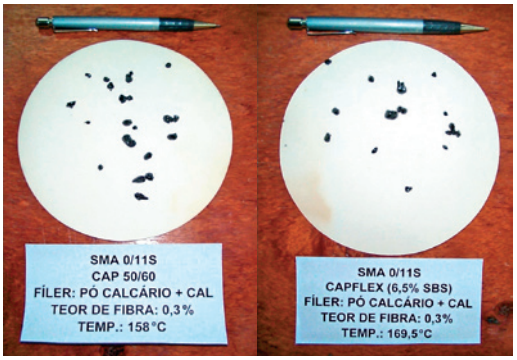


(b) Pesagem do conjunto

(c) Amostra em estufa para escorrimento



(d) Resultado de ensaio sem fibras com dois tipos de ligantes diferentes



(e) Resultado de ensaio com fibras com dois tipos de ligantes diferentes

Figura 5.28 Ensaio de escorrimento de ligante asfáltico de mistura SMA

(Fotos: (a), (b) e (c) Silva, 2005; (d) e (e) Mourão, 2003)

polímero SBS. Observe-se o efeito benéfico das fibras e de ligantes modificados para reduzir o escorrimento. A porcentagem de escorrimento é expressa pela massa de ligante escorrida e depositada sobre o papel-filtro dividida pela massa total da mistura inserida inicialmente no cesto.

A determinação da quantidade de fibras necessária para a mistura SMA também pode ser feita empregando-se o método alemão conhecido por Schellenberg, originalmente concebido para esse fim. De forma resumida, este método utiliza 1.000g da mistura asfáltica, com as características que serão utilizadas no revestimento, despejada dentro de um béquer, previamente tarado. O recipiente com seu conteúdo é levado à estufa na temperatura de compactação por 1h±1min. Decorrido este período, o conjunto é removido da estufa e o conteúdo é imediatamente despejado em outro recipiente. Pesa-se novamente o béquer e calcula-se a massa de ligante que eventualmente tenha ficado preso à superfície do béquer. Esta porcentagem não deve exceder a 0,3% para ser considerada satisfatória, sendo desejável que seja inferior ou igual a 0,2%.

5.3.5 CPA

As misturas asfálticas abertas do tipo CPA – camada porosa de atrito – mantêm uma grande porcentagem de vazios com ar não preenchidos graças às pequenas quantidades de fíler, de agregado miúdo e de ligante asfáltico, conforme apresentado no Capítulo 4.

A dosagem destas misturas abertas é realizada com corpos-de-prova compactados no Marshall com 50 golpes por lado. Segundo as especificações brasileiras do DNER-ES 386/99, na condição compactada em laboratório, estas misturas devem apresentar vazios com ar na faixa de 18 a 25%. Na França, estas misturas são utilizadas desde a década de 1960, sendo aplicadas atualmente com vazios entre 20 e 30%. Por se tratar de mistura asfáltica de caráter funcional, cuja contribuição importante é a retirada da água da superfície do pavimento, é importante manter o esqueleto sólido com contato grão-grão, de modo que haja uma manutenção dos vazios com ar no decorrer do tempo. Para manutenção desses vazios e estabilidade da mistura, devem ser garantidas principalmente a resistência à desagregação, especificada no DNER pela perda de massa máxima admissível no ensaio Cântabro, e a resistência à tração por compressão diametral, apresentadas no Capítulo 6. A perda de massa no Cântabro não deve ultrapassar os 25% (DNER-ES 386/99) e a resistência à tração mínima é de 0,55kN (DNER-ES 386/99). É importante realçar que quanto menor a perda de massa do Cântabro, melhor será sua resistência à desagregação. Os espanhóis, que originalmente propuseram o ensaio de desgaste Cântabro, fixam perda de no máximo 20% para as misturas drenantes. É interessante, igualmente, realizar o ensaio de perda de massa, após condição de exposição aos danos induzidos pela água para comparação com o resultado a seco, sem condicionamento prévio.

5.4 DOSAGEM DE MISTURAS A FRIO

As misturas a frio, apresentadas no Capítulo 4, são aquelas cujo ligante é a emulsão asfáltica (Capítulo 2). O uso de misturas a frio iniciou-se na Inglaterra com uma técnica denominada *retread process*, tendo sido bastante utilizada pela França para restauração de seus pavimentos após a 2ª Guerra Mundial. No Brasil, esta técnica de mistura passou a ser utilizada em 1966. A partir de 1980 as emulsões asfálticas foram mais difundidas com a técnica de pré-misturados a frio (PMF) densos em revestimentos asfálticos delgados (Tuchumantel Jr., 1990). Nas últimas décadas os PMFs vêm sendo prioritariamente utilizados para uso em revestimentos de vias urbanas sujeitas a baixo volume de tráfego, camadas intermediárias de revestimento e em serviços urbanos de conservação como regularização de revestimentos, e remendos de panelas (Abeda, 2001).

As principais misturas a frio são os tratamentos superficiais (TS), areia asfalto a frio (AAUF) e PMF. As vantagens do uso de misturas a frio são muitas, entre elas: produção e execução à temperatura ambiente, reduzindo o consumo de combustíveis; alta trabalhabilidade devido ao estado fluido do ligante à temperatura ambiente; menor agressão ao

meio ambiente em relação aos asfaltos diluídos de petróleo (Capítulo 2); além de evitar o envelhecimento prematuro do asfalto por oxidação que pode ocorrer nas usinas em misturas a quente (Santana, 1993).

O processo de cura das misturas a frio ainda não é perfeitamente compreendido (Moulthrop *et al*., 1997). Este fator tem importância maior quando se verifica que não há um consenso entre os métodos de dosagem de misturas a frio com relação ao grau e ao método de cura que devem ser considerados como representativos do processo que ocorre em campo (Silveira, 1999; Moreira e Soares, 2002).

A dosagem de PMFs é realizada segundo o método DNER-ME 107/94. A dosagem dos PMFs inicia-se com o cálculo dos teores preliminares de asfalto e emulsão asfáltica (EA). Para tanto, pode ser utilizada a metodologia descrita a seguir que se baseia na proposição de Duriez (Santana, 1993), que consiste do cálculo da superfície específica dos agregados a partir da proporção dos diversos tamanhos de partícula devidamente ponderada.

Para a determinação da superfície específica dos agregados, utiliza-se a fórmula de Vogt ($\sum$), que consiste em uma adaptação da formulação de Duriez para as peneiras correspondentes às especificações brasileiras:

$$100 \sum = 0{,}07P_4 + 0{,}14P_3 + 0{,}33P_2 + 0{,}81P_1 + 2{,}7S_3 + 9{,}15S_2 + 21{,}9S_1 + 135F \qquad (5.39)$$

Onde:

$\sum$ = superfície específica de agregados;
P_4 = massa do material retido entre as peneiras 2" – 1";
P_3 = massa do material retido entre as peneiras 1" – 1/2";
P_2 = massa do material retido entre as peneiras 1/2" – N° 4;
P_1 = massa do material retido entre as peneiras Nº 4 – Nº 10;
S_3 = massa do material retido entre as peneiras Nº 10 – Nº 40;
S_2 = massa do material retido entre as peneiras Nº 40 – Nº 80;
S_1 = massa do material retido entre as peneiras Nº 80 – Nº 200;
F = massa do material passante na peneira Nº 200.

A Figura 5.29 apresenta um fluxograma para a determinação da massa específica média dos agregados a partir da massa específica de três frações predefinidas.

Após calcular a superfície específica média dos agregados, faz-se sua correção com um fator determinado em função da massa específica real média dos agregados ($Gsa_{médio}$), conforme indica a Tabela 5.20 (Santana, 1993).

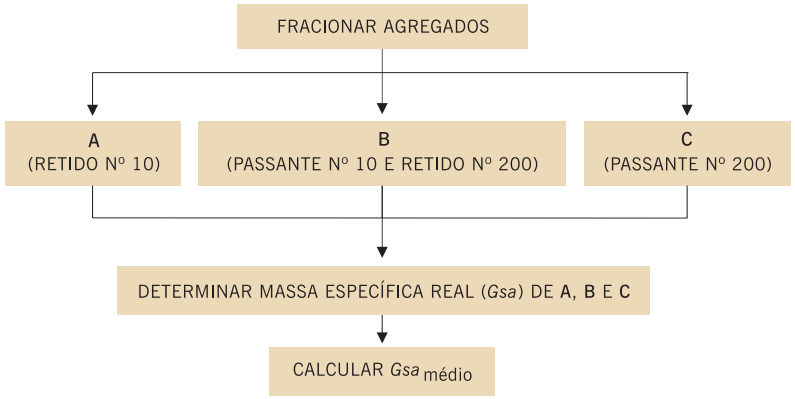


Figura 5.29 Fluxograma para determinação da massa específica real média dos agregados

TABELA 5.20 FATORES CORRETIVOS DA SUPERFÍCIE ESPECÍFICA DO MÉTODO DE DURIEZ

Massa específica, $Gsa_{médio}$, g/cm³	Fatores corretivos
2,35	1,13
2,45	1,08
2,55	1,02
2,65	1,00
2,75	0,97
2,85	0,93
2,95	0,90

Calcula-se, então, o teor de asfalto residual (p) em relação à massa total dos agregados utilizando a expressão de Duriez:

$$p = k \times \sum \times 0{,}2 \tag{5.40}$$

Onde:

k = módulo de riqueza.

Para PMF denso, Santana (1993) sugere valores de k entre 3,2 e 4,5. Obtém-se o teor de asfalto (p') e de emulsão asfáltica (p'_{EA}) sobre a mistura asfáltica total a partir das seguintes relações:

$$p' = \frac{100 \times p}{100 + p} \tag{5.41}$$

$$p'_{EA} = \frac{100 \times p'}{t} \tag{5.42}$$

Onde:

t = teor percentual em massa de asfalto na emulsão asfáltica.

Tendo sido definido o teor t, procede-se à dosagem Marshall descrita anteriormente variando-se os teores de moldagem (geralmente $t \pm 1\%$ e $t \pm 2\%$) e determinando-se então os parâmetros volumétricos e mecânicos. Santana (1993) sugere a determinação do teor de projeto final de acordo com o teor que obtiver a maior massa específica aparente do corpo-de-prova.

5.5 MISTURAS RECICLADAS A QUENTE

No caso de misturas recicladas a quente (Capítulo 4), há uma diversidade de métodos de dosagem quanto aos seguintes aspectos: procedimentos de ensaio, definição de agregado fresado (com ou sem o ligante envelhecido), parâmetros necessários para a definição do teor do ligante novo e percentual de fresado a ser reaproveitado. O termo ligante novo refere-se ao ligante, com ou sem agente rejuvenescedor (AR) misturado, que é adicionado ao fresado para devolver ao ligante suas características iniciais. Enquanto nos Estados Unidos é comum o uso de ligantes menos consistentes sem AR para contrabalançar o ligante endurecido do fresado, no Brasil tem sido comum a utilização de ARs, sendo o ligante novo uma mistura de AR com cimento asfáltico virgem. A seguir são discutidos três métodos de dosagem, seus procedimentos, vantagens e desvantagens.

5.5.1 Dosagem do Asphalt Institute

O método de dosagem de misturas asfálticas recicladas a quente (MARQ) do Asphalt Institute (1995) segue os passos da dosagem Marshall convencional para misturas novas com o acréscimo de algumas etapas para análise do ligante do revestimento fresado. O procedimento consiste das seguintes etapas:

1) Determinação da composição do material reciclado. A partir de amostras do fresado, determina-se a granulometria dos agregados deste fresado, o teor e a viscosidade do asfalto presentes neste material. Conhecendo a granulometria dos agregados após extração do ligante envelhecido e dos agregados novos que serão misturados, é calculada a combinação entre eles para atender as especificações. A escolha dos agregados novos é feita com base nas faixas granulométricas sugeridas pelos órgãos rodoviários e nas características de abrasão e equivalente de areia destes materiais.
2) Estima-se pela expressão 5.43 a quantidade aproximada de ligante total necessária:

$$P_l = 0{,}035\ a + 0{,}045\ b + K \times c + F \qquad (5.43)$$

Onde:

P_l = demanda aproximada de ligante (combinação de envelhecido e novo) para a mistura reciclada, % em massa da mistura;

a = percentual de agregado mineral retido na peneira 2,36mm (N° 8);

b = percentual de agregado mineral passando na peneira 2,36mm e retido na peneira 0,075mm (N° 200);

c = percentual de agregado mineral passando na peneira 0,075mm;

K = constante, função da quantidade de agregado c que passa na peneira 0,075mm (0,15 para c entre 11 e 15%, 0,18 para c entre 6 a 10% e 0,20 para c igual ou menor que 5%);

F = fator de absorção dos agregados com valores entre 0 e 2%. No caso da ausência deste dado, o valor de 0,7 é sugerido.

3) Estimativa do percentual de ligante novo na mistura. A quantidade de ligante a ser incorporada é expressa como uma porcentagem da massa da mistura, conforme a expressão 5.44:

$$P_{ln} = \frac{\left(100^2 - rP_{lf}\right)P_{lt}}{100\left(100 - P_{lf}\right)} - \frac{\left(100 - r\right)P_{lf}}{100 - P_{lf}} \qquad (5.44)$$

Onde:

P_{ln} = percentual de ligante novo (cimento asfáltico novo + AR) na mistura reciclada;

r = percentual em massa de agregado novo com relação ao agregado total da mistura reciclada;

P_{lt} = teor de ligante (combinação de envelhecido e novo) da mistura reciclada em porcentagem;

P_{lf} = teor de ligante do material fresado em porcentagem.

4) Seleção da consistência do ligante novo. Inicialmente determina-se a porcentagem de ligante a ser incorporado em relação à quantidade total de ligante asfáltico na mistura:

$$R = \frac{100P_{ln}}{P_{lt}} \qquad (5.45)$$

Em seguida a viscosidade do asfalto reciclado (ponto A da Figura 5.30) é marcada no eixo *y* de um gráfico de viscosidade *versus* a porcentagem de ligante novo incorporado na mistura. Também é marcada a viscosidade a ser alcançada pela mistura de ligante

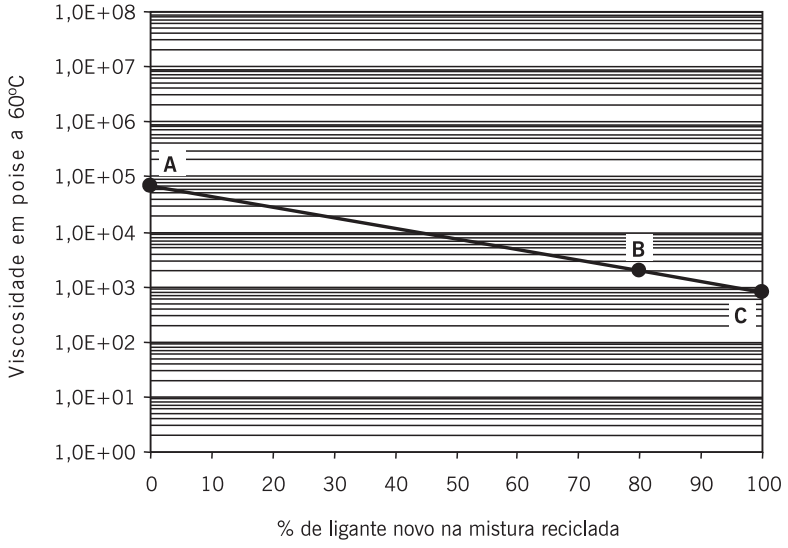


Figura 5.30 Viscosidade *versus* porcentagem de ligante novo

do fresado com ligante novo (ponto B) no percentual *R* encontrado na expressão 5.26. Ligam-se os pontos A e B e determina-se a interseção com o eixo direito do gráfico (ponto C). Este ponto indica o valor da viscosidade a 60°C do ligante asfáltico novo que deve ser incorporado à MARQ.

5) Realiza-se então o procedimento de dosagem Marshall convencional e determina-se o teor de projeto da mistura. Para o Asphalt Institute, o teor de projeto é aquele que apresenta um Vv = 4%.

Vale comentar que o teor de projeto pode ser determinado levando-se em conta outros parâmetros. No Brasil, conforme visto anteriormente, o teor de projeto é aquele que satisfaz os limites de estabilidade e fluência, podendo ser determinado a partir dos limites estabelecidos para os parâmetros volumétricos RBV e Vv (DNER-ES 319/1997).

O procedimento do Asphalt Institute tem como principal vantagem a simplicidade, pois uma vez definida a quantidade de ligante novo em relação ao ligante do fresado, a dosagem segue o procedimento Marshall convencional. Como desvantagem menciona-se o fato de o procedimento descrito se basear apenas na viscosidade a 60ºC dos ligantes para definição do teor de ligante novo. Nenhuma consideração é feita sobre o desempenho do ligante à baixa e à média temperaturas.

5.5.2 Dosagem proposta por Castro Neto (2000)

O método descrito anteriormente se baseia na viscosidade do ligante fresado após a extração e recuperação de ligante de misturas asfálticas conforme as normas ASTM D 2172 e D 1856. Estes métodos têm sofrido críticas tanto no Brasil como no exterior, devido à sua complexidade e por estarem sujeitos a erros atribuídos a problemas durante a evaporação do solvente ou a presença de finos no ligante (Whiteoak, 1991; Castro Neto, 2000). A recuperação do ligante do fresado sem sua contaminação pelo solvente ou fíler no processo de extração é necessária nos métodos de dosagem de MARQ. A ocorrência ou não de contaminação é de difícil avaliação no processo de recuperação do ligante. Soares *et al*. (1998) reportaram o aumento da penetração de um asfalto após alguns anos de uso em serviço quando comparadas às medidas no asfalto original, o que pode indicar contaminação do ligante recuperado do material fresado pelo solvente.

Com o objetivo de realizar a dosagem de MARQ sem a necessidade de recuperação do ligante envelhecido, Castro Neto (2000) propôs um método que considera o comportamento da mistura reciclada com diferentes valores de teor de ligante novo através da avaliação dos valores de MR e RT. O procedimento prescinde da extração e caracterização do ligante do material fresado. O passo inicial é a determinação do intervalo de MR e/ou de RT que a mistura reciclada deve apresentar de acordo com a experiência do projetista. A partir desses valores adota-se, também com base na experiência, uma porcentagem de material fresado a ser reciclado. Estabelecida esta porcentagem, a composição granulométrica final desejada (agregados do fresado mais agregados novos) e selecio-

nado o ligante novo, confeccionam-se corpos-de-prova com diferentes teores de ligante. Avaliam-se os valores de MR e RT dos corpos-de-prova e verifica-se o teor de ligante mais adequado à mistura a partir dos valores desejados dos referidos parâmetros mecânicos.

Castro Neto (2000) afirma que na maioria dos casos a quantidade de AR varia de 0 a 30% da quantidade de ligante do fresado. É sugerido ainda que os estudos de dosagem sejam iniciados a partir do valor médio de 15% de AR. Faz-se então uma dosagem Marshall completa usando este percentual para definir o teor de projeto da mistura. Após a definição do teor de projeto, moldam-se corpos-de-prova com porcentagens de AR variando de 0 a 30% da quantidade de ligante do fresado, apenas no teor de projeto. Verifica-se então a variação dos parâmetros mecânicos da mistura (MR e RT) com o teor de ligante. Determina-se o percentual de AR em relação à quantidade de ligante do fresado que satisfaça os valores de MR e RT estimados para o teor de projeto definido anteriormente.

Para a definição final do teor de projeto é necessária a determinação do Vv, necessitando, portanto, do valor da massa específica máxima (teórica ou medida). Conforme discutido anteriormente, este parâmetro pode ser determinado em laboratório (*Gmm*) ou calculado a partir dos valores das massas específicas individuais dos materiais que compõem a mistura (DMT). Para misturas recicladas há a dificuldade em calcular-se a DMT uma vez que a massa específica do fresado teria que ser obtida separando o material em diferentes frações. Uma alternativa mais simples é determinar experimentalmente a *Gmm*, o que é feito rotineiramente no exterior, mas não no Brasil. No procedimento de dosagem proposto por Castro Neto (2000) fez-se uso do querosene em substituição ao vácuo, como apresentado anteriormente para o cálculo da *Gmm*.

O método proposto por Castro Neto (2000) para dosagem de misturas recicladas a quente, embora considere apenas indiretamente a reologia do ligante envelhecido e recuperado, apresenta a vantagem de se basear em parâmetros mecânicos para a determinação do teor de ligante novo e do teor total de ligante (novo e envelhecido) na mistura reciclada.

5.5.3 Dosagem Superpave

As especificações Superpave não contêm recomendações específicas para a dosagem de misturas recicladas. Um trabalho posterior, da Federal Highway Administration (FHWA) norte-americana e do grupo de misturas do Superpave (Bukowski, 1997) definiu um procedimento para o uso de misturas recicladas introduzindo pequenas modificações no procedimento convencional. O estudo recomenda que a quantidade de material fresado a ser reciclado seja enquadrada numa das três faixas seguintes (percentual em massa da mistura final): Faixa 1 – até 15% de material fresado a ser reutilizado; Faixa 2 – entre 16 e 25%; Faixa 3 – acima de 25%.

Para quantidades de material fresado na faixa 1, Bukowski (1997) recomenda que seja realizada uma dosagem seguindo as recomendações exigidas para uma mistura virgem. Para quantidades de material fresado no intervalo da faixa 2, é recomendado que o ligante novo a ser adicionado na mistura seja um PG (*performance grade* = grau de desempenho) inferior ao do ligante recuperado do material fresado. Finalmente, para quantidades

dentro da faixa 3 é necessário que se faça um estudo da variação dos parâmetros G^* (módulo de cisalhamento complexo) e δ (ângulo de fase) para diferentes razões de quantidade de ligante envelhecido (do material fresado) pela quantidade de ligante novo. Após a determinação destes parâmetros para as diferentes razões, seleciona-se aquela que corresponde aos valores de G^* e δ necessários às condições de tráfego e ambiente às quais será exposta a mistura.

Khandal e Foo (1997) sugerem que a combinação de ligante do fresado e ligante novo seja feita através da construção de um gráfico com a temperatura na qual a relação $G^*/\text{sen}\ \delta = 1\text{kPa}$ é atendida nas diferentes combinações de ligante do fresado e ligante novo (ver Figura 5.31). A relação $G^*/\text{sen}\ \delta$ indica o comportamento quanto às deformações permanentes do ligante asfáltico. Quanto maior o valor desta relação, maior a resistência a deformações permanentes pois um maior valor de G^* indica um ligante mais rígido e um menor δ indica um comportamento mais elástico.

Considere a Figura 5.31 como um exemplo ilustrativo da curva sugerida por Khandal e Foo (1997). Verifica-se que o ligante novo é um PG 58- (correspondência com 100% no eixo *x*) e o ligante envelhecido tem uma temperatura crítica de 88ºC (correspondência com 0% no eixo *x*). Apenas referência à temperatura superior para atender o parâmetro $G^*/\text{sen}\ \delta = 1\text{kPa}$ é feita neste exemplo. Uma quantidade de 79% de ligante novo em relação ao total de ligante (combinação de ligante envelhecido e novo) resultaria num PG 64-. Caso as condições de tráfego e ambiente exijam um PG 70- como ligante da mistura reciclada, uma quantidade de ligante novo de 57% seria necessária.

McDaniel e Anderson (2000, 2001), com base nas sugestões de Bukowski (1997) e Kandhal e Foo (1997), propuseram um procedimento de dosagem de MARQ seguindo os critérios adotados pela metodologia Superpave. O procedimento gerado pelo projeto *Incorporation of reclaimed asphalt pavement in the Superpave system*, codificado como NCHRP 9-12 (2000) baseia-se na extração e recuperação do ligante pelo método

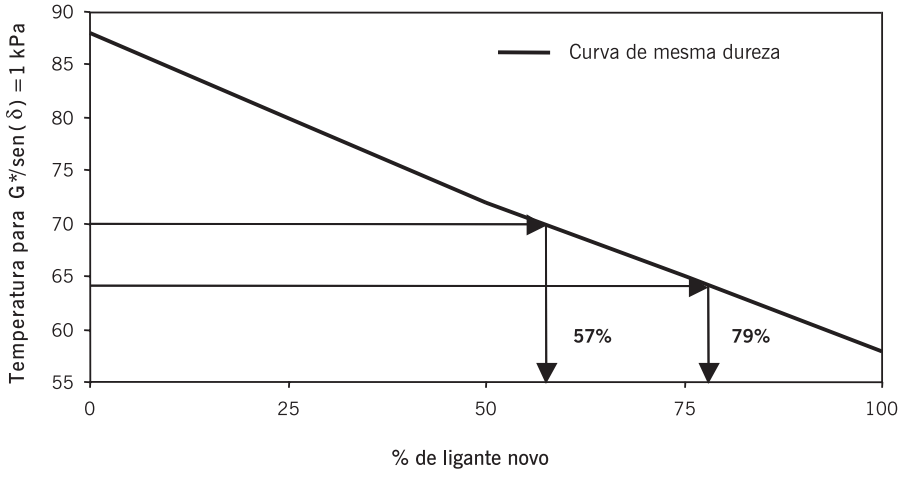


Figura 5.31 Temperatura *versus* porcentagem de ligante novo (Kandhal e Foo, 1997)

AASHTO T 319 (2003) para determinação do teor de ligante do fresado e das características reológicas Superpave do ligante envelhecido à semelhança do método do *Asphalt Institute*. Neste procedimento, misturas com até 20% de material fresado podem ser dosadas como se fossem misturas novas. Acima deste valor de material fresado, o ligante do fresado deve ser extraído e caracterizado pelos parâmetros G^* e δ. Os agregados resultantes da extração também são caracterizados como um novo material a ser incorporado na composição de agregados. O processo é descrito da seguinte forma:

1. Seleção do material fresado a ser reciclado: o material fresado deve ser o mais homogêneo possível. Uma caracterização levando em conta a *Gmm* da mistura fresada (ASTM D 2041), a distribuição granulométrica sem extração de ligante, o teor de ligante da mistura fresada e a distribuição granulométrica após a extração de ligante são necessários para a determinação da homogeneidade do material. Vale ressaltar que a metodologia empregada para extração e recuperação do ligante é a AASHTO T 319 (2003) dada a boa reprodutibilidade e precisão dos resultados com este método em relação a outros métodos tradicionais.
2. Caracterização dos agregados da mistura fresada separada em duas frações: (i) fração miúda (material passante na peneira 4,76mm ou Nº 4) e (ii) fração graúda (material retido nesta peneira). Faz-se a extração de ligante de ambas as frações determinando o teor de ligante de cada. O processo de extração pode ser por equipamento tipo rotarex ou simplesmente queima da mistura fresada com combustão total do ligante em estufa de ignição (*ignition oven*). As duas frações são caracterizadas quanto à granulometria e às massas específicas aparente e real.
3. Definição da quantidade de material fresado a ser reciclado, conforme experiência local.
4. Composição das curvas granulométricas da mistura reciclada: a granulometria da mistura reciclada é determinada a partir das distribuições granulométricas das frações graúda e miúda dos agregados do fresado, do percentual de reaproveitamento deste material na mistura reciclada e das distribuições granulométricas dos agregados virgens. A Tabela 5.21 apresenta um exemplo ilustrativo da composição granulométrica de uma MARQ com 25% de agregados do material fresado (10% de fração miúda e 15% de fração graúda).

   McDaniel e Anderson (2001) sugerem que sejam escolhidas e ensaiadas no mínimo três composições granulométricas, todas respeitando os critérios de granulometria da metodologia Superpave (zonas de restrição e pontos de controle).
5. Caracterização das composições de agregados: abrasão Los Angeles, equivalente areia, angularidade da fração miúda (ASTM C 1252), lamelaridade da fração graúda (ASTM D 4791) e determinação das massas específicas, real e aparente (ASTM C 127 e ASTM C 128). Os resultados obtidos nestes ensaios devem se enquadrar nos limites adotados pelos órgãos rodoviários para cada procedimento.

TABELA 5.21 EXEMPLO DE COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA MISTURA RECICLADA (% PASSANTE)

Peneiras (mm)	Fração miúda[a]	Fração graúda[a]	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Areia de campo	Pó-de-pedra	Granulometria da MARQ
	Percentuais de uso						
	10%	15%	30%	30%	5%	10%	100%
25,4	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
19,1	100,0	85,0	100,0	100,0	100,0	100,0	97,7
12,5	100,0	69,0	73,5	100,0	100,0	100,0	87,4
9,5	100,0	41,5	39,3	97,8	100,0	100,0	72,3
4,76	100,0	0,0	5,3	37,4	99,3	98,9	37,7
2	80,0	0,0	1,8	12,6	97,1	80,2	25,2
0,42	61,0	0,0	1,1	7,1	75,3	43,2	16,6
0,18	38,0	0,0	0,8	5,0	37,4	21,8	9,6
0,075	15,0	0,0	0,4	2,9	11,5	8,7	3,9

[a] Referente ao material fresado.

6. Caracterização dos ligantes: nesta etapa se verifica a viscosidade, penetração, ponto de amolecimento, além dos parâmetros reológicos G^* e δ dos ligantes.
7. Determinação da quantidade de ligante novo: após realizada a caracterização dos ligantes (do fresado e novo), utiliza-se um gráfico relacionando a temperatura crítica do ligante (correspondente a um valor de $G^*/\text{sen}\delta = 1\text{kPa}$) e o percentual de material fresado a ser reaproveitado na mistura final. No exemplo ilustrado na Figura 5.32, para 0% de material fresado tem-se no eixo *y* a temperatura crítica correspondente ao ligante novo (54ºC), enquanto para 100% tem-se a temperatura crítica correspondente ao ligante envelhecido do fresado (87ºC). No caso de uma temperatura de trabalho desejada de 64ºC, deve-se utilizar 30% de material fresado. No exemplo em questão, caso não se disponha de um ligante novo com temperatura crítica de 54ºC, este deve ser misturado com um AR adequando a sua temperatura de trabalho ao valor desejado.

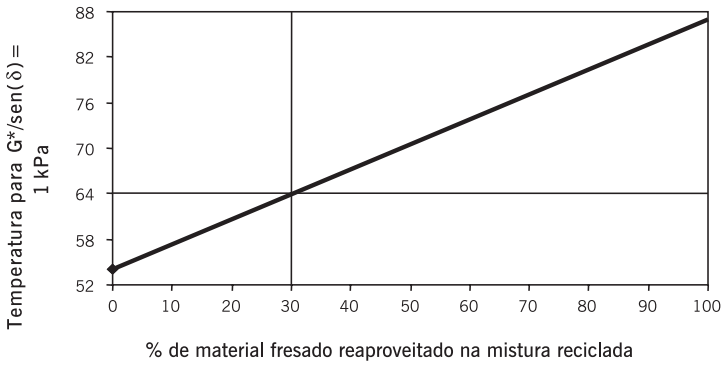


Figura 5.32 Determinação do teor de fresado a ser incorporado na MARQ

8. A partir deste ponto, passa-se para a definição do teor de ligante inicial de projeto e a dosagem segue os passos indicados no procedimento convencional Superpave apresentado anteriormente para misturas a quente. O método de dosagem de MARQ proposto por McDaniel e Anderson (2001) segue todas as etapas do procedimento de dosagem de novas misturas asfálticas a quente do Superpave Nível 1 (SHRP, 1994b), com adição das etapas relativas à caracterização do material fresado, extração de ligante, caracterização de ligantes e agregados, e seleção do ligante novo a ser incorporado na mistura conforme as características do ligante velho (fresado) além das condições de ambiente e tráfego ao qual a mistura estará sujeita.

McDaniel e Anderson (2001) sugerem uma última verificação do teor de ligante definido através do ensaio de suscetibilidade à umidade induzida (AASHTO T 283), proposto inicialmente por Lottman. A relação final entre o valor de RT obtido no ensaio e o valor obtido da maneira convencional deve ser no mínimo de 80%.

5.6 TRATAMENTO SUPERFICIAL

O tratamento superficial, como descrito no Capítulo 4, é um revestimento flexível de espessura delgada, executado por espalhamento sucessivo de ligante asfáltico e agregado, em operação simples ou múltipla, sendo classificado em dois tipos:

- o tratamento superficial simples (TSS) inicia-se pela aplicação do ligante, sendo recoberto em seguida por uma única camada de agregado. O ligante penetra de baixo para cima no agregado (penetração invertida). A prática em alguns estados brasileiros recomenda subdividir a taxa de emulsão em duas aplicações, sendo a primeira antes da distribuição dos agregados e a segunda, diluída em água como banho superficial sobre os agregados já espalhados;
- o tratamento múltiplo inicia-se pela aplicação do ligante que penetra de baixo para cima (penetração invertida) na primeira camada de agregado, enquanto a penetração das camadas seguintes de ligante é tanto invertida como direta. A espessura acabada é da ordem de 10 a 20mm. Os tratamentos múltiplos dividem-se em tratamento superficial duplo (TSD) e tratamento superficial triplo (TST).

O tratamento superficial é uma solução bastante difundida há décadas no país para revestimentos de pavimentos novos, sobre base granular, de solo ou estabilizada, com amplo histórico de sucesso. Mais recentemente a aplicação desta técnica vem sendo estendida também para restaurações de pavimentos, podendo ser executada sobre praticamente qualquer tipo de revestimento que não tenha irregularidades significativas e que não apresente sinais de defeitos estruturais quando utilizada isoladamente (Capítulo 11). Devido à pequena espessura do tratamento, é especialmente importante a sua ligação eficiente à superfície a receber o tratamento.

No tratamento superficial é o agregado que confere a textura e a cor da pista, sendo as seguintes suas funções principais:

- transmitir as cargas até o substrato;
- resistir à abrasão e à fragmentação pela ação do tráfego;
- resistir ao intemperismo;
- assegurar uma superfície antiderrapante;
- promover uma drenagem superficial adequada.

Para obter essas qualidades é necessário que as propriedades geométricas, físico-químicas e mecânicas do agregado, que dependem das suas características mineralógicas e dos métodos usados na sua fabricação, satisfaçam algumas exigências, ilustradas na Figura 5.33:

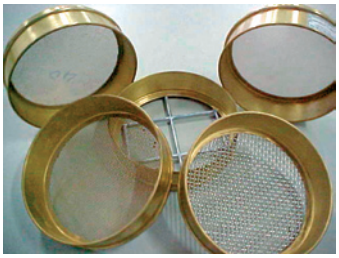
- desgaste Los Angeles igual ou inferior a 40%;
- índice de forma superior a 0,50;
- durabilidade, perda inferior a 12%;
- granulometria do agregado obedecendo a faixas específicas.

Com respeito à graduação, a distribuição mais uniforme é a mais adequada. Com agregados bem graduados (graduação contínua) há um envolvimento heterogêneo das partículas, podendo-se chegar à ausência total de cobertura de alguns grãos, diminuindo-se assim a adesão global e aumentando-se o risco de rejeição destes. O risco de exsudação posterior do ligante também é maior. Com agregados de dimensões similares, aplicados na taxa correta, há uma adesão mais uniforme e, portanto, maior estabilidade do conjunto. Obtém-se, assim, também, uma área máxima de contato pneu-agregado.

Costuma-se denominar os agregados de dimensões similares pelos diâmetros nominais mínimo (d) e máximo (D), com uma indicação da tolerância quanto às frações menor que d e maior que D. Segundo Pinto (2004), o diâmetro máximo é definido como a abertura da malha da menor peneira na qual passam, no mínimo, 95% do material, enquanto o diâmetro mínimo é a abertura da malha da maior peneira na qual passam, no máximo, 5% do material. Não existe um critério universal quanto aos valores numéricos que devem ser satisfeitos pela granulometria do agregado. Geralmente, os tamanhos relativos das peneiras d e D são assim definidos: $d \geq k \times D$, onde $k = 0{,}5$ a $0{,}8$, sendo

(a) Equipamento Los Angeles

(b) Peneiras para índice de forma



(c) Peneiras para análise granulométrica

Figura 5.33 Exemplos de equipamentos para ensaios em agregados para tratamento superficial
(Fotos: Chaves, 2004)

as porcentagens permitidas das frações superiores a *D* e inferiores a *d* da ordem de 10 a 25%. A Tabela 5.22 apresenta uma recomendação para a graduação de agregado, de acordo com a intensidade do tráfego (Larsen, 1985).

TABELA 5.22 RECOMENDAÇÃO PARA AGREGADOS DE TRATAMENTOS SUPERFICIAIS (Larsen, 1985)

Tráfego	1	2 e 3[a]
VMD total (volume médio diário nos dois sentidos)	> 2.000	≤ 2.000
k (= *d*/*D*)	≥ 0,65	≥ 0,50
Fração > *D*	≤ 10%	≤ 20%
Fração > 1,25 *D*	zero	–
Fração > 1,50 *D*	–	zero
Fração < *d*	≤ 15%	≤ 25%
Fração < 2mm (peneira Nº 10)	≤ 2%	≤ 5%
Fração < 0,075mm (peneira Nº 200)	≤ 0,5%	≤ 1,0%

[a] Tráfego 2 corresponde a 500 < VMD ≤ 2.000 e tráfego 3 a VMD ≤ 500. Apesar das recomendações serem idênticas para tráfego 2 e 3, o tamanho do agregado tende a ser menor quanto menor o volume de tráfego, e fica a critério do projetista.

De forma geral, quanto mais pesado e intenso o tráfego, maior deverá ser o tamanho do agregado. Por outro lado, quanto mais rígido o substrato, menor será este tamanho. Para fixação adequada do tratamento superficial na base de solo mais fino, é indicado o agulhamento de agregado na mesma, previamente à colocação do TSS. Na escolha do tamanho do agregado, deve-se ainda considerar que, acima de um certo valor, da ordem de 12,5mm (tratamento simples), a dificuldade em se fixar o agregado no ligante aumenta significativamente, sendo maior o risco de rejeição. Quanto maior o tamanho do grão, maior será também o ruído gerado e maior o desgaste dos pneus.

Para os tratamentos múltiplos, o agregado de tamanho maior (primeira camada) é protegido pela(s) camada(s) superior(es), e o risco de rejeição ou de exsudação é menor. O tamanho relativo do agregado, nas várias camadas do tratamento múltiplo, é freqüentemente escolhido de tal maneira que o tamanho nominal do agregado em cada camada seja a metade do correspondente tamanho na camada inferior.

A dosagem exata das taxas a serem empregadas deve ser indicada pelo laboratório. A subdosagem de ligante resultará em um revestimento pouco durável, sujeito a desagregação. O excesso de ligante asfáltico resultará em uma camada de rolamento com pouco atrito e sujeita à exsudação.

5.6.1 Projeto do tratamento superficial

O projeto para o tratamento superficial visa a adequação do tipo de tratamento e dos materiais a serem usados, bem como as suas dosagens de acordo com as condições específicas da obra. A base de conhecimento ainda hoje usada nesses projetos data da década de

1930, mais especificamente dos estudos de F. M. Hanson na Nova Zelândia, cujas conclusões foram comprovadas em vários outros países. Atualmente existe um grande número de métodos para dosagem dos materiais no tratamento superficial, em geral considerando-se parâmetros relacionados ao tamanho do agregado: diâmetro médio no caso do método de Linckelheyl; tamanho máximo efetivo (abertura da malha da peneira na qual passam 90% do agregado) no caso do método da Califórnia; diâmetro "médio ponderado" no caso do método do Asphalt Institute. Larsen (1985) destaca que quando se usam agregados de tamanho comum, 5 a 20mm, há pequena diferença nos resultados obtidos pelos diversos métodos.

Ver Larsen (1985) e Pinto (2004) para discussões mais detalhadas e exemplos de diferentes métodos de dosagem, enquanto aqui será visto apenas o método experimental direto de dosagem.

Método experimental direto

O método direto mais usado é o chamado ensaio de placa ou bandeja, que consiste em espalhar o agregado sobre uma placa plana de área conhecida (500 × 500mm) de modo a cobrir a área da placa, obtendo-se um mosaico uniforme de agregado sem superposição e sem falhas. Deve-se repetir o processo três vezes (Pinto, 2004).

Calcula-se a taxa de agregado graúdo da primeira camada (T_g) pela seguinte expressão:

$$T_g = \frac{P_t - P_p}{A} \tag{5.46}$$

Onde:

P_t = massa da placa com o agregado;

P_p = massa da placa;

A = área da placa.

Conhecida a massa específica aparente solta do agregado em g/cm³, calcula-se a mesma taxa em litros/m², ou seja:

$$\frac{kg}{m^2} \times \frac{cm^3}{g} = \frac{kg}{m^2} \times \frac{10^{-3}\,dm^3}{10^{-3}\,kg} = \frac{l}{m^2} \tag{5.47}$$

A taxa de agregado miúdo (T_m) é aproximadamente metade da taxa de agregado graúdo no caso do TSD. A taxa de ligante (T_L), considerando CAP, é determinada por:

$$T_L = 0{,}10 \times T_T \tag{5.48}$$

Onde:

$$T_T = T_g\left(\frac{l}{m^2}\right) + T_m\left(\frac{l}{m^2}\right) \tag{5.49}$$

O uso de uma caixa dosadora (800 × 250 × 40mm), idealizada por Vaniscotte e Duff (1978a, 1978b), é útil na dosagem do agregado – Figura 5.34 (Larsen, 1985). Espalha-se o agregado sobre o fundo da caixa, em posição horizontal, de modo a formar um

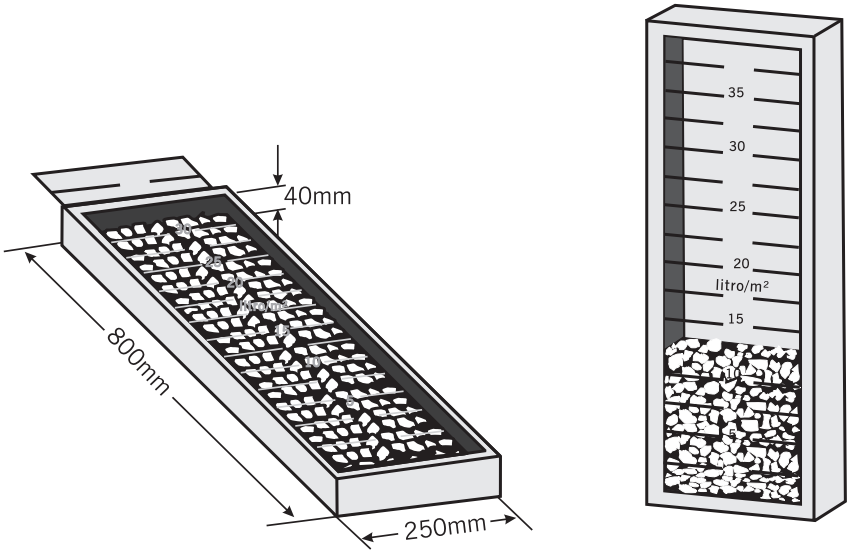


Figura 5.34 Caixa dosadora para tratamento superficial (Larsen, 1985)

mosaico igual ao que se deseja construir na pista. Coloca-se então a caixa na posição vertical e lê-se a taxa de agregado, em litro/m², na graduação indicada na tampa transparente da caixa (Pinto, 2004). A mesma caixa também pode ser usada no controle do espalhamento na pista.

A dosagem ótima é a que corresponde à ausência de exsudação e o mínimo de rejeição de agregado da última camada do tratamento, o que é possível a partir do uso de um simulador de tráfego de laboratório, onde rodas padronizadas solicitam o tratamento construído em placas experimentais.

Pinto (2004) apresenta o seguinte exemplo do método experimental direto para um TSD. Dada a massa da bandeja ou placa com o agregado da primeira camada, $P_t = 9{,}019kg$, sendo a massa da bandeja ou placa, $P_p = 3{,}593kg$ e a área da placa $A = 0{,}32m^2$.

Calcula-se a taxa de agregado graúdo da primeira camada (T_g):

$$T_g = \frac{P_t - P_p}{A} = \frac{9{,}019 - 3{,}593}{0{,}32} = 17\,kg/m^2$$

Lembrando que a taxa de agregado miúdo (T_m) é aproximadamente metade da taxa de agregado graúdo, portanto, $T_m = 9\,kg/m^2$. A taxa total de agregados é dada por:

$$T_T = 17 + 9 = 26\,kg/m^2$$

Conhecida a massa específica aparente solta do agregado, no exemplo 1,35g/cm³, calcula-se a taxa total de agregados em litros/m² da seguinte forma:

$$T_T = \frac{17 + 9}{1{,}35} = 19\,litros/m^2$$

A taxa de ligante (T_L) é determinada por: $T_L = 0{,}10 \times T_T = 0{,}10 \times 19 = 1{,}9\ litro/m^2$

Esse volume é dividido entre os dois banhos, assumindo-se como regra prática que 60% do valor é colocado no 1º banho de ligante e 40% no 2º banho:

1º banho de ligante (60%): $1{,}2\ litro/m^2 \Rightarrow$ 1ª camada de agregado: $17\ kg/m^2$

2º banho de ligante (40%): $0{,}7\ litro/m^2 \Rightarrow$ 2ª camada de agregado: $9\ kg/m^2$

Como ilustração de dosagem de TST pelo método da caixa dosadora, apresenta-se a seguir um outro exemplo de modo a fornecer ao leitor ordens de grandeza dos parâmetros considerados.

1. Materiais utilizados: o material asfáltico usado é uma emulsão RR-2C, obedecendo às características técnicas da NBR 14594. Os agregados são brita 1 (3/4" – 5/8"), brita 0 (3/8" – 1/4") e pedrisco (1/4" – 2,38mm), enquadradas nas faixas A, B e C da especificação DNER-ES 310/97. As granulometrias desses agregados são apresentadas na Tabela 5.23 e os resultados dos demais ensaios na Tabela 5.24.
2. Projeto: pelo método direto da caixa dosadora chegou-se às quantidades indicadas na Tabela 5.25.

TABELA 5.23 GRADUAÇÃO DOS AGREGADOS PARA TST USADOS NO EXEMPLO

Peneira	Brita 1	Especificação Faixa A	Brita 0	Especificação Faixa B	Pedrisco	Especificação Faixa C
1"	–	100	–	–	–	–
3/4"	100,0	90 – 100	–	–	–	–
1/2"	23	20 – 55	–	100	–	–
3/8"	0,3	0 – 15	100,0	85 – 100	100,0	100
Nº 4	0,2	0 – 5	14	10 – 30	91,4	85 – 100
Nº 10	–	–	0,4	0 – 10	22,7	10 – 40
Nº 200	0,1	0 – 1	0,2	0 – 2	0,8	0 – 2

TABELA 5.24 RESULTADOS DOS DEMAIS ENSAIOS

	Unidade	Especificação	Brita 1	Brita 0	Pedrisco
Massa específica aparente solta	g/cm³	–	1,551	1,532	1,450
Ensaios de qualidade do agregado					
Índice de lamelaridade (DAER/RS-EL 108/01)	%	40 – máx.	13,4	8,7	–
Abrasão Los Angeles	%	40 – máx.	16,1		

TABELA 5.25 RESULTADOS DA DOSAGEM

Taxa da 1ª aplicação de RR-2C	1,1 litro/m²
Taxa da 1ª aplicação de agregado – brita 1	19,4kg/m²
Taxa da 2ª aplicação de RR-2C	1,2 litro/m²
Taxa da 2ª aplicação de agregado – brita 0	10,2kg/m²
Taxa da 3ª aplicação de RR-2C (diluída)	1,0 litro/m² diluído a 30% de água
Taxa da 3ª aplicação de agregado – pedrisco	6,7kg/m²

Obs.: Para os cálculos da taxa de ligante considerou-se o resíduo da emulsão no valor de 68,0%.

5.7 MICRORREVESTIMENTO E LAMA ASFÁLTICA

Conforme visto no Capítulo 4, o microrrevestimento asfáltico e a lama asfáltica são tecnologias afins, embora a segunda seja mais restritiva, estando os agregados neste caso sujeitos a especificações menos severas quando comparadas às especificações do micro. Em ambos os casos o ganho estrutural é mínimo ou inexistente, sendo as técnicas usadas fundamentalmente para melhoramento da rugosidade do revestimento. Os procedimentos de dosagem são empíricos e envolvem ensaios e análises em laboratório complementadas por observações em campo. Primeiramente são descritos aqui os ensaios mecânicos usados no procedimento de dosagem quando se consideram as duas técnicas, para em seguida serem apresentados de forma resumida os procedimentos propriamente ditos, devidamente acompanhados de exemplos práticos. Aconselha-se buscar as referências Espírito Santo e Reis (1994), FHWA (1994), ISSA (2005a, 2005b) e DNIT (2005) para maiores detalhes.

5.7.1 Ensaios mecânicos

A dosagem da lama asfáltica e do microrrevestimento é realizada de acordo com as recomendações da International Slurry Surfacing Association (ISSA) fazendo uso dos seguintes ensaios, que são descritos a seguir:

- *Wet Track Abrasion Test* (ISSA-TB 100);
- *Loaded Wheel Test* (ISSA-TB 109);
- *Wet Stripping Test* (ISSA-TB 114).

Wet Track Abrasion Test (WTAT)

Por meio deste ensaio determina-se o teor de ligante mínimo para uma lama asfáltica ou um microrrevestimento. O ensaio reflete a resistência à abrasão relativa à porcentagem de ligante. Em conjunto com o *Loaded Wheel Test* (LWT), permite determinar o teor ótimo de ligante que será empregado. O teste simula as condições abrasivas, como veículos freando e fazendo curvas, em condições úmidas. O procedimento de ensaio utiliza uma amostra em forma de disco, com 6mm de espessura e 280mm de diâmetro. Esta amostra

Figura 5.35 Exemplo de equipamento WTAT

é ensaiada após passar um período de 1 hora ou, excepcionalmente, 6 dias submersa em água. Este disco é colocado no equipamento (Figura 5.35), ainda submerso em água e submetido a uma carga abrasiva rotativa de 2,3kg por 5 minutos. Após este período, seca-se e pesa-se o disco. A perda máxima de massa para amostras submetidas à imersão por 1 hora e 6 dias é, respectivamente, 538g/m^2 e 807g/m^2. O teor de ligante que resulta nestas perdas de massa é considerado o teor mínimo de ligante.

Loaded Wheel Test (LWT)

Neste ensaio, realizado numa espécie de simulador laboratorial de tráfego, determina-se o teor de ligante máximo para uma lama asfáltica ou um microrrevestimento. O procedimento emprega um corpo-de-prova de 50mm de largura por 375mm de comprimento que é compactado com 1.000 ciclos com carga de 57kg no equipamento (Figura 5.36). Após a compactação, o corpo-de-prova é lavado, seco e pesado. Coloca-se então 300g de areia sobre o corpo-de-prova, que é submetido a mais 100 ciclos. O corpo-de-prova é removido mais uma vez e pesado. O aumento de massa devido à adesão da areia é anotado. O valor máximo aceitável de aumento de massa é de 538g/m^2.

Wet Stripping Test (WST)

Este ensaio consiste em submeter um corpo-de-prova de 6 ou 8mm de espessura e 60mm de diâmetro da mistura curada à água em ebulição por 3 minutos. Após a amostra ser retirada da água, observa-se quanto da superfície do agregado continuou recoberta por asfalto. Este valor é expresso em porcentagem. O valor mínimo estabelecido pela norma é de 90%.

(a) LWT – vista geral

(b) LWT – detalhe

Figura 5.36 Exemplo de equipamento LWT

A dosagem do microrrevestimento pode ainda utilizar dois outros ensaios em adição ao que vem sendo usado para dosagem da lama asfáltica:

- teste de coesão;
- teste de Schulze-Breuer e Ruck.

Teste de coesão

O teste de coesão é usado para classificar o microrrevestimento por tempo de cura e tempo de tráfego e otimizar a quantidade de fíler empregada na mistura. Tempo de cura é o tempo necessário para que uma toalha de papel pressionada sobre a superfície do microrrevestimento não fique manchada por emulsão livre. O coesímetro – Figura 5.37(a) – é um aparelho que aplica uma pressão de 200kPa no corpo-de-prova para a realização do ensaio. O procedimento de ensaio consiste em colocar o corpo-de-prova no coesímetro, aplicar a carga, colocar o torquímetro no local apropriado – Figura 5.37(b), girá-lo num arco de 90° a 120° e medir o torque resultante – Figura 5.37(c).

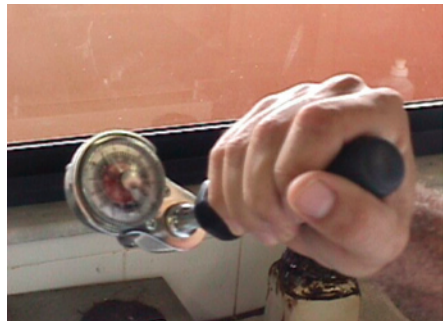
Uma mistura é definida como de cura rápida se obtém no corpo-de-prova um torque de 1,2N.m quando ensaiado entre 20 e 30 minutos depois de moldado. Uma mistura que desenvolve 1,96N.m de torque quando ensaiada em 60 minutos após a moldagem é classificada como de tráfego rápido. Um torque de 1,2N.m é considerado como a coesão necessária na qual a mistura está "curada", resistente à água e não pode ser misturada outra vez. O torque de 1,96N.m representa coesão suficiente para abertura ao tráfego.

Teste de Schulze-Breuer e Ruck

Este ensaio é uma checagem final de compatibilidade entre o asfalto e o agregado de 0 a 2mm. São utilizados corpos-de-prova de 30mm de diâmetro por 30mm de espessura (Figura 5.38). O corpo-de-prova é fabricado com agregado misturado a 8,2% de asfalto que é compactado num equipamento apropriado, sendo então submerso em água por seis dias e depois pesado para o cálculo da absorção.

(a) Coesímetro

(b) Ensaio em andamento



(c) Verificação do torque

Figura 5.37 Exemplo de teste de coesão

(a) Colocação do material para a confecção do corpo-de-prova

(b) Compactação do corpo-de-prova

(c) Corpo-de-prova na mão do técnico e equipamentos para sua confecção

Figura 5.38 Exemplo de confecção de corpo-de-prova para o ensaio Schulze-Breuer e Ruck

O corpo-de-prova é então colocado em um tubo com água e encaixado no equipamento (Figura 5.39). Após ser submetido a 3.600 ciclos, é pesado novamente para o cálculo de perda por abrasão. O corpo-de-prova é colocado mais uma vez em água, desta vez em ebulição, e deixado lá por 30 minutos. Depois é pesado e sua massa anotada como um percentual da massa quando saturado, no início do ensaio. Este percentual equivale à coesão a alta temperatura, também denominada de integridade. O corpo-de-prova é então seco ao ar por 24 horas e examinado para averiguar o percentual de partículas de fíler que está totalmente encoberto com asfalto. Este percentual é considerado como a adesão.

Cada uma destas propriedades (absorção, perda por abrasão, integridade e adesão) possui um peso estipulado para identificar o melhor asfalto para cada jazida de agregados. A International Slurry Surfacing Association (ISSA) recomenda um mínimo de 11 pontos para considerar a combinação asfalto-agregado como aceitável.

(a) Corpo-de-prova dentro do tubo com água

(b) Tubo sendo colocado no equipamento

(c) Vista geral do equipamento

Figura 5.39 Exemplo de equipamento para ensaio Schulze-Breuer e Ruck

5.7.2 Dosagem de microrrevestimento

Segundo a DNER-ES 389 (1999), a dosagem adequada de microrrevestimento asfáltico a frio é realizada com base nos ensaios recomendados pela ISSA (TB 100, TB 109 e TB 114). Um ajuste de dosagem dos componentes pode ser feito nas condições de campo, antes do início dos serviços. A composição granulométrica da mistura de agregados deve satisfazer os requisitos da Tabela 5.26.

TABELA 5.26 REQUISITOS PARA AGREGADOS USADOS EM MICRORREVESTIMENTO ASFÁLTICO A FRIO (DNIT 035/2005-ES)

Peneira		Porcentagem em peso, passando			Tolerância*
ASTM	(mm)	I	II	III	
1/2"	12,50	–	–	100	–
3/8"	9,50	100	100	85 – 100	±5
Nº 4	4,76	90 – 100	70 – 90	60 – 87	±5
Nº 8	2,36	65 – 90	45 – 70	40 – 60	±5
Nº 16	1,18	45 – 70	28 – 50	28 – 45	±5
Nº 30	0,60	30 – 50	19 – 34	19 – 34	±5
Nº 50	0,33	18 – 30	12 – 25	14 – 25	±5
Nº 100	0,15	10 – 21	7 – 18	8 – 17	±3
Nº 200	0,075	5 – 15	5 – 15	4 – 8	±2
Asfalto residual, % em peso do agregado		7,5 – 13,5	6,5 – 12,0	5,5 – 7,5	±0,3
Fíler, % em peso do agregado		0 – 3	0 – 3	0 – 3	–
Polímero, % em peso do asfalto residual		3 mín.	3 mín.	3 mín.	–
Taxa de aplicação, kg/m²		5 – 19	8 – 16	15 – 30	–
Espessura, mm		4 – 15	6 – 20	12 – 37	–
Utilização		Áreas urbanas e aeroportos	Rodovias de tráfego pesado e trilhas de roda	Regularização de rodovias e rodovias de tráfego pesado	

*As tolerâncias constantes na tabela são permitidas desde que os limites da faixa não sejam ultrapassados.

No que diz respeito aos agregados deste tipo de revestimento, ainda segundo a DNIT-035/2005-ES, devem ser constituídos de areia, pó-de-pedra, ou mistura de ambos. Suas partículas devem ser resistentes e apresentar moderada angulosidade, livre de torrões e argila, substâncias nocivas e apresentar as seguintes características:

- abrasão Los Angeles ≤ 40% (DNER-ME 035);
- durabilidade, perda < 12% (DNER-ME 089);
- equivalente de areia ≥ 55% (DNER-ME 054);
- adesividade.

Exemplo – Dosagem de microrrevestimento

O presente exemplo contém a dosagem de um microrrevestimento de uma forma executada na prática por uma empresa nacional. Primeiramente, determinam-se os teores dos agregados de modo a enquadrar o micro numa faixa específica, neste exemplo na Faixa II do DNIT. A Tabela 5.27 apresenta a composição dos agregados, suas respectivas proporções e o devido enquadramento da faixa de projeto na faixa desejada.

TABELA 5.27 COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS PARA MICRORREVESTIMENTO

Peneira	Pó-de-pedra	Pedrisco	Cal CH1	Faixa de projeto			FAIXA II DNIT 035/2005-ES	
	69,0%	30,0%	1,0%	%mín.	Alvo	%máx.	%mín.	%máx.
3/8"	100,0	100,0	100,0	100,00	100,00	100,00	100,0	100,0
Nº 4	99,5	18,7	100,0	70,27	75,27	80,27	70,0	90,0
Nº 8	74,5	2,2	100,0	48,07	53,07	58,07	45,0	70,0
Nº 16	51,1	1,6	100,0	31,74	36,74	41,74	28,0	50,0
Nº 30	36,4	1,3	100,0	21,51	26,51	31,51	19,0	34,0
Nº 50	26,5	1,1	98,8	15,60	19,60	23,60	12,0	25,0
Nº 100	18,5	0,9	95,1	10,99	13,99	16,99	7,0	18,0
Nº 200	12,2	0,6	89,6	7,49	9,49	11,49	5,0	15,0

O equivalente de areia do agregado foi determinado de acordo com DNER-ME 054, sendo igual a 70,8%. Foi realizado então o ensaio de azul-de-metileno na fração fina do agregado, de acordo com a norma da ISSA-TB 145 (NBR 14949/2003), sendo o resultado 4,0mg/g de agregado.

A partir da composição determinada, e considerando-se 0,5% de aditivo, definiram-se então cinco teores (% em massa) de uma emulsão asfáltica com polímero com resíduo igual a 62,09%. No exemplo, estes teores são 8,0; 9,0; 10,0; 11,0 e 12,0%.

Em seguida, realizaram-se os ensaios mecânicos descritos anteriormente: (i) desgaste por abrasão úmida – WTAT (ISSA-TB 100, NBR 14746/2001) e (ii) adesão de areia – LWT (ISSA-TB 109, NBR 14841/2002). Os resultados são mostrados na Tabela 5.28 e na Figura 5.40. O ponto resultante do cruzamento das duas curvas é o teor ótimo, neste caso 9,2%, correspondendo a um WTAT e a um LWT de 270,3g/m^2, conforme indicado no gráfico.

TABELA 5.28 RESULTADOS DOS ENSAIOS MECÂNICOS EM MICRORREVESTIMENTO

Teor de emulsão, % em massa	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0
Desgaste, WTAT, g/m^2	520,1	294,8	167,3	88,1	26,7
Adesão de areia, LWT, g/m^2	231,7	261,4	319,8	382,9	455,2

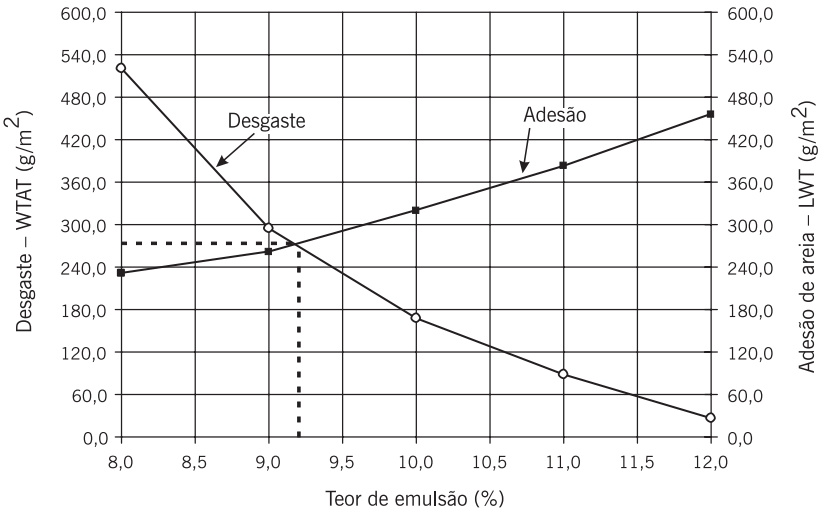


Figura 5.40 Definição do teor ótimo do microrrevestimento

Além dos dois referidos ensaios ainda foram utilizados os seguintes procedimentos de dosagem nos cinco teores de emulsão:

- ISSA-TB 109: deslocamento vertical (*Dv*) e deslocamento lateral (*Dl*); no exemplo não foram encontrados deslocamentos;
- ISSA-TB 114: teste de deslocamento úmido (*Wet Stripping Test* – WST), cujo resultado foi 98% nos cinco teores;
- NBR 14757 – determinação da adesividade de mistura.

Apenas no teor ótimo, 9,2% de emulsão, foi então realizado o ensaio de coesão (ISSA-TB 139, NBR 14798/2002), tendo no exemplo sido encontrados os resultados apresentados na Tabela 5.29.

TABELA 5.29 DADOS DE COESÃO NO TEOR ÓTIMO

Tempo de cura, minutos	30,0	60,0	90,0
Coesão, kg.cm	15,0	22,0	26,0
Requisito ISSA-TB 139, kg.cm	12,0 mín.	20,0 mín.	–

O resumo das informações da dosagem do microrrevestimento do exemplo em questão é fornecido na Tabela 5.30.

TABELA 5.30 CÁLCULO DOS ÍNDICES EM FUNÇÃO DO TEOR ÓTIMO DE EMULSÃO

Índices	Exemplo de dosagem
Teor ótimo – emulsão, %	9,2
Teor ótimo – residual de asfalto, %	5,7
WTAT – Desgaste, g/m²	270,30
LWT – Adesão de areia, g/m²	270,30
WST – Deslocamento úmido, %	98,00
LWT – Deslocamento vertical, %	–
LWT – Deslocamento lateral, %	–

5.7.3 Dosagem de lama asfáltica

De acordo com o DNER (1998), a dosagem de uma lama asfáltica visa determinar, para uma composição de agregados predefinida, os teores ótimos de emulsão e água a serem incorporados à mistura. As etapas do processo são descritas a seguir.

(a) *Seleção da faixa granulométrica*: a definição da faixa a ser utilizada é orientada, basicamente, pelo estado de superfície do pavimento a ser tratado (fissuração, desgaste, deformações), ou em última instância, pela espessura e textura desejadas para a lama asfáltica.

(b) *Composição da mistura agregado + fíler*: em função dos materiais disponíveis, deve-se estudar a composição mais favorável, tendo em vista o enquadramento na faixa granulométrica desejada. Deve-se analisar a conveniência do emprego de areia e fíler na mistura.

(c) *Definição do teor ótimo de emulsão*: é possível estimar o teor ótimo provável a partir da aplicação da fórmula de Duriez, a qual leva em consideração a superfície específica dos agregados que compõem a mistura e um parâmetro designado módulo de riqueza, que é função da faixa selecionada. As expressões de cálculo são as seguintes:

$$E = \frac{0{,}33P_2 + 0{,}81P_1 + 2{,}7S_3 + 9{,}15S_2 + 21{,}9S_1 + 135F}{100} \quad (5.50)$$

$$L = k \times E^{1/5} \quad (5.51)$$

$$L_e = \frac{L}{r} \quad (5.52)$$

Onde:

E = superfície específica da mistura de agregados + fíler, m/kg;

P_2 = massa do material retido entre as peneiras 1/2" – N° 4;

P_1 = massa do material retido entre as peneiras Nº 4 – Nº 10;

S_3 = massa do material retido entre as peneiras Nº 10 – Nº 40;

S_2 = massa do material retido entre as peneiras Nº 40 – Nº 80;

S_1 = massa do material retido entre as peneiras Nº 80 – Nº 200;

F = massa do material passante na peneira Nº 200;

L = teor residual de asfalto, %;

L_e = teor de emulsão, %;

r = resíduo de emulsão, %;

k = módulo de riqueza, com os seguintes valores correspondentes às Faixas I ($k = 7$), II ($k = 6$), III ($k = 5$ *a* 6) e IV ($k = 4$).

Como orientação, o DNER (1998) apresenta os limites esperados para o teor ótimo de emulsão, expressos em relação à massa total de agregados, para cada uma das faixas da ES-P 24/91 do DER/PR – Tabela 5.31.

TABELA 5.31 LIMITES DO TEOR DE EMULSÃO PARA FAIXAS DO DER/PR

Faixa	I	II	III	IV
Teor de emulsão, %	16 – 20	14 – 18	12 – 16	8 – 12

(d) *Definição do teor ótimo de água*: a quantidade ótima de água deve ser aquela que permita o máximo em trabalhabilidade, sem ocorrência de escorrimento. Um exagerado teor de água tende a provocar a sedimentação dos finos e a flotação da emulsão asfáltica, resultando em superfície exsudada e altamente derrapante sob condições chuvosas. O teor de água está, também, vinculado ao tempo da cura da massa na pista, uma quantidade maior de água implicando maior tempo de cura. A definição do teor ótimo de água é procedida pela análise da trabalhabilidade/consistência da massa, executando-se misturas com o teor teórico da emulsão previamente determinado e diversos teores de água.

(e) *Definição do teor ótimo de emulsão*: o ajuste da dosagem e a conseqüente definição de teor ótimo de emulsão são efetuados pelo emprego do WTAT, de acordo com a seguinte seqüência:

1. Moldar três corpos-de-prova, na umidade ótima predefinida para o teor ótimo teórico de emulsão e para teores 1% e 2%, acima e abaixo deste teor.
2. Submeter cada um dos corpos-de-prova ao WTAT, calculando a média das perdas por desgaste obtidas para cada teor.
3. Mediante análise visual das condições de envolvimento, textura e trabalhabilidade, e da exigência de obtenção de perdas por desgaste no WTAT iguais ou inferiores a 0,10g/cm^2, definir o teor ótimo de emulsão.

(f) *Apresentação da dosagem*: a composição final da mistura deverá ser apresentada considerando-se a mistura agregados + fíler como sendo 100%, e indicando os teores de água e emulsão asfáltica a adicionar.

Como exemplo, o DNER (1998) apresenta o resumo da dosagem de uma lama asfáltica, conforme indica (i) a composição da mistura (em massa) abaixo e (ii) a granulometria do projeto e faixa de trabalho apresentadas na Tabela 5.32.

Areia = 50,0%; Pó-de-pedra = 42,0%; Cimento Portland = 8,0%; Total (1) = 100,0%
Água a adicionar = 8,0%; Emulsão RL-1C = 18,0%; Total (2) = 126,0%

TABELA 5.32 GRANULOMETRIA DO PROJETO E FAIXA DE TRABALHO

Peneira		Porcentagem em massa, passando		
ASTM	mm	Mistura	Faixa de trabalho	Faixa III (DNER-ES 314/97)
3/8"	9,50	100	100	100
Nº 4	4,80	92	86 – 98	90 – 100
Nº 8	2,40	76	70 – 82	65 – 90
Nº 16	1,20	58	52 – 64	45 – 70
Nº 30	0,60	40	34 – 46	30 – 50
Nº 50	0,30	22	16 – 28	18 – 30
Nº 100	0,15	15	12 – 18	10 – 21
Nº 200	0,075	8	5 – 11	5 – 15

Exemplo – Dosagem de lama asfáltica

Procedimento semelhante ao do microrrevestimento é usado para a dosagem de uma lama asfáltica, conforme é mostrado no exemplo a seguir, também obtido da experiência prática de empresa nacional. Determinam-se os teores dos agregados de modo a enquadrar agora a lama numa faixa específica. Neste exemplo uma composição de pó e pedrisco apenas é suficiente para o enquadramento na Faixa IV do DAER-ES-P 20/91. A Tabela 5.33 apresenta as informações relativas à granulometria.

TABELA 5.33 COMPOSIÇÃO DOS AGREGADOS PARA LAMA ASFÁLTICA

Peneira	Pó-de-pedra + pedrisco	Faixa IV – DAER-ES-P 20/91	
	100%	%mín.	%máx.
3/8"	100,00	100	100
Nº 4	98,40	82	100
Nº 8	92,70	70	95
Nº 16	56,40	40	64
Nº 30	40,60	28	50
Nº 50	26,30	15	30
Nº 100	18,60	8	20
Nº 200	13,40	5	15

O equivalente de areia do agregado foi determinado, encontrando-se 67,1%. O ensaio de azul-de-metileno apontou 9,0mg/g de agregado. Definiram-se então cinco teores (% em massa) de uma emulsão asfáltica, no exemplo, uma emulsão RL-1C sem qualquer aditivo, nos teores 9,0; 10,0; 11,0; 12,0 e 13,0%.

Os resultados de WTAT e LWT são mostrados na Tabela 5.34 e na Figura 5.41, sendo o ponto de intersecção das duas curvas o teor ótimo, neste caso 11,1%, correspondendo a um WTAT e a um LWT de 390g/m^2. Estes resultados estão de acordo com a ISSA (2005b), que recomenda um máximo de 538g/m^2 para a adesão de areia no LWT e um máximo de 807g/m^2 para o desgaste após uma hora no WTAT.

TABELA 5.34 RESULTADOS DOS ENSAIOS MECÂNICOS EM LAMA ASFÁLTICA

Teor de emulsão, % em massa	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0
Desgaste, WTAT, g/m^2	865,0	578,2	398,4	301,0	244,5
Adesão de areia, LWT, g/m^2	300,2	333,8	386,4	440,8	486,7

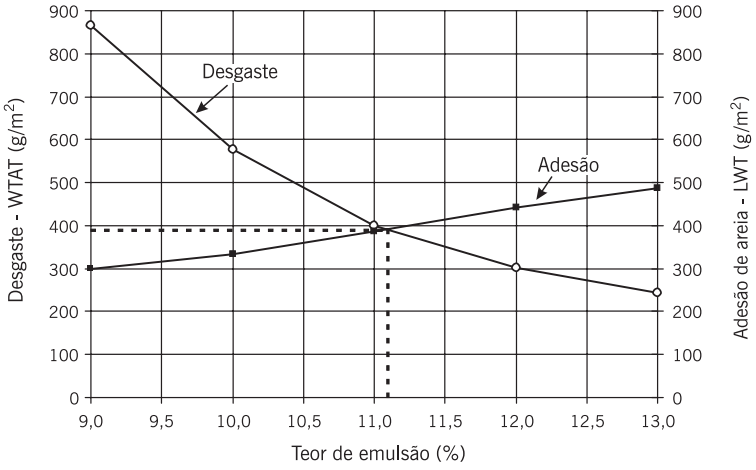


Figura 5.41 Definição do teor ótimo da lama asfáltica

Além desses dois ensaios, ainda é realizado o teste de deslocamento úmido (*Wet Stripping Test* – WST), cujo resultado foi 98% nos cinco teores. Este resultado está também de acordo com o recomendado pela ISSA (2005b) que é um mínimo de 90%. O resumo das informações de dosagem da lama asfáltica do exemplo em questão é fornecido na Tabela 5.35.

TABELA 5.35 CÁLCULO DOS ÍNDICES EM FUNÇÃO DO TEOR ÓTIMO DE EMULSÃO

Índices	Exemplo de dosagem
Teor ótimo – emulsão, %	11,1
WTAT – Desgaste, g/m^2	390,0
LWT – Adesão de areia, g/m^2	390,0
WST – Deslocamento úmido, %	98,00
LWT – Deslocamento vertical, %	–
LWT – Deslocamento lateral, %	–

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. T 305: *determination of draindown in uncompacted asphalt mixtures*. USA, 1997.

_____. PP 35: *practice evaluation of Superpave giratory compactor*. USA, 1998.

_____. T 209: *standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures*. USA, 1999.

_____. T 166: *bulk specific gravity of compacted bituminous mixtures using saturated surface-dry specimens*. USA, 2000.

_____. T 283: *standard method of test for resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage*. USA, 2003.

_____. T 319: *quantitative extraction and recovery of asphalt binder from asphalt mixtures*. USA, 2003.

_____. T 312: *preparing and determining the density of the hot-mix asphalt (HMA) specimens by means of the Superpave Gyratory Compactor*. USA, 2003.

ABEDA – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO. *Manual básico de emulsões asfálticas*. *Soluções para pavimentar sua cidade*. 1. ed. Rio de Janeiro: ABEDA, 2001.

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

_____. NBR 14746: *microrrevestimentos a frio e lama asfáltica: determinação de perda por abrasão úmida (WTAT)*. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 14757: *microrrevestimentos e lamas asfálticas: determinação da adesividade de misturas*. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 14798: *microrrevestimentos asfálticos: determinação da coesão e características da cura pelo coesímetro*. Rio de Janeiro, 2002.

_____. NBR 14841: *microrrevestimentos a frio: determinação do excesso de asfalto e adesão de areia pela máquina LWT*. Rio de Janeiro, 2002.

_____. NBR 14949: *microrrevestimentos asfálticos: caracterização da fração fina por meio da absorção de azul-de-metileno*. Rio de Janeiro, 2003.

_____. NBR 15087: *misturas asfálticas: determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 15140: *misturas asfálticas: determinação do desgaste por abrasão Cantabro*. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 14594: *emulsões asfálticas catiônicas: especificação*. Rio de Janeiro, 2005.

ALDIGUERI, D.R.; SILVEIRA, M.A.; SOARES, J.B. Estudo comparativo entre compactação manual e automática de misturas asfálticas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 33., 2001, Florianópolis. *Anais*... Rio de Janeiro: ABPv, 2001. v. 1, p. 804-813.

ANP – AGÊNCIA NACIONAL DE PETRÓLEO. Portaria DNC n. 5, de 18 de fevereiro de 1993.

APRG. *Selection and design of asphalt mixes*: Australian Provisional Guide. Austroads APRG Report n. 18 published May 1997, updated 1998 and March 1999. ARRB Transport Research, 1997.

ASPHALT INSTITUTE. *The asphalt handbook*. Manual Series, n. 4 (MS-4), College Park, 1956. p. 46-8.

_____. *Mix design methods for asphalt concrete and other hot-mix types*. Manual series n. 2, 1995.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. C 127: *standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of coarse aggregate*. USA, 1988.

_____. D 5002: *standard test method for density and relative density of crude oils by digital density analyzer*. USA, 1994.

_____. D 1856: *standard test method for recovery of asphalt from solution by Abson method*. USA, 1995.

_____. C 128: *standard test method for density, relative density (specific gravity), and absorption of fine aggregates*. USA, 1997.

_____. C 1252: *standard test method for uncompacted void content of fine aggregate (as influenced by particle shape, surface texture, and grading)*. USA, 1998.

_____. D 4791: *standard test method for flat particles, elongated particles, or flat and elongated particles in coarse aggregate*. USA, 1999.

_____. D 2041: *standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures*. USA, 2000.

_____. D 2726: *standard test method for bulk specific gravity and density of non-absorptive compacted bituminous mixtures*. USA, 2000.

_____. D 2172: *standard test methods for quantitative extraction of bitumen from bituminous paving mixtures*. USA, 2001.

_____. D 5581: *standard test method for resistance to plastic flow of bituminous mixtures using Marshall apparatus (6 inch-diameter specimen)*. USA, 2001.

_____. D 1188: *standard test method for bulk specific gravity and density of compacted bituminous mixtures using paraffin-coated specimens*. USA, 2002.

BUCHANAN, M.S.; BROWN, E.R. Effect of Superpave gyratory compactor type on compacted hot mix asphalt density. In: ANNUAL MEETING OF THE TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 80., 2001, Washington.

BUKOWSKI, J.R. *Guidelines for the design of Superpave mixtures containing reclaimed asphalt pavements (RAP)*. March 1997. Disponível em: <http://www.utexas.edu/research/superpave/articles/rap.html>. Acesso em: 01 ago. 2006.

CASTELO BRANCO, V.T.F.; ARAGÃO, F.T.S.; SOARES, J.B. Caracterização mecânica de misturas asfálticas dosadas em laboratório e em uma usina do tipo drum mixer. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35., 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2004.

CASTRO NETO, A.M. Determinação da densidade máxima teórica de misturas betuminosas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 30., 1996, Salvador. Anais... Salvador: ABPv, 1996. v. 1, p. 35-60.

CASTRO NETO, A.M. *Proposta de dosagem de concreto betuminoso reciclado a quente*. 2000. 112 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

COELHO, W.; SÓRIA, M.H.A. Variabilidade dos resultados do método Marshall. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 11., 1992, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1992.

DAER RS – DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL. EL 108/01: *determinação do índice de lameralidade*. Porto Alegre, 2001. 4p.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 089: *agregados: avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. ME 107: *mistura betuminosa a frio, com emulsão asfáltica: ensaio Marshall*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. ME 117: *mistura betuminosa: determinação da densidade aparente*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. ME 043: *misturas betuminosas a quente*: *ensaio Marshall para misturas betuminosas*. Rio de Janeiro, 1995.

_____. ME 084: *agregado miúdo: determinação da densidade real*. Rio de Janeiro, 1995.
_____. ME 193: *materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos: determinação da densidade e da massa específica*. Rio de Janeiro, 1996.
_____. *Especificações gerais para obras rodoviárias do DNER: pavimentos flexíveis*. Rio de Janeiro: DNER, 1997.
_____. ES 310: *pavimentação:* tratamento superficial triplo. Rio de Janeiro, 1997.
_____. ES 319: *pavimentação: concreto betuminoso reciclado a quente no local*. Rio de Janeiro, 1997.
_____. ME 054: *equivalente de areia*. Rio de Janeiro, 1997.
_____. ME 153: *agregados em estado compactado seco: determinação da massa específica aparente*. Rio de Janeiro, 1997.
_____. *Manual de reabilitação de pavimentos asfálticos*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
_____. *Pesquisa e asfalto modificado por polímero*: *relatório Final, tomos I, II e III*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.
_____. ME 035: *agregados: determinação da abrasão Los Angeles*. Rio de Janeiro, 1998.
_____. ME 081: *agregados: determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo*. Rio de Janeiro, 1998.
_____. ES 386: *pavimentação: pré-misturado a quente com asfalto polímero: camada porosa de atrito*. Rio de Janeiro, 1999.
_____. ES 389: *pavimentação: microrrevestimento asfáltico a frio com emulsão modificada por polímero*. Rio de Janeiro, 1999.
DNIT — DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/2004 - ES: pavimentação: concreto asfáltico. Rio de Janeiro, 2004.
_____. DNIT 035/2005 – ES: microrrevestimento asfáltico. Rio de Janeiro, 2005.
EUROPEAN STANDARDS. EN 12697-5: *bituminous mixtures*: *test method for hot mix asphalt: determination of the maximum density*. 2002.
ESPÍRITO SANTO, N.R.; REIS, R.M. Microconcreto asfáltico a frio – uma técnica alternativa para tratamento de superfície. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 12., 1994, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1994.
FHWA – FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *State of the practice, design, construction, and performance of micro-surfacing*. FHWA-SA-94-051, 1994.
_____. *Background of Superpave asphalt mixture design and analysis*. FHWA-SA-95-003, 1995.
FRANCKEN, L.; EUSTACCHIO, E.; ISACSSON, U.; PARTL, M.N. Recent activities of RILEM TC 152 – PBM – perfomance of bituminous materials. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON ASPHALT PAVEMENT, 8., 1997, Seattle, USA.
HAFEZ, I.H.; WITCZAK, M.W. Comparison of Marshall and Superpave level I mix design for asphalt mixes. *Transportation Research Record*, n. 1.492, 1995.
HARMAN, T.; BUKOWSKI, J.R.; MOUTIER, F.; HUBER, G.; MCGENNIS, R. The history and future challenges of gyratory compaction 1939 to 2001. In: ANNUAL MEETING OF THE TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 81., 2002, Washington.
HEIDE, J.P.J.; NICHOLLS, J.C. Harmonized European test methods. Performance testing and evaluation of bituminous materials. PTEBM'03. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM, 6., Zurich, 2003.
HINRICHSEN, J. A comparison of four brands of Superpave gyratory compactors. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 80., 2001, Washington.
INSTITUTO DE ASFALTO. *Manual de asfalto*. Série do Manual n. 4 (MS-4), 1989.
ISSA – INTERNATIONAL SLURRY SURFACING ASSOCIATION. ISSA TB-145: *test method for*

determination of methylene blue absorption value (mbv) of mineral aggregate fillers and fines. USA, 1989.

_____. ISSA TB-100: *test method number T-100 for wet track abrasion of slurry seals*. USA, 1990.

_____. ISSA TB-109: *test method for measurement of excess asphalt in bituminous by use of a loaded wheel tester and sand adhesion.* USA, 1990.

_____. ISSA TB-114: *wet stripping test for cured slurry seal mixes.* USA, 1990.

_____. *Recommended performance guidelines for micro-surfacing – A 143 (Revised)*. USA, 2005a.

_____. *Recommended performance guidelines for emulsified asphalt slurry seal – A 105 (Revised)*. USA, 2005b.

JACKSON, N.M.; CZOR, L.J. 100-mm-diameter mold used with Superpave gyratory compactor. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2003.

JOOSTE, F.J.; TAUTE, A.; VERHAEEGHE, B.M.J.A.; VISSER, A.T.; MYBURGH, O.A. A new hot mix design method for Southern Africa. In: WORLD OF ASPHALT PAVEMENTS CONFERENCE, 2000, Sidney.

KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R. Comparative evaluation of 4-inch and 6-inch diameter specimens for testing large stone mixes. *NCAT Rep.*, Auburn, n. 90-5, 1990.

KANDHAL, P.S.; FOO, K.Y. *Designing recycled hot mix asphalt mixtures using Superpave technology, progress of Superpave* – evaluation and implementation. ASTM STP 1322. Robert N. Jester (Ed.), 1997.

KANDHAL, P.S.; KOEHLER, W.S. Marshall mix design method: current practices. *Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Technical Sessions*, San Antonio, v. 54, 1985.

LARSEN, J. *Tratamento superficial na conservação e construção de rodovias*. Rio de Janeiro: ABEDA, 1985.

MARQUES, G.L.O. *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória*. 2004. 480 f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

MCDANIEL, R.; ANDERSON, R.M. *Incorporation of reclaimed asphalt pavement in the Superpave system*. Final report for National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board – National Research Council. USA, 2000.

_____. Recommended use of reclaimed asphalt pavement in the Superpave mix design method: technician's manual. *NCHRP Report*, n. 452, 2001.

MCGENNIS, R.B.; ANDERSON, R.M.; PERDOMO, D.; TURNER, P. Issues pertaining to use of Superpave gyratory compactor. *Transportation Research Record*, n. 1543, Washington, p. 117-25, 1996.

MOREIRA, H.S.; SOARES, J.B. *Reciclagem a frio em pavimentos asfálticos no estado do Ceará*. Projeto de graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Ceará. 2002.

MOTTA, L.M.G. Contribuição para a estimativa do módulo resiliente de misturas asfálticas. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 14., 1998, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1998.

MOTTA, L.M.G.; LEITE, L.M.F. Efeito do fíler nas características mecânicas das misturas asfálticas. In: CONGRESSO PANAMERICANO DE ENGENHARIA DE TRÂNSITO E TRANSPORTES, 11., 2000, Brasil. p. 09-19.

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

MOURÃO, F.A.L. Misturas asfálticas de alto desempenho tipo SMA. 2003. 151 f. Dissertação (Mestrado) — Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

MOUTHROP, J.S.; HICKS, R.G.; BALLOU, W.R. Emulsion: the future of pavement maintenance? *Asphalt Contractor Magazine*, Feb. 1997.

NAPA – NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *NAPA TAS-14*: *mix design techniques*: *part I*: *Instructors Manual*. 1982.

_____. *Design and construction SMA mixtures: state of the practice*. 1999. 43p.

NCHRP – NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. *Incorporation of reclaimed asphalt pavement in the Superpave system*. NCHRP 9-12. 2000.

PINHEIRO, J.H.M. *Incorporação de borracha moída de pneus em misturas asfálticas de diferentes granulometrias (processos úmido e seco)*. 2004. 124 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, 2004.

PINTO, S. *Materiais pétreos e concreto asfáltico: conceituação e dosagem*. Rio de Janeiro: IME, 1996.

_____. *Tratamento superficial betuminoso*. Rio de Janeiro: IME, 2004.

ROBERTS, F.L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R.; LEE, D-Y.; KENNEDY, T.W. *Hot mix asphalt materials, mixture, design, and construction*. 2. ed. Lanham: Napa Education Foundation, 1996.

ROBERTS, F.L.; MOHAMMAD, L.N.; WANG, L.B. History of hot mix asphalt mixture design in the United States. *Journal of Materials in Civil Engineering*, July/Aug. 2002.

SANTANA, H. *Manual de pré-misturados a frio*. Rio de Janeiro: IBP/Comissão de Asfalto, 1993.

SHRP – STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. *Superior performing asphalt pavements (Superpave)*: the product of SHRP Asphalt Research Program. SHRP A-410. Washington: National Research Council, 1994a.

_____. *The Superpave mix design system manual of specifications, test methods, and practices*. SHRP A-379. Washington: National Research Council, 1994b.

SILVEIRA, M.A. *Estudo de adição de polímero em areia-asfalto a frio*. 1999. 103 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

SOARES, J.B.; MOTTA, L.M.; NÓBREGA, L.M.; LEITE, L.M.; PAIVA, J.A.A.; NOBRE JR., E.F. Estudo comparativo de cimentos asfálticos de petróleo na pista experimental do Ceará. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 12., 1998, Fortaleza. *Anais...* Fortaleza: ANPET, 1998. v. 1, p. 590-601.

SOARES, J.B.; MOTTA, L.M.; BRANCO, J.V.C. Efeito da consistência do CAP no teor ótimo e nas propriedades das misturas asfálticas. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 13., 1999, São Carlos. *Anais...* São Carlos: ANPET, 1999. v. 1, p. 115-25.

SOARES, J.B.; MOTTA, L.M.; SOARES, R.F. Análise de bacias deflectométricas para o controle de construção de pavimentos asfálticos. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 14., 2000, Gramado. *Anais...* Gramado: ANPET, 2000.

TUCHUMANTEL JR., O. Influência da umidade de compactação no PMF – denso. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 10., 1990, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1990.

VANISCOTTE, J.C.; DUFF, M. Determination des dosages mayens en gravillons d'enduits superciales. *Bulletin de Liason des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n. 94, 1978a.

_____. Enduits superciales – determination rapide de dosages en granulat. Bulletin de Liason des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 105, 1978b.

VASCONCELOS, K.L. Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes granulometrias. 2004. 149 f. Dis-

sertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, 2004.

VASCONCELOS, K.L.; SOARES, J.B.; LEITE, L.M. Influência da densidade máxima teórica na dosagem de misturas asfálticas. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 17., 2003, Rio de Janeiro. *Anais*... Rio de Janeiro: ANPET, 2003. v. 1. p. 5-17.

WANG, J.N.; KENNEDY, T.W.; MCGENNIS, R.B. Volumetric and mechanical performance of Superpave mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Aug. 2000.

WHITE, T.D. Marshall procedures for design and quality control of asphalt mixtures. *Proceedings Association of Asphalt Paving Technologists Technical Sessions*, San Antonio, v. 54, 1985.

WHITEOAK, D. *Shell bitumen handbook*. 1991.

YILDIRIM, Y.; SOLAIMANIAN, M.; MCGENNIS, R.B.; KENNEDY, T.W. Comparative analyses of volumetric properties for Superpave giratory compactors. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 79., Washington, 2000. *Proceedings...*

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

5 DOSAGEM DE DIFERENTES TIPOS DE REVESTIMENTO

Figura 5.1 Exemplos de corpos-de-prova de diversas formas e compactadores de misturas asfálticas 206
Figura 5.2 Esquema de componentes em uma mistura asfáltica compactada 207
Figura 5.3 Pesagem de corpos-de-prova 208
Figura 5.4 Obtenção da condição de superfície saturada seca em corpo-de-prova de mistura asfáltica compactada 209
Figura 5.5 Ilustração dos volumes considerados na determinação da DMT e da *Gmm* 210
Figura 5.6 Exemplo de procedimento para determinação da ***Gmm*** em laboratório 212
Figura 5.7 Ilustração dos vazios existentes entre os agregados recobertos ou entre os grumos 213
Figura 5.8 Seqüência final do procedimento para determinação da *Gmm* 213
Figura 5.9 Massas consideradas para o cálculo da *Gmm* 214
Figura 5.10 Tampa de borracha com orifício preenchido com vidro de diâmetro reduzido 215
Figura 5.11 Ilustração da volumetria em uma mistura asfáltica 217
Figura 5.12 Exemplos de compactadores Marshall 218
Figura 5.13 Exemplos de curvas de viscosidade obtidas em diferentes viscosímetros e faixas de mistura e compactação 219
Figura 5.14 Moldagem de corpos-de-prova tipo Marshall em laboratório 220
Figura 5.15 Exemplo de corpos-de-prova submersos em banho-maria e molde de compressão 223
Figura 5.16 Exemplo de equipamento de ensaio de estabilidade Marshall 223
Figura 5.17 Exemplos de curvas dos parâmetros determinados na dosagem Marshall 224
Figura 5.18 Representação esquemática dos grupos de corpos-de-prova 225
Figura 5.19 Teor de asfalto ***versus*** Vv e RBV 226
Figura 5.20 Exemplo de granulometria adequada à especificação Superpave 231
Figura 5.21 Ilustração esquemática e exemplo de compactador giratório Superpave (CGS) 232
Figura 5.22 Fluxograma da dosagem Superpave 233
Figura 5.23 Seqüência do procedimento de compactação Superpave 236
Figura 5.24 Curva de compactação típica obtida do CGS (Motta *et al.*, 1996) 237
Figura 5.25 Gráfico de compactação dos corpos-de-prova do exemplo 240
Figura 5.26 Curva de compactação da mistura 3 com 4,2% de ligante e Tamanho Máximo Nominal de 19mm 248
Figura 5.27 Representação esquemática dos parâmetros volumétricos de controle do SMA 250
Figura 5.28 Ensaio de escorrimento de ligante asfáltico de mistura SMA 252
Figura 5.29 Fluxograma para determinação da massa específica real média dos agregados 255
Figura 5.30 Viscosidade ***versus*** porcentagem de ligante novo 257
Figura 5.31 Temperatura ***versus*** porcentagem de ligante novo (Kandhal e Foo, 1997) 260
Figura 5.32 Determinação do teor de fresado a ser incorporado na MARQ 262
Figura 5.33 Exemplos de equipamentos para ensaios em agregados para tratamento superficial 264
Figura 5.34 Caixa dosadora para tratamento superficial (Larsen, 1985) 267

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

Figura 5.35 Exemplo de equipamento WTAT 270
Figura 5.36 Exemplo de equipamento LWT 271
Figura 5.37 Exemplo de teste de coesão 272
Figura 5.38 Exemplo de confecção de corpo-de-prova para o ensaio Schulze-Breuer e Ruck 272
Figura 5.39 Exemplo de equipamento para ensaio Schulze-Breuer e Ruck 273
Figura 5.40 Definição do teor ótimo do microrrevestimento 276
Figura 5.41 Definição do teor ótimo da lama asfáltica 280

Tabela 5.1 Exemplo da composição dos agregados (números indicam percentual passante em cada peneira) 218
Tabela 5.2 Ajuste do percentual em massa dos agregados em função do teor de asfalto (por simplificação são mostrados apenas quatro teores) 221
Tabela 5.3 Massa específica real dos constituintes (g/cm^3) e DMT da mistura em função do teor de asfalto 221
Tabela 5.4 Cálculo da massa específica das misturas compactadas (por simplificação são mostrados apenas dois corpos-de prova, quando devem ser usados três para cada teor de asfalto) 222
Tabela 5.5 Exemplos de limites de Vv e RBV para diferentes faixas granulométricas de concreto asfáltico 225
Tabela 5.6 Resultados da dosagem 226
Tabela 5.7 Requisitos de dosagem de concreto asfáltico do DNIT-ES 031/2004) 227
Tabela 5.8 Organização hierárquica do método Superpave 231
Tabela 5.9 Número de giros especificados na norma de dosagem Superpave 237
Tabela 5.10 Critérios volumétricos para escolha do teor de projeto 238
Tabela 5.11 Exemplo de compactação por amassamento (CGS) 238
Tabela 5.12 Dados dos agregados das misturas tentativas 1, 2 e 3 240
Tabela 5.13 Valores de *Gmb* corrigidos e respectivos critérios, dados como %*Gmm* 243
Tabela 5.14 Resumo das informações da compactação das misturas tentativas 244
Tabela 5.15 Resumo das informações das misturas tentativas para Vv = 4% no $N_{projeto}$ 246
Tabela 5.16 Resumo das informações da mistura 3 248
Tabela 5.17 Propriedades de projeto da mistura com 4,7% de ligante 249
Tabela 5.18 Definição da fração graúda de agregado (NAPA, 1999) 251
Tabela 5.19 Especificação para misturas SMA utilizando método Marshall (NAPA, 1999) 251
Tabela 5.20 Fatores corretivos da superfície específica do método de Duriez 255
Tabela 5.21 Exemplo de composição granulométrica da mistura reciclada (% passante) 262
Tabela 5.22 Recomendação para agregados de tratamentos superficiais (Larsen, 1985) 265
Tabela 5.23 Graduação dos agregados para TST usados no exemplo 268
Tabela 5.24 Resultados dos demais ensaios 268

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

Tabela 5.25 Resultados da dosagem 269
Tabela 5.26 Requisitos para agregados usados em microrrevestimento asfáltico a frio (DNIT 035/2005-ES) 274
Tabela 5.27 Composição dos agregados para microrrevestimento 275
Tabela 5.28 Resultados dos ensaios mecânicos em microrrevestimento 275
Tabela 5.29 Dados de coesão no teor ótimo 276
Tabela 5.30 Cálculo dos índices em função do teor ótimo de emulsão 277
Tabela 5.31 Limites do teor de emulsão para faixas do DER/PR 278
Tabela 5.32 Granulometria do projeto e faixa de trabalho 279
Tabela 5.33 Composição dos agregados para lama asfáltica 279
Tabela 5.34 Resultados dos ensaios mecânicos em lama asfáltica 280
Tabela 5.35 Cálculo dos índices em função do teor ótimo de emulsão 280

6
Propriedades mecânicas das misturas asfálticas

6.1 INTRODUÇÃO

A caracterização de materiais de pavimentação é uma tarefa complexa em virtude das propriedades desses materiais dependerem de diversos fatores, entre eles: meio ambiente, magnitude, tempo de aplicação e freqüência das cargas dos veículos, e estado de tensões. No caso das misturas asfálticas, o envelhecimento gradativo devido à oxidação do ligante aumenta a complexidade, já que é difícil a simulação desse fenômeno em laboratório para a devida caracterização do material. Diante disso, a caracterização das misturas requer um balanço apropriado entre rigor e praticidade, uma vez que nem todas as variáveis podem ser consideradas simultaneamente, pelo menos não no estágio atual de conhecimento. Privilegiam-se então os aspectos considerados de maior relevância para previsão do comportamento das misturas asfálticas em campo.

Nos primeiros dois terços do século XX, a caracterização das misturas, bem como dos outros materiais de pavimentação, era estritamente empírica, correspondendo às abordagens de dimensionamento dos pavimentos tal como o método do CBR ou o método da AASHTO até 1986. Para as misturas asfálticas, os ensaios consagrados nessas abordagens foram o de estabilidade Marshall e o de estabilidade Hveem. No Brasil, o primeiro é ainda extensamente usado, principalmente no meio técnico. Embora esses ensaios sejam práticos e importantes quando se considera o desenvolvimento da pavimentação, não são apropriados para condições de serviço distintas das para os quais eles foram desenvolvidos, nem úteis para a previsão de desempenho dos pavimentos (Roberts *et al.*, 1996).

Observa-se, principalmente a partir da década de 1970, maior utilização de métodos de dimensionamento de pavimentos que buscam compatibilizar as ações solicitantes do tráfego com a capacidade dos materiais por meio da análise estrutural de sistemas em camadas (Yoder e Witczak, 1975; Huang, 1993, 2003; Medina, 1997). Para a solução de problemas estruturais, por métodos numéricos ou analíticos, é necessário que se definam basicamente: a geometria do problema, as condições de contorno (carga e deslocamento) e as propriedades dos materiais, geralmente determinadas em laboratório (Allen e Haisler, 1985). Os modelos constitutivos comumente adotados na análise estrutural de pavimentos asfálticos são: (i) elástico linear para a camada de revestimento, e (ii) elástico não-linear para as camadas subjacentes.

Numa abordagem mecanística, os resultados da análise estrutural dos pavimentos – tensões, deformações e deslocamentos – são comparados com critérios de dimensionamento predefinidos de modo a evitar os principais tipos de defeitos, principalmente trincamento por fadiga e deformação permanente (no Brasil não há maiores preocupações com trincamento térmico). Esses critérios podem ser estabelecidos a partir de valores limites de resistência dos materiais (Motta, 1991; Benevides, 2000).

No caso de misturas, resultados do ensaio de vida de fadiga têm sido usados com freqüência como critério de dimensionamento (Pinto, 1991). As cargas usadas nesse ensaio, por sua vez, são determinadas em função de outro ensaio limite, o de resistência à tração estática, comumente realizado de forma indireta devido à maior simplicidade. Por possuir um modo de falha definido, ele também tem sido usado como parâmetro de controle na dosagem de misturas, em substituição à estabilidade Marshall, conforme apresentado no Capítulo 5.

Além da vida de fadiga, é importante a caracterização das misturas de modo a evitar deformações permanentes. Ensaios de simulação de tráfego em laboratório têm sido usados para este fim geralmente utilizando corpos-de-prova prismáticos. Para os laboratórios que não dispõem desses equipamentos, um ensaio de realização simples é o de *creep*, que possibilita ainda a determinação de propriedades viscoelásticas das misturas (Souza e Soares, 2003). A importância dessas propriedades é permitir a caracterização do comportamento estrutural em função do tempo e da taxa de aplicação de carga (ou deslocamento) (Schapery, 1969, 1974; Christensen, 1982).

Neste capítulo são descritos os ensaios mecânicos para caracterização de misturas asfálticas. Os diversos ensaios discutidos são categorizados conforme indicação a seguir:

- ensaios convencionais: estabilidade Marshall;
- ensaios de módulo: módulo de resiliência; módulo complexo (módulo dinâmico);
- ensaios de ruptura: resistência à tração indireta; vida de fadiga (compressão diametral, flexão);
- ensaio de deformação permanente: simulador de tráfego de laboratório; compressão ou tração axial estática (*creep*); compressão ou tração axial de carga repetida;
- ensaios complementares: Cântabro; dano por umidade induzida.

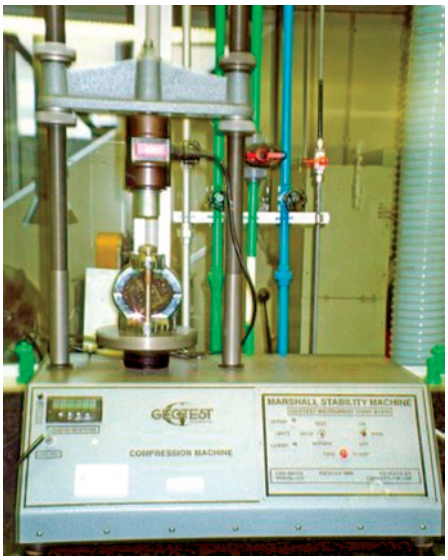
6.2 ENSAIOS CONVENCIONAIS

Estabilidade Marshall

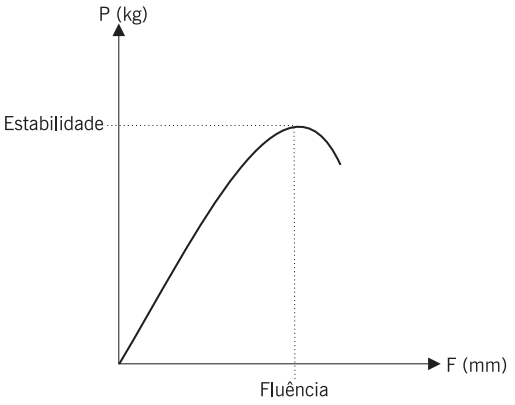
O ensaio Marshall, já apresentado no Capítulo 5, é reapresentado aqui para compor este capítulo que trata das propriedades mecânicas. Foi criado na década de 1940 pelo Corpo de Engenheiros dos Estados Unidos (United States Corps of Engineers – Usace), a partir de conceitos desenvolvidos pelo engenheiro Bruce Marshall do Departamento de Estradas do Estado do Mississipi (Roberts *et al.*, 1996). O ensaio compõe um procedi-

mento de dosagem para misturas asfálticas, que faz uso ainda de parâmetros volumétricos da mistura, conforme descrito no Capítulo 5.

O ensaio consiste da aplicação de uma carga de compressão sobre o corpo-de-prova cilíndrico regular, denominado corpo-de-prova Marshall, de 100mm de diâmetro e 63,5mm de altura. Essa carga é aplicada no corpo-de-prova por meio de cabeçotes curvos padronizados, como indicado na Figura 6.1(a). A temperatura do ensaio é de 60°C e a taxa de carregamento de 5cm/minuto. Em geral a parte superior da prensa é fixa e o prato inferior se desloca para cima conforme a taxa mencionada. Devido à resistência do material ensaiado, é necessária uma força crescente para manter o prato inferior movendo-se na taxa especificada. Esta força cresce até um determinado ponto em que ocorre uma perda de estabilidade do material, causada por deslocamento ou quebra de agregados. A carga máxima correspondente a este ponto é denominada estabilidade Marshall e é expressa em unidade de força (no Brasil, tipicamente em kgf, ou ainda N nas normas recentes). O deslocamento vertical total do prato, correspondente ao ponto de carga máxima, é denominado fluência, expressa em unidade de deslocamento (no Brasil, tipicamente em mm). Esses parâmetros são indicados na Figura 6.1(b) que pode ser obtida num equipamento que permita o registro automático da carga e do deslocamento como o mostrado na Figura 6.1(a).



(a) Exemplo de prensa Marshall



(b) Curva do ensaio

Figura 6.1 Exemplo de equipamento e resultado do ensaio de estabilidade Marshall

6.3 ENSAIOS DE MÓDULO

Um bom projeto de pavimento é aquele que combina os materiais e as espessuras das camadas conforme a rigidez de cada uma dessas camadas, de modo a propiciar uma resposta estrutural do conjunto condizente com as solicitações do tráfego. Essa resposta definirá a vida útil do conjunto da estrutura. Diferentes parâmetros de rigidez têm sido utilizados para tentar caracterizar o comportamento mecânico das misturas asfálticas. A importância do conhecimento da rigidez dos materiais do revestimento e das subcamadas é possibilitar a análise da estrutura global do pavimento, que produz como resposta as tensões, as deformações e os deslocamentos do sistema em camadas. Sistemas em camadas como os pavimentos estão sujeitos a cargas transientes provenientes do movimento dos veículos, o que gera tensões verticais com formas de onda senoidais (Barksdale, 1971), entre outras. A tensão aplicada na superfície é função da magnitude do carregamento.

Devido ao comportamento viscoelástico do ligante asfáltico (Goodrich, 1991; Pinto, 1991; Park e Kim, 1998; Lee e Kim, 1998; Taira e Fabri 2001; Daniel e Kim, 2002; Souza e Soares, 2003), a resposta do revestimento é diferente para carregamentos estáticos e dinâmicos. Mesmo quando se considera a mesma magnitude de carregamento (estático e dinâmico), o material viscoelástico apresenta maior rigidez para carregamentos com menor duração de aplicação do pulso de carga e menor rigidez para carregamentos com maior duração, sendo o limite o carregamento estático. A duração do pulso de carga está relacionada com a velocidade dos veículos.

Outro fator importante é a freqüência de aplicação de pulsos de carga consecutivos, que quanto maior significa que menor é o tempo decorrido entre um pico de carga e o subseqüente; a freqüência de carga também é um fator determinante na resposta dos materiais asfálticos. A temperatura também é outro fator de grande influência no comportamento mecânico das misturas, podendo a rigidez variar em até uma ordem de grandeza (Fonseca, 1995), sendo que, para baixas temperaturas, a rigidez tende a aumentar, com redução da parcela viscosa e diminuição do ângulo de fase. Com o aumento da temperatura, a rigidez cai.

Materiais que apresentam comportamento elástico linear (rigidez independente do estado de tensões) podem ser caracterizados por dois parâmetros: módulo de Young ou módulo de elasticidade, e coeficiente de Poisson (Love, 1944). Embora apresentem comportamento reconhecidamente viscoelástico, as misturas asfálticas podem ser consideradas elásticas se a carga aplicada for pequena em relação à resistência (tensão de ruptura) do material, e o carregamento for repetido por ciclos suficientemente longos (Huang, 1993). Admitir a hipótese de que o comportamento das misturas asfálticas seja elástico linear, possibilita a análise simplificada de sistemas de camadas por meio de soluções analíticas ou numéricas.

O termo módulo tem sido usado de forma pouco rigorosa no meio de pavimentação pois existem conceitos bastante distintos para ele. Mamlouk e Sarofim (1988) apresen-

tam uma discussão sobre os seguintes tipos de módulo: (i) módulo de Young; (ii) módulo de cisalhamento; (iii) módulo de compressibilidade, hidrostático ou de elasticidade do volume (*bulk modulus*); (iv) módulo complexo; (v) módulo dinâmico; (vi) módulo de resiliência; (vii) módulo obtido pelo nomograma da Shell. Uma apresentação completa desses diversos módulos está além do escopo deste livro. Para ficar restrita aos parâmetros utilizados no Brasil esta seção tem como foco o módulo de resiliência com carregamento por compressão diametral e os módulos complexo e dinâmico como possibilidades futuras de uso.

6.3.1 Módulo de resiliência

Os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais usados em pavimentação foram iniciados na década de 1930 com Francis Hveem, que foi o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com as fissuras surgidas nos revestimentos asfálticos. Foi ele também quem adotou o termo "resiliência", que é definido classicamente como "energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações". Hveem criou um equipamento chamado estabilômetro para medir essas deformações verticais através de sensores eletromecânicos (*strain gages*). O nome módulo de resiliência (*resilient modulus* em inglês) foi criado para que não fosse confundido com o módulo de Young, determinado estaticamente (Hveem, 1955).

Tayebali *et al.* (1993) realizaram ensaios para a avaliação de módulos de resiliência das misturas asfálticas utilizando ensaios de flexão, carregamento axial e compressão diametral, concluindo que os valores obtidos com ensaios de compressão diametral assumem valores superiores aos obtidos com ensaios de flexão e axiais. Os valores obtidos nos ensaios de flexão e de carregamento axial são relativamente semelhantes. Resultados semelhantes com relação aos ensaios de flexão e compressão diametral foram obtidos no Brasil por Pinto (1991).

O ensaio de módulo de resiliência (MR) em misturas asfálticas é padronizado no país pela DNER-ME 133/94 (DNER, 1994). Encontra-se atualmente em elaboração uma proposição de especificação ABNT do ensaio de módulo de resiliência, com base na norma do DNER, no âmbito da Comissão de Asfalto do Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás (IBP) da qual os autores fazem parte. Estes participam igualmente de um grupo de trabalho na ASTM responsável pela revisão da norma norte-americana correspondente. A partir da experiência adquirida pelos autores neste ensaio, algumas alterações já vêm sendo utilizadas e propostas nas revisões da norma, sendo comentadas ao longo do presente texto.

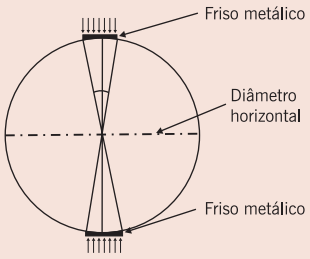
O ensaio de MR em misturas asfálticas é realizado aplicando-se uma carga repetidamente no plano diametral vertical de um corpo-de-prova cilíndrico regular. Essa carga gera uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação da carga. Mede-se então o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente à tensão gerada, numa dada temperatura (T). Os corpos-de-prova cilíndricos são de aproxima-

damente 100mm de diâmetro e 63,5mm de altura no caso de corpos-de-prova moldados no compactador Marshall, ou de 100mm de diâmetro e altura entre 35mm e 65mm, extraídos de pista ou de amostras de maiores dimensões.

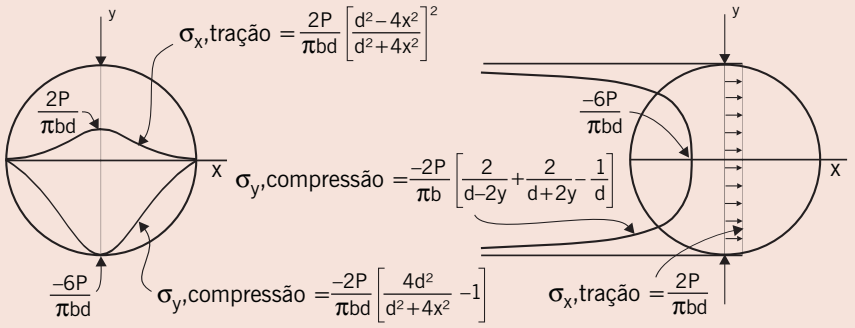
O carregamento diametral, representado esquematicamente na Figura 6.2(a), gera um estado biaxial de tensões, esquematicamente representado na Figura 6.2(b), que é governado pela expressão 6.1.

$$\varepsilon_x = \frac{1}{MR}(\sigma_x - \mu\sigma_y) \qquad (6.1)$$

Onde:
ε_x = deformação de tração no diâmetro horizontal;
σ_x = tensão horizontal;
σ_y = tensão vertical;
μ = coeficiente de Poisson;
MR = módulo de resiliência.



(a) Esquema de carregamento no ensaio de MR



(b) Estado biaxial de tensões (Medina e Motta, 2005)

Figura 6.2 Ilustração do ensaio de compressão diametral e estado de tensões gerado

A distribuição de tensões dentro de um disco comprimido por duas cargas pontuais diametralmente opostas foi considerada por Timoshenko e Goodier (1951), sendo posteriormente proposta a solução considerando-se o efeito do friso (Hondros, 1959), conforme indicam as expressões (6.2) e (6.3):

$$\sigma_x(0,y) = \frac{P}{\pi t}\left[\frac{(1-\bar{y}^2)\ sen\,2\alpha}{1-2\bar{y}^2\ cos\,2\alpha+\bar{y}^4} - arctan\left(\frac{1+\bar{y}^2}{1-\bar{y}^2}tan\alpha\right)\right] \quad (6.2)$$

$$\sigma_y(0,y) = -\frac{P}{\pi\ t}\left[\frac{(1-\bar{y}^2)\,sen\,2\alpha}{1-2\bar{y}^2\ cos\,2\alpha+\bar{y}^4} + arctan\left(\frac{1+\bar{y}^2}{1-\bar{y}^2}tan\alpha\right)\right] \quad (6.3)$$

Onde:
P = força aplicada por unidade de espessura do cilindro ($P = 2pt$);
p = pressão uniformemente distribuída na área de contato friso-cilindro;
$2t$ = largura do friso;
α = arcsen t/R;
$\bar{y}$ = y/R;
y = distância vertical a partir do eixo horizontal que passa no centro do corpo-de-prova;
R = raio do corpo-de-prova.

Nas misturas asfálticas o coeficiente de Poisson pode ser considerado independente do tipo de carregamento, variando apenas com a temperatura. O seu valor varia entre 0,35 para baixas temperaturas e 0,50 para altas temperaturas (Von Quintus *et al*., 1991). No Brasil é comum se assumir o valor de 0,30.

Na proposição de norma norte-americana atualmente em elaboração pela ASTM, os deslocamentos verticais e horizontais são medidos, e calculado o valor para o coeficiente. Para isso são utilizados LVDTs (*linear variable differential transformers*), nas duas faces do corpo-de-prova, alinhados ortogonalmente entre si, conforme ilustrado na Figura 6.3.

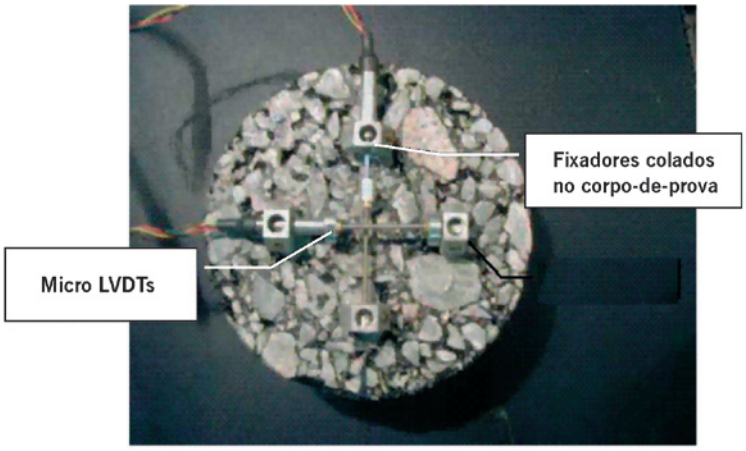


Figura 6.3 Arranjo dos LVDTs para medidas de deslocamentos horizontais e verticais

Ensaio de módulo de resiliência – norma brasileira

A realização do ensaio de MR em misturas asfálticas no Brasil se baseia nas recomendações da DNER-ME 133/94 (DNER, 1994). De forma sucinta, são apresentados os equipamentos descritos nesta norma e alguns aspectos importantes das condições do ensaio.

Aparelhagem

- Sistema pneumático de carregamento, composto de:
  regulador de pressão para aplicação da carga vertical repetida;
  válvula de transmissão da carga vertical;
  cilindro de pressão e pistão de carga;
  dispositivo mecânico digital *timer* para controle do tempo de abertura da válvula e freqüência de aplicação da carga vertical.

- Sistema de medição de deslocamento do corpo-de-prova constituído de:[1]
  dois transdutores mecânicos-eletromagnéticos tipo LVDT;
  suporte para fixação dos LVDTs na amostra;
  oscilógrafo e amplificador com características apropriadas para uso com os transdutores LVDTs.

- Estrutura de suporte com acessórios.

Montagem do conjunto corpo-de-prova, frisos e LVDTs

- posicionar o corpo-de-prova no interior do suporte para fixação dos transdutores;
- colocar o corpo-de-prova na base da estrutura de suporte, entre dois cabeçotes curvos (frisos metálicos);
- fixar e ajustar os transdutores LVDTs;
- observar o perfeito assentamento do pistão de carga e dos cabeçotes no corpo-de-prova.

Vale lembrar que atualmente existem no país equipamentos, como o visto na Figura 6.4, que já incorporam todo o aparato necessário à realização do ensaio, inclusive contando com um sistema eletrônico de aquisição de dados que converte as leituras realizadas pelos LVDTs em valores digitais e transfere-as para um microcomputador onde é feita a visualização dos resultados. Esse procedimento era feito no passado de maneira manual, através da leitura dos resultados impressos por oscilógrafo, em rolos de papel milimetrado.

[1] O princípio de funcionamento dos LVDTs consiste em transformar as deformações durante o carregamento repetido em potencial elétrico, cujo valor é lido através de conversores analógicos digitais e então passado para o computador. Uma pré-calibração é necessária, a fim de correlacionar as deformações com os valores dos registros.

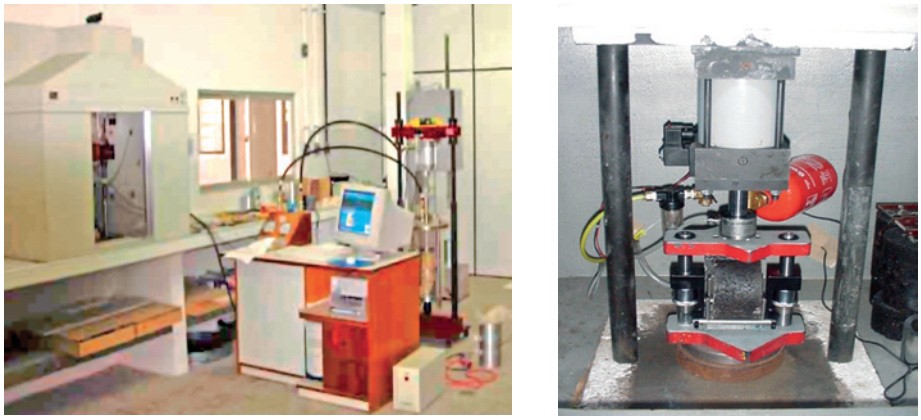
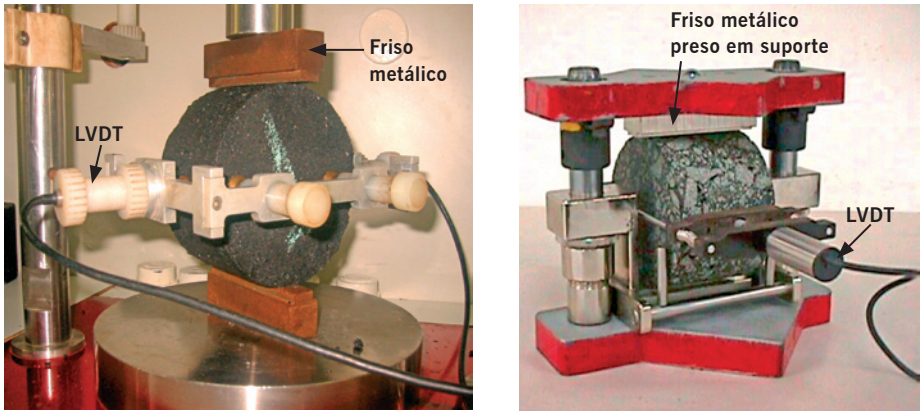


Figura 6.4 Exemplos de equipamento para ensaio de compressão diametral de carga repetida

A Figura 6.5 mostra dois arranjos experimentais possíveis para a instalação dos frisos metálicos para a aplicação da carga e colocação dos LVDTs para a medida de deslocamentos recuperáveis, podendo ser arranjo com dois ou apenas um único LVDT.



(a) Corpo-de-prova com dois LVDTs **(b) Corpo-de-prova com um único LVDT**

Figura 6.5 Exemplos de arranjos experimentais para a colocação dos medidores de deslocamento ao corpo-de-prova para o ensaio de MR

Condições de ensaio e registros

- Fase de condicionamento do corpo-de-prova:
  Aplicar 200 vezes uma carga vertical repetida (P) diametralmente no corpo-de-prova, de modo a se obter uma tensão (σ_t) menor ou igual a 30% da resistência à tração determinada no ensaio de compressão diametral estático.[2] Recomenda-se a aplicação da menor carga (P), capaz de fornecer um registro compatível com a precisão dos

[2] Atualmente diversos laboratórios têm aplicado poucas repetições de carga inicialmente, da ordem de poucas dezenas de aplicações, e tensões da ordem de 10 a 20% da resistência à tração por compressão diametral.

conversores analógicos digitais responsáveis pelas leituras dos LVDTs (recomenda-se uma sensibilidade mínima de 2,5x10^{-4}mm). A freqüência de aplicação da carga (*P*) é de 60 ciclos por minuto, com o tempo de aplicação de carga de 0,10 segundo[3] e, portanto, com 0,90 segundo de repouso ou descarregamento (Figura 6.6).

- Registro dos deslocamentos lidos pelos LVDTs após 300, 400 e 500 aplicações de carga (*P*).[4]

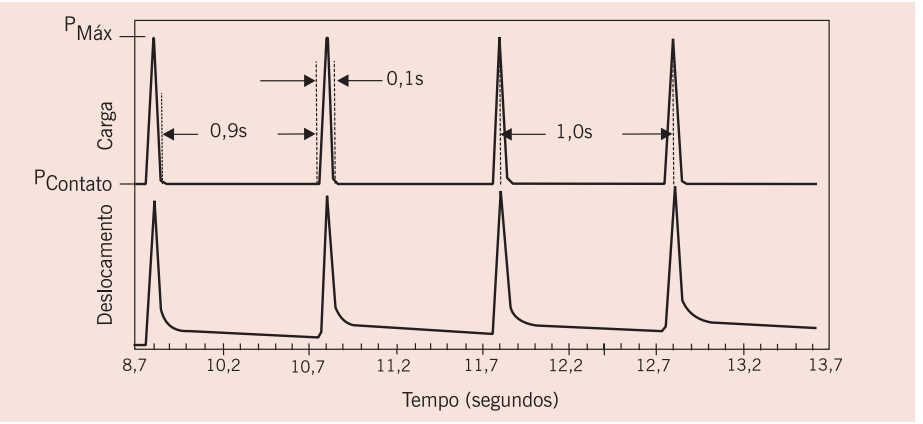


Figura 6.6 Duração dos tempos de carregamento e repouso

Com os valores de carga aplicada e deslocamentos horizontais recuperáveis obtidos é calculado o módulo de resiliência por meio da expressão 6.4.

$$MR = \frac{P}{\Delta \times H}(0{,}9976\mu + 0{,}2692) \qquad (6.4)$$

Onde:
MR = módulo de resiliência, MPa;
P = carga vertical repetida aplicada diretamente no corpo-de-prova, N;
Δ = deslocamento elástico ou resiliente registrado para 300, 400 e 500 aplicações da carga (*P*), mm;
H = altura do corpo de prova, mm;
μ = coeficiente de Poisson.

A norma DNER-ME 133/94 apresenta as seguintes notas:

1. Recomenda-se o valor de 0,30 para o coeficiente de Poisson.
2. O MR do corpo-de-prova ensaiado será a média aritmética dos valores determinados a 300, 400 e 500 aplicações de carga (*P*).
3. Quando a temperatura de ensaio não for especificada, o MR deverá ser determinado na temperatura de 30°C ± 1°C.[5]

[3] A forma adotada atualmente do pulso de carga é aproximadamente semi-senoidal.
[4] Alguns procedimentos têm adotado apenas algumas dezenas de aplicações de carga para a leitura dos deslocamentos.
[5] Atualmente tem sido utilizada a temperatura de 25°C como referência para o ensaio de módulo de resiliência. É possível, no entanto, a realização do ensaio em outras temperaturas mais baixas ou ligeiramente mais elevadas para analisar principalmente a importância da variação do comportamento das misturas asfálticas dependentes da variação de temperatura.

Neste procedimento de ensaio, os deslocamentos considerados são os recuperáveis (resilientes). Mesmo nos ensaios conduzidos com níveis de carregamento de 5% da tensão de ruptura ainda são perceptíveis deslocamentos plásticos (deslocamento permanente ilustrado na Figura 6.7) que não devem ser contabilizados no cálculo do MR. Faz-se para isto um desconto nos deslocamentos lidos através de duas tangentes que passam pelas partes retilíneas do registro deste parâmetro. Na interseção das duas tangentes é que se mede a parcela elástica a ser usada no cálculo do módulo de resiliência.

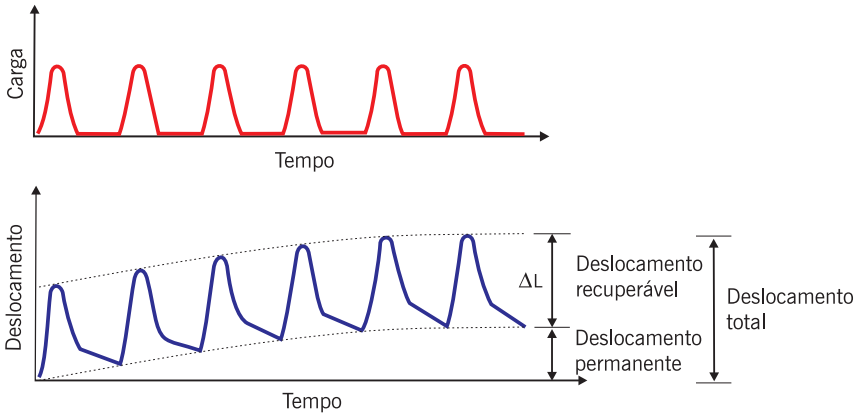


Figura 6.7 Parcelas dos deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante ensaios de módulo de resiliência

Algumas diferenças entre a metodologia de ensaio preconizada pelo DNER e as atualmente em revisão pelo IBP-ABNT e pela ASTM são destacadas a seguir.

O coeficiente de Poisson (μ) não será atribuído, mas sim calculado através da expressão 6.5, com base nos resultados das medidas de deslocamento horizontal e vertical, conforme indicado na Figura 6.3.

$$\mu = \frac{-1{,}0695 - 0{,}2339\dfrac{\delta_v}{\delta_h}}{0{,}3074 + 0{,}7801\dfrac{\delta_v}{\delta_h}} \qquad (6.5)$$

Onde:

δ_h, δ_v = deslocamentos horizontais e verticais, respectivamente, medidos em uma faixa correspondente a três quartos do diâmetro do corpo-de-prova.

O pulso de carga deve ter a forma da função $\frac{1-\cos(\phi)}{2}$ (*Harversine function)*, mostrada na Figura 6.8.

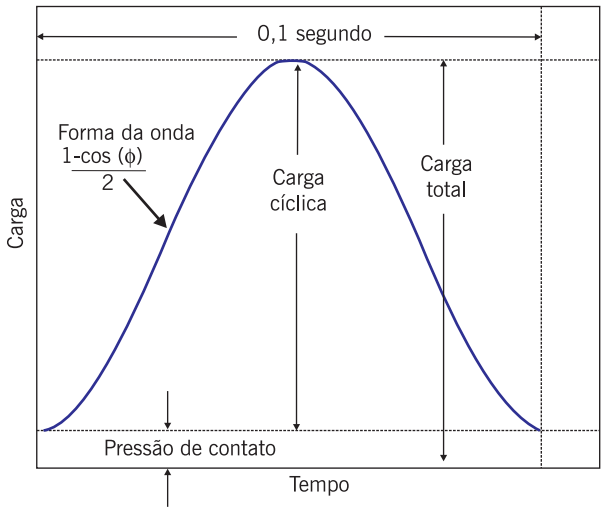


Figura 6.8 Forma do pulso de carregamento (adaptado de NCHRP-285)

A proposição deste formato de pulso deve-se ao fato de estudos terem mostrado que a forma de onda prescrita é a equivalente ao carregamento proveniente da passagem dos pneus dos veículos.

Na norma norte-americana em revisão estuda-se utilizar uma metodologia particular para o cálculo dos deslocamentos instantâneos e deslocamentos totais, subdividindo o pulso de deslocamento nas seguintes partes, mostradas na Figura 6.9.

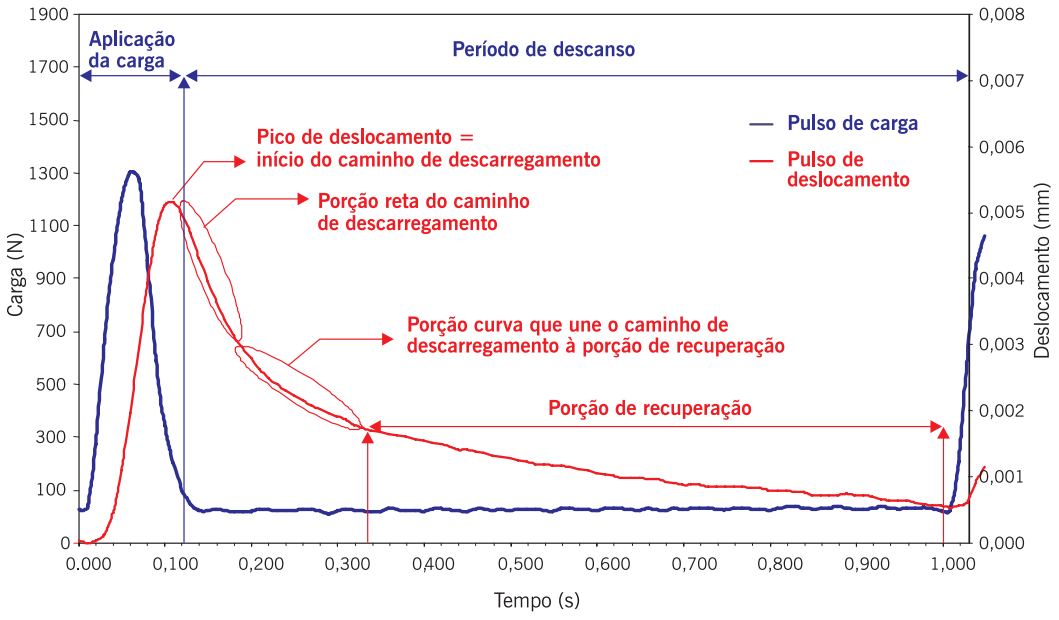


Figura 6.9 Subdivisões do pulso de deslocamento

Para os deslocamentos instantâneos são determinadas as regressões para as três porções da curva de deslocamento, conforme descrito a seguir (Figura 6.10):

- regressão linear na porção reta do caminho de descarregamento;
- regressão na porção curva que liga o caminho de descarregamento à porção de recuperação de modo a se obter uma equação hiperbólica do tipo $y = a + \frac{b}{x}$;
- regressão na porção de recuperação nos intervalos de 40% a 90% (intervalo recomendado) do período de descanso de maneira a produzir uma equação hiperbólica como mostrada acima. Uma tangente a esta hipérbole deve ser obtida no ponto correspondente a 55% (ponto recomendado) do período de descanso.

Duas equações lineares, uma do caminho de descarregamento e outra da reta tangente à hipérbole na porção de recuperação, devem ser resolvidas para determinação do ponto de interseção.

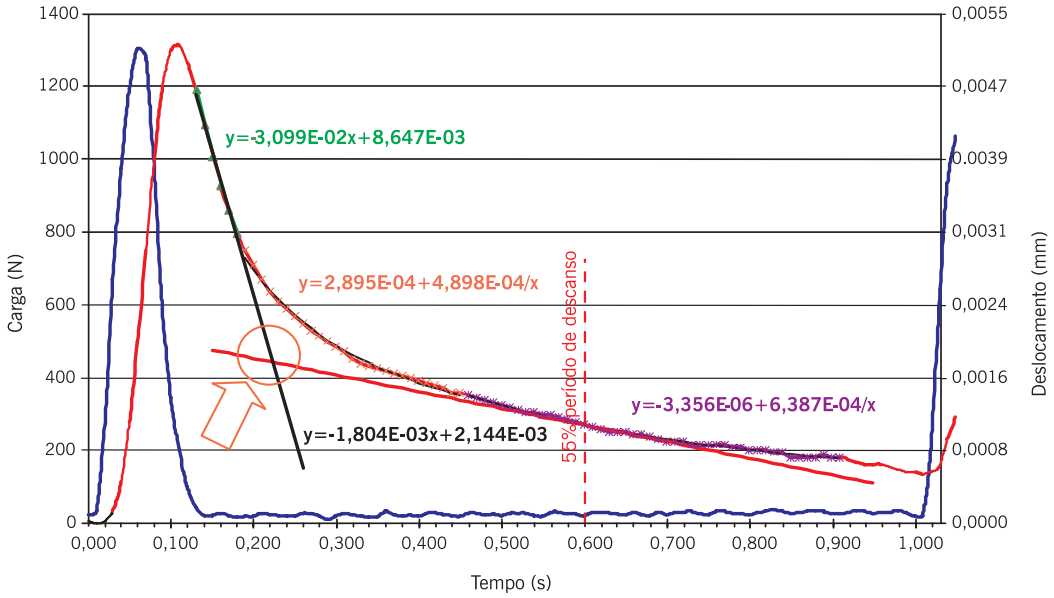


Figura 6.10 Regressões das porções de descarregamento do pulso de deslocamento

O ponto na curva hiperbólica correspondente ao tempo coordenado (valor no eixo *x*) da interseção é selecionado para determinar o deslocamento instantâneo pela sua subtração do pico de deslocamento (Figura 6.11).

O cálculo do deslocamento total consiste em medir-se o valor obtido através da média dos valores de deslocamento no período entre 85% e 95% do período de descanso, pelo pico de deslocamento (Figura 6.12).

De posse dos deslocamentos resilientes instantâneo e total, calcula-se o módulo de resiliência do material considerando o deslocamento instantâneo e pode-se também calcular um módulo com base no deslocamento total. Quanto mais próximos forem estes dois módulos, mais rápida é a recuperação elástica do material quando submetido à ação

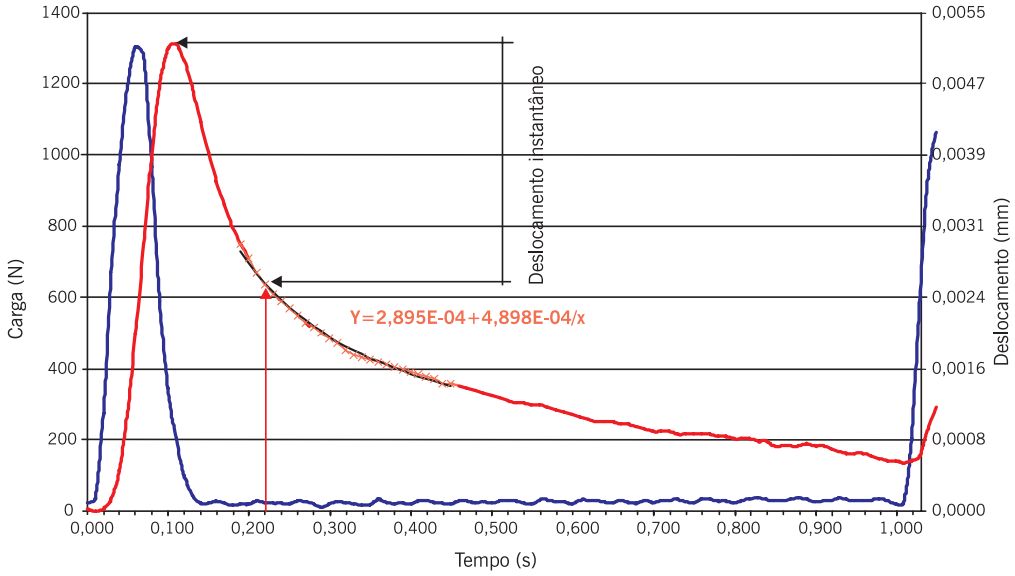


Figura 6.11 Deslocamento resiliente instantâneo

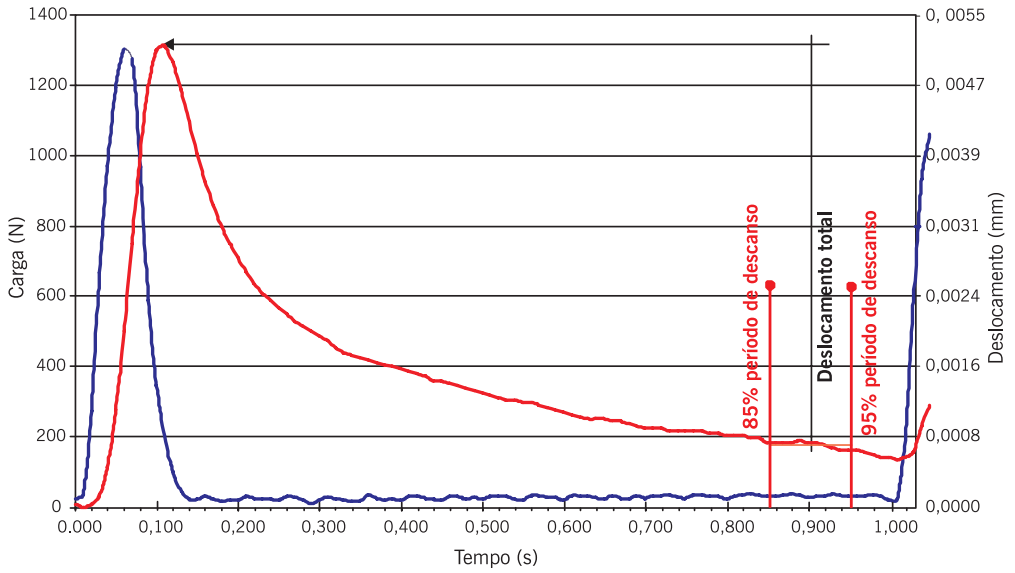


Figura 6.12 Deslocamento resiliente total

de cargas (Brito, 2006). No caso de vias de elevado volume de tráfego, é importante que estes dois valores sejam o mais próximo possível, podendo-se modificar o arranjo dos agregados ou a escolha do ligante para atender este requisito.

Para materiais viscoelásticos, o MR varia tanto com o tempo de aplicação da carga como com o tempo de repouso, uma vez que o deslocamento recuperável depende dos dois. Vale ressaltar que, para materiais viscoelásticos lineares, embora o deslocamento total varie com o número de ciclos de aplicação de carga devido ao acúmulo de deslocamentos não-recuperáveis, o deslocamento recuperável deve se manter constante ao longo dos ciclos. Souza e Soares (2003) mostraram através do método dos elementos finitos (MEF) que a resposta estrutural de um pavimento asfáltico sob a ação de uma carga semi-senoidal obtida através de um modelo elástico, para o qual se assumiu um módulo de Young igual ao MR, se aproxima da resposta obtida pelo modelo viscoelástico para um tempo de carregamento de 0,1s, o que é esperado, uma vez que o MR é determinado em laboratório para um tempo de carregamento de 0,1s.

O MR não representa, portanto, um parâmetro puramente elástico para misturas asfálticas, uma vez que no seu cálculo associado a um dado pulso de carregamento, desenvolvem-se deformações viscoelásticas que são parcialmente contabilizadas como deformações elásticas. A viscoelasticidade de misturas asfálticas não é tratada aqui de forma conceitual, sendo o leitor referido a Souza (2005) para uma melhor compreensão do assunto.

O módulo de resiliência de misturas asfálticas a quente varia com: o tipo de mistura (CA, SMA, CPA etc. – ver Capítulo 4), a faixa granulométrica, o tipo de ligante asfáltico, as propriedades volumétricas, a energia de compactação, com a temperatura de compactação, com a temperatura de ensaio entre outras variáveis. É possível dosar uma mistura asfáltica para se obter um determinado MR, conforme solicitado ou especificado em projeto (Marques, 2004; Marques e Motta, 2006).

A dosagem Marshall e Superpave para energias equivalentes fornecem teores de ligante de projeto similares, porém em termos de MR e RT podem apresentar valores diferentes pois as estruturas do esqueleto mineral geradas pela compactação por impacto (Marshall) e por amassamento (Superpave) são distintas e interferem no valor dessas propriedades mecânicas (Nascimento *et al.*, 2006).

Valores típicos, como ordem de grandeza para simples orientação do leitor, podem ser considerados na faixa de 2.000 a 8.000MPa para concretos asfálticos a 25ºC, sendo os menores correspondentes a misturas com asfaltos modificados por polímeros ou por borracha e os maiores a misturas com asfaltos de consistência dura. Deve-se ainda considerar a influência da distribuição granulométrica e do tamanho máximo de agregado.

Apenas como ilustração, valores médios de módulos de resiliência de diferentes misturas asfálticas já investigadas no país são apresentados na Tabela 6.1. Outro parâmetro que consta na tabela é a resistência à tração estática, parâmetro discutido mais adiante na seção 6.4.1. Os valores são dados em MPa e a 25ºC. Na última coluna apresenta-se a razão entre esses parâmetros, que vem sendo usada como um indicador da vida de fadiga de misturas uma vez que agrega informações de rigidez e resistência, sendo

mais desejável um valor pequeno da razão, dado que com freqüência busca-se (i) baixa rigidez para evitar elevada absorção de tensões que levem ao trincamento prematuro do revestimento, e (ii) alta resistência à tração, uma vez que em geral uma maior resistência na ruptura é também associada a uma maior resistência à fadiga. A tabela em questão apresenta dados de misturas convencionais densas com diferentes CAPs, concretos asfálticos e AAUQs moldados tanto em usina como em laboratório, misturas com material fresado, misturas em asfalto-borracha – processos seco e úmido, misturas com escória de aciaria, misturas com agregados convencionais e granulometrias descontínuas. As informações de caracterização dos materiais, teor de ligante, bem como outros parâmetros mecânicos dessas misturas podem ser encontradas nos trabalhos publicados listados na tabela.

Misturas de módulo elevado (EME – ver Capítulo 4) podem apresentar MR em média na faixa de 12.000 a 20.000MPa, e destinam-se exclusivamente à camada de base, caracterizando o comportamento da estrutura como um pavimento semi-rígido do ponto de vista de deformabilidade.

TABELA 6.1 MÓDULOS DE RESILIÊNCIA E RESISTÊNCIA DE MISTURAS INVESTIGADAS NO PAÍS (25°C)

Características	Faixa (publicação)	MR (MPa)	RT (MPa)	MR/RT
Concreto asfáltico – CAP 30/45 Concreto asfáltico – CAP 50/60 Concreto asfáltico – CAP 85/100	Faixa C (Soares *et al.*, 2000)	3.628 3.033 1.488	1,09 0,89 0,44	3.346 3.425 3.376
Concreto asfáltico – CAP 30/45 Concreto asfáltico – CAP 50/60 Concreto asfáltico – CAP 85/100	Faixa B (Soares *et al.*, 2000)	5.105 4.425 1.654	0,82 0,73 0,21	6.201 6.062 7.755
Misturas densas (moldadas em usina) Concreto asfáltico 1 Concreto asfáltico 2 AAUQ1 AAUQ2	Faixa C (Rede Asfalto, 2005)	 2.651 2.297 1.825 1.683	 0,85 0,67 0,52 0,72	 3.119 3.428 3.510 2.338
Misturas densas (moldadas em laboratório) Concreto asfáltico 1 Concreto asfáltico 2 AAUQ1 AAUQ2	Faixa C (Rede Asfalto, 2005)	 3.609 3.026 1.786 1.682	 1,26 1,23 1,02 0,81	 2.864 2.460 1.751 2.077
SMA – 12,5mm SMA – 9,5mm	(Vasconcelos, 2004)	4.747 3.367	0,98 0,82	4.844 4.106
Concreto asfáltico de referência Com 0% fresado Com 10% fresado Com 30% fresado Com 50% fresado	 Faixa C (Lima, 2003)	 3.200 4.776 7.524 8.901	 1,20 1,30 1,30 1,60	 2.667 3.674 5.787 5.663
Concreto asfáltico de referência Asfalto-borracha (úmido) Agregado-borracha (seco)	Faixa C (Pinheiro, 2004)	3.647 2.393 2.452	0,97 0,50 0,80	3.760 4.786 3.065

Deve-se realçar que os módulos de resiliência das misturas asfálticas variam ao longo do tempo devido ao envelhecimento do ligante asfáltico, o que causa um enrijecimento do ligante e conseqüente aumento de rigidez dos revestimentos.

6.3.2 Módulo complexo

Desde a década de 1960 o módulo complexo vem sendo pesquisado como uma alternativa ao módulo de resiliência na caracterização de misturas asfálticas. Papazian (1962) realizou um ensaio aplicando tensões axiais senoidais a um corpo-de-prova, e medindo os deslocamentos correspondentes. Os ensaios foram conduzidos a temperaturas controladas e variadas freqüências de carregamento, concluindo-se que os conceitos de viscoelasticidade poderiam ser aplicados no desenvolvimento e no estudo do desempenho dos pavimentos asfálticos (Daniel *et al*., 1998).

Na década seguinte foram realizados experimentos com diversas formas de carregamento e os estudos indicaram que as maiores diferenças eram observadas no ângulo de fase (diferença entre o pulso de tensão e o pulso de deformação). Witczack e Root (1974), e Bonnaure *et al.* (1977) observaram ainda que os ensaios conduzidos sob forma de tração-compressão são mais representativos do comportamento em campo. Nesses estudos o módulo complexo foi determinado através de ensaios de flexão de corpos-de-prova trapezoidais que eram fixos em uma extremidade e sujeitos a um carregamento senoidal na outra extremidade.

A importância de se considerar a viscoelasticidade das misturas, bem como a possibilidade de contabilizar os efeitos de diferentes temperaturas e freqüências de carregamento, faz com que o módulo complexo (E^*) venha sendo usado preferencialmente no exterior. O ensaio de módulo complexo pode ser usado para determinar tanto as características elásticas quanto as propriedades viscoelásticas lineares do material (Christensen, 1982).

Em misturas asfálticas, esse parâmetro é obtido usualmente por meio de um carregamento senoidal aplicado axialmente em corpos-de-prova cilíndricos (ASTM D 3497). O procedimento é repetido para diferentes temperaturas e freqüências de carregamento com o intuito de se construir uma curva mestra que incorpore os efeitos das duas variáveis citadas, tempo (t) e temperatura (Francken e Partl, 1996).

O correto entendimento do ensaio requer o conhecimento de alguns conceitos de viscoelasticidade linear. Para o caso de carregamento senoidal unidimensional, a tensão (σ) é representada pela seguinte expressão:

$$\sigma = \sigma_0 sen(\omega t) \tag{6.6}$$

Onde:
σ_0 = amplitude da tensão;
ω = velocidade angular, a qual é relacionada com a freqüência f por:

$$\omega = 2\pi f \tag{6.7}$$

A deformação harmônica pode então ser descrita da seguinte forma:

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \, sen\left(\omega t - \delta\right) \tag{6.8}$$

Onde:
ε_0 = amplitude de deformação;
δ = ângulo de fase relacionado com o atraso da deformação em relação à tensão.

O ângulo de fase, apontado na Figura 6.13, é um indicador das propriedades viscosas do material. Para um material puramente elástico, $\delta = 0°$, e para materiais puramente viscosos, $\delta = 90°$.

A relação entre as amplitudes de tensão e deformação define o valor absoluto do módulo complexo. Este valor é conhecido como módulo dinâmico e é dado pela seguinte expressão (Ferry, 1980):

$$\left|E^*\right| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \tag{6.9}$$

A componente em fase com o carregamento é chamada de módulo de armazenamento (*storage modulus*), e tem relação com a resposta elástica do material:

$$E' = \frac{\sigma_0 \, cos\left(\delta\right)}{\varepsilon_0} \tag{6.10}$$

A componente defasada define o módulo de perda (*loss modulus*) e tem relação com a resposta viscosa do material:

$$E'' = \frac{\sigma_0 \, sen\left(\delta\right)}{\varepsilon_0} \tag{6.11}$$

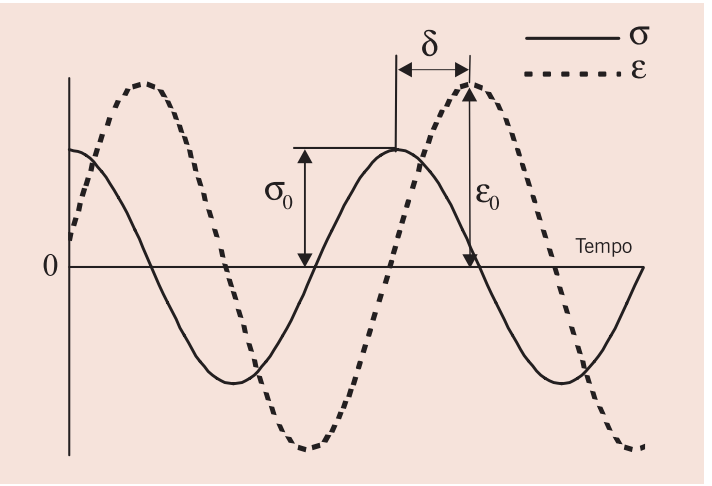


Figura 6.13 Desenho esquemático do comportamento viscoelástico sob carregamento harmônico

Uma simplificação do que foi mostrado anteriormente pode ser conseguida se as tensões e deformações forem expressas na forma complexa:

$$\sigma^* = \sigma_0 \, e^{i\omega t} \tag{6.12}$$

E a deformação resultante:

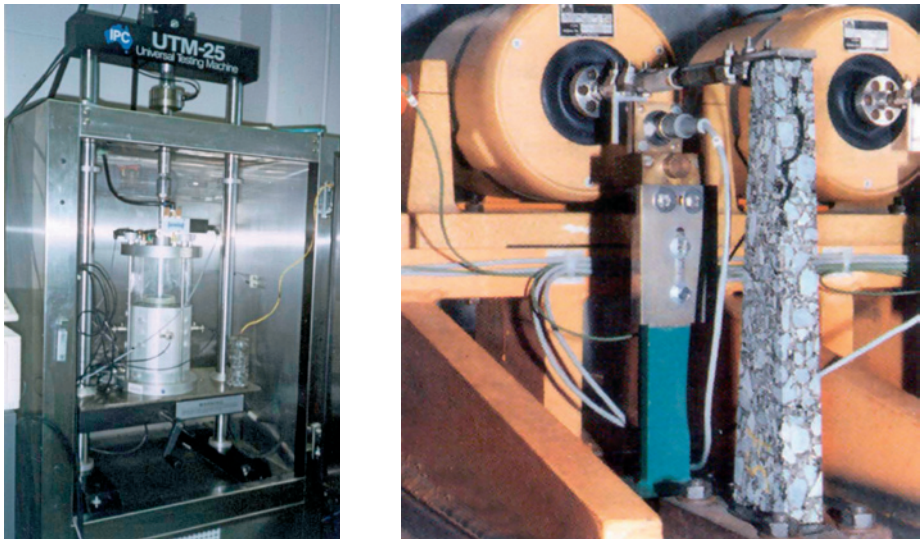
$$\varepsilon^* = \varepsilon_0 \, e^{i(\omega t - \delta)} \tag{6.13}$$

Das expressões 6.12 e 6.13 tem-se o módulo complexo:

$$E^* = \frac{\sigma^*}{\varepsilon^*} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\delta} = E' + iE'' \tag{6.14}$$

A Figura 6.14 ilustra dois equipamentos para a determinação do módulo complexo, o americano (ASTM D 3497) e o francês (NF 98-260-2).

A análise dos dados provenientes do ensaio de módulo complexo envolve a geração de curvas mestras. A curva mestra de uma mistura asfáltica permite que comparações sejam feitas sobre uma faixa de freqüências e temperaturas, pois é construída utilizando-se o princípio da superposição tempo-temperatura (Ferry, 1980). Este princípio permite que os dados coletados a diferentes temperaturas sejam deslocados horizontalmente relativamente a uma temperatura de referência (Figura 6.15).



(a) Equipamento americano triaxial (ASTM D 3497)

(b) Equipamento francês com corpo-de-prova trapezoidal (NF 98-260-2)

Figura 6.14 Exemplos de equipamentos usados na determinação do módulo complexo

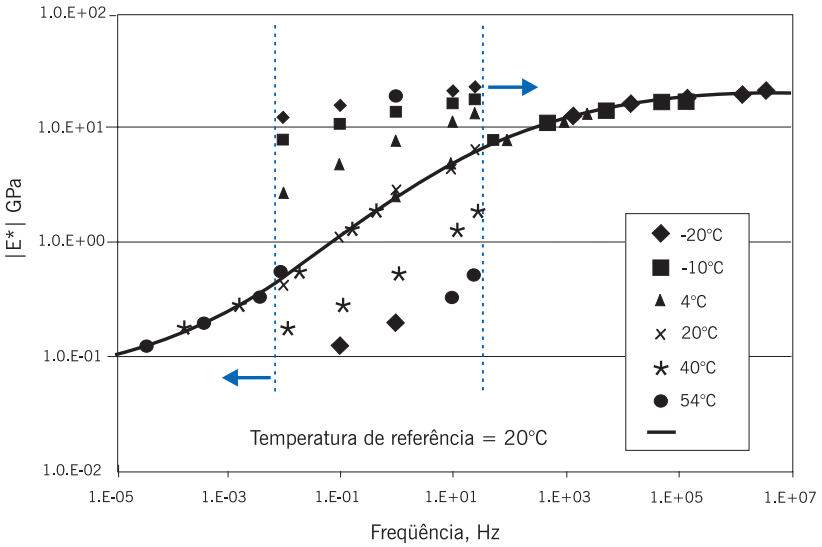


Figura 6.15 Curva mestra de módulo dinâmico

O projeto NCHRP I-37A responsável pela criação do novo método de dimensionamento de pavimentos da AASHTO (2002 *Design guide for new and rehabilitated pavements)* utiliza como parâmetro de cálculo de tensões e deformações, o módulo dinâmico, ou seja o valor absoluto do módulo complexo, $|E^*|$, por este ser representativo das propriedades elásticas de um material viscoelástico linear submetido a um carregamento senoidal.

O módulo complexo e, em conseqüência, o módulo dinâmico podem ser obtidos através de ensaios ou de modelos de previsão. Estes últimos são equações derivadas da análise estatística de valores obtidos previamente por meio de ensaio. Uma das equações tem como valores de entrada: a freqüência do ensaio, a viscosidade do ligante, o percentual de vazios e a viscosidade do ligante. Os modelos de previsão aplicam-se a todos os tipos de misturas bem como a ligantes convencionais e modificados. O modelo de previsão adotado pelo método de dimensionamento da AASHTO (2002) é o seguinte:

$$LogE = -0,261 + 0,008225\,p_{200} - 0,00000101(p_{200})^2 + 0,00196\,p_4 - 0,03157\,V_a$$

$$-0,415\frac{V_{beff}}{V_{beff}+V_a} + \frac{[1,87 + 0,002808\,p_4 + 0,0000404\,p_{38} - 0,0001786(p_{38})^2 + 0,0164\,p_{34}]}{1+e^{(0,716\log f - 0,7425\log n)}} \qquad (6.15)$$

Onde:

E = módulo dinâmico, em 10^5 psi;
n = viscosidade do ligante, em 10^6 poise;
f = freqüência de carregamento, em Hz;
V_a = percentual de vazios na mistura, em volume;
V_{beff} = percentual de ligante efetivo, em volume;
p_{34} = percentual retido na peneira de ¾, em peso total do agregado;
p_{38} = percentual retido na peneira de 3/8, em peso total do agregado;
p_4 = percentual retido na peneira nº 4, em peso total do agregado;
p_{200} = percentual retido na peneira de nº 200, em peso total do agregado.

Na ASTM D 3497 são prescritas as temperaturas de ensaio (5, 25 e 40°C), bem como as freqüências de carregamento para cada temperatura (1; 4 e 16Hz). O ensaio é conduzido sob carregamento uniaxial de compressão em corpos-de-prova de 100mm de diâmetro por 150mm de altura.

Para a correta realização do ensaio é necessário que o corpo-de-prova esteja com suas faces regularizadas e paralelas para que não haja concentração de tensões. Para garantir esse paralelismo em geral recomenda-se serrar as duas faces do corpo-de-prova, conforme a Figura 6.16. Outra questão diz respeito à variação do volume de vazios ao longo das seções transversais do corpo-de-prova. Para resolver isso, recomenda-se que seja moldado um corpo-de-prova com dimensões maiores e depois devidamente extraído por sonda rotativa o corpo-de-prova no qual será realizado o ensaio (Figura 6.17). Por

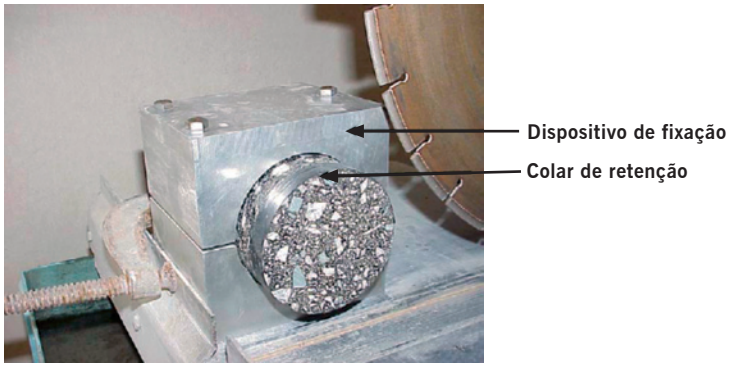


Figura 6.16 Serragem da face do corpo-de-prova

(a) Extratora

(b) Removido o núcleo central do corpo-de-prova

Figura 6.17 Retirada do núcleo do corpo-de-prova

exemplo, pode-se extrair um corpo-de-prova de 100mm de diâmetro a partir de um de 150mm moldado no compactador giratório. A Figura 6.18 mostra o esquema de realização do ensaio numa prensa universal.

6.4 ENSAIOS DE RUPTURA

6.4.1 Resistência à tração estática

A resistência à tração (RT) tem se mostrado um importante parâmetro para a caracterização de materiais como o concreto de cimento Portland e misturas asfálticas. Devido à dificuldade de se obter a resistência à tração diretamente, diversos métodos indiretos têm sido desenvolvidos para a sua determinação (Carneiro, 1943; Hawkes e Mellor, 1970; Roberts, 1977; Lama & Vutukuri, 1978).

O ensaio brasileiro de compressão diametral para determinação indireta da RT foi desenvolvido pelo professor Lobo Carneiro no Rio de Janeiro para concreto de cimento Portland (Carneiro, 1943). A configuração desse ensaio considera a aplicação de duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão em um cilindro que geram, ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tração uniformes perpendiculares a esse diâmetro (ver Figura 6.2b). Este ensaio se tornou muito popular no mundo todo não somente pela facilidade e rapidez de execução, mas também pelo fato de utilizar o mesmo corpo-de-prova cilíndrico e o mesmo equipamento usado para a obtenção da resistência à compressão do concreto de cimento Portland. O ensaio também tem sido adotado desde 1972 para a caracterização de misturas asfálticas, porém com a aplicação das forças através de frisos de carga no corpo-de-prova cilíndrico Marshall convencional, visto que eles apresentam superfície lateral irregular e são bem mais deformáveis.

Figura 6.18 Exemplo da realização do ensaio em uma máquina universal

No ensaio de resistência à compressão diametral em misturas asfálticas, a aplicação das forças se dá através de frisos metálicos de 12,7mm de largura com curvatura adequada ao corpo-de-prova cilíndrico (Figura 6.19). A ASTM D 4123-82 (1982) e o DNER (1994) não consideram a influência destes frisos no cálculo da RT. De acordo com a expressão usada por estas entidades, assume-se comportamento unicamente elástico durante o ensaio e a ruptura do corpo-de-prova ao longo do diâmetro solicitado sendo devida unicamente às tensões de tração uniformes geradas.

Um cilindro solicitado diametralmente por cargas concentradas de compressão gera uma tensão de tração uniforme por unidade de espessura (σ_{xx}) perpendicularmente ao diâmetro solicitado, que é dada pela expressão:

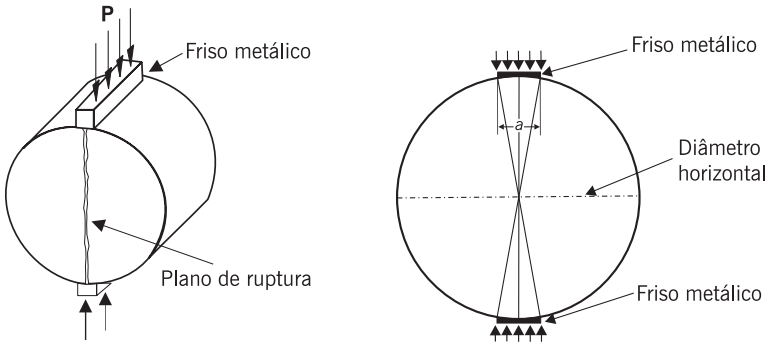
$$\sigma_{xx} = \frac{2P}{\pi D} = \frac{P}{\pi R} \tag{6.16}$$

Onde:

σ_{xx} = tensão de tração uniforme na direção-*x* (positiva);
P = força aplicada por unidade de espessura do cilindro;
R = raio do cilindro;
D = diâmetro do cilindro.

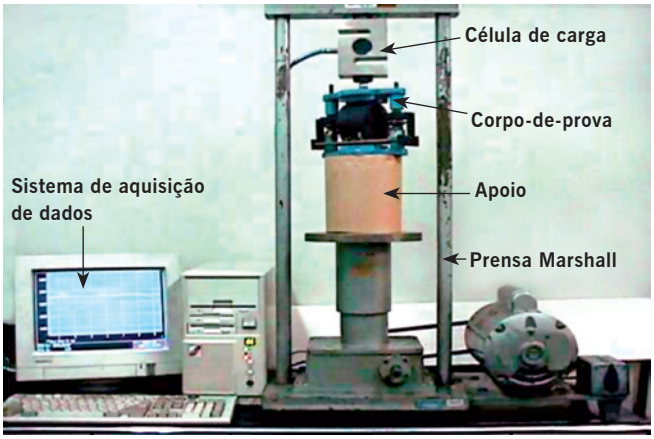
A norma ABNT NBR 15087/2004 define os passos e equipamento utilizado no ensaio, conforme descrição a seguir e Figura 6.20. A aparelhagem necessária para o ensaio consiste de:

- prensa mecânica calibrada com sensibilidade inferior ou igual a 20N, com êmbolo movimentando-se a uma velocidade de 0,8±0,1mm/s – Figura 6.20(a);
- sistema capaz de manter, de forma controlada, a temperatura de ensaio em 25°C±0,5°C em compartimento, câmara ou ambiente laboratorial que comporte a prensa mecânica e possa abrigar vários corpos-de-prova conjuntamente;
- dispositivo de posicionamento e centralização de corpo-de-prova – Figura 6.20(b);
- paquímetro e termômetro.



***a* – Corda do friso (12,7mm)**
P – Carga aplicada

Figura 6.19 Esquema do ensaio de compressão diametral



(a) Prensa

(b) Exemplo de dispositivo centralizador

Figura 6.20 Exemplo de equipamento para ensaio de RT

O corpo-de-prova destinado ao ensaio pode ser obtido diretamente do campo por extração através de sonda rotativa ou fabricado em laboratório, de forma cilíndrica, com altura entre 35mm a 70mm e diâmetro de 100±2mm. O procedimento é o seguinte:

- medir a altura (*H*) do corpo-de-prova com o paquímetro, em quatro posições diametralmente opostas (adotar como altura a média aritmética das quatro leituras);
- medir o diâmetro (*D*) do corpo-de-prova com o paquímetro, em três posições paralelas (adotar como diâmetro o valor da média aritmética das três leituras);
- manter o corpo-de-prova apoiado sobre uma geratriz em compartimento com temperatura controlada de 25°C, por no mínimo 4 horas. Alternativamente podem ser consideradas outras temperaturas, dependendo dos requisitos de projeto;
- posicionar o corpo-de-prova no dispositivo centralizador e levar à prensa;
- ajustar os pratos da prensa até que seja obtida uma leve compressão;
- aplicar a carga progressivamente, com uma velocidade de deslocamento de 0,8±0,1mm/s, até que se dê a ruptura, por separação das duas metades do corpo-de-prova, segundo o plano diametral vertical;
- com o valor da carga de ruptura (*P*) obtido, a RT é calculada através da expressão (6.16).

O aumento da largura do friso para a mesma força *P* aplicada reduz a tensão de tração solicitante. O efeito da largura do friso na resistência de corpos-de-prova de misturas asfálticas a diferentes temperaturas é discutido em Falcão e Soares (2002). As tensões normais ao longo do diâmetro solicitado considerando-se o efeito do friso são avaliadas pelas expressões 6.2 e 6.3.

As deformações perpendiculares ao diâmetro solicitado são calculadas a partir da lei de Hooke (Timoshenko e Goodier, 1951). Para os estados planos de deformação e tensão, são apresentadas as expressões 6.17 e 6.18, respectivamente:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left[\sigma_x - \mu\sigma_y - \mu^2\left(\sigma_x + \sigma_y\right)\right] \quad (6.17)$$

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}\left[\sigma_x - \mu\sigma_y\right] \quad (6.18)$$

Onde:
E = módulo de elasticidade do material;
μ = coeficiente de Poisson.

De acordo com as normas vigentes (ABNT NBR 15087 e DNER-ME 138), o cálculo da RT pela expressão 6.16 para misturas asfálticas assume que o corpo-de-prova rompe devido à tensão de tração uniforme gerada ao longo do diâmetro solicitado que se iguala à tensão máxima admissível do material (σ_{adm}= RT), que está em regime elástico durante todo o ensaio.

A resistência à tração por compressão diametral RT já faz parte de algumas especificações de misturas asfálticas como mostrado no Capítulo 4. Para ilustração, a norma DNIT 031/2004-ES especifica o valor de RT mínimo de 0,6MPa para concretos asfálticos.

Valores típicos de RT para misturas asfálticas a quente recém-moldadas ou logo após a construção em pista situam-se na média entre 0,5 MPa e 2,0MPa. Alguns resultados de RT constam ilustrativamente na Tabela 6.1 anteriormente apresentada. Misturas asfálticas drenantes, ou seja, misturas para constituírem CPA tendem a mostrar valores mais baixos, da ordem de 0,5 a 0,8MPa; misturas asfálticas tipo SMA situam-se geralmente entre 0,8 a 1,2MPa; misturas de módulo elevado EME, por sua vez, dada a consistência muito dura do ligante asfáltico, exibem RT da ordem de 2,0 a 3,0MPa.

À medida que as misturas asfálticas envelhecem em pista, a RT aumenta, o que nem sempre representa vantagem, pois também perde sua flexibilidade, ou seja, aumenta seu módulo de resiliência.

Há uma boa correlação entre MR e RT para cada tipo de mistura asfáltica, ou seja, não há uma relação universal, porém particularizada para cada "família" de composição granulométrica e de ligantes. Essa relação permanece constante, no entanto, com o passar do tempo, ou seja, com o envelhecimento.

6.4.2 Vida de fadiga

Enquanto cargas monotônicas (caso do ensaio de compressão diametral) produzem um dano (trincas) continuamente crescente nos materiais, cargas cíclicas produzem danos intermitentes, ou seja, na fase de carregamento o dano cresce, enquanto na fase de descarregamento o dano mantém-se constante, desconsiderando o fenômeno de "reselagem" das trincas (*healing* em inglês).

Assim sendo, cargas cíclicas produzem falhas nos materiais para valores de tensão mais baixos do que aqueles obtidos na ruptura em ensaios estáticos, porém a mesma carga é aplicada diversas vezes. Esse fenômeno é chamado fadiga e é definido como (ASTM, 1979): "o processo da mudança estrutural permanente, progressiva e localizada que ocorre em um ponto do material sujeito a tensões de amplitudes variáveis que

produzem as fissuras que conduzem para totalizar a falha após um determinado número de ciclos". Vale salientar que esse é um problema não-linear que ocorre em diversos materiais, ou seja, o dano produzido no primeiro ciclo é diferente do dano produzido no segundo ciclo e assim sucessivamente.

A fadiga ocorre por meio de ações mecânicas e/ou térmicas que não parecem críticas por si, se comparadas à resistência sob carregamento monotônico, mas na verdade são decisivas para a vida útil do material. Em uma estrutura sujeita a carregamento cíclico, diversos estágios convencionalmente divididos podem ser diferenciados durante um processo de fadiga, conforme ilustra a Figura 6.21.

- Região I: onde as primeiras mudanças microestruturais ocorrem; formam-se microfissuras; a densidade dos deslocamentos cresce e as zonas de danos irreversíveis se iniciam.
- Região II: caracterizada pelas macrofissuras originadas da coalescência das microfissuras.
- Região III: crescimento das macrofissuras conduzindo rapidamente ao colapso total.

A vida de fadiga de uma mistura asfáltica é definida em termos de vida de fratura (N_f) ou vida de serviço (N_S). A primeira se refere ao número total de aplicações de uma certa carga necessária à fratura completa da amostra e a segunda (N_S) ao número total de aplicações dessa mesma carga que reduza o desempenho ou a rigidez inicial da amostra a um nível preestabelecido.

O ensaio laboratorial de vida de fadiga tradicionalmente realizado no país para definição do número de repetições de carga é feito por compressão diametral à tensão controlada (TC), sendo a carga aplicada numa freqüência de 1Hz através de equipamento pneumático (Pinto, 1991; Rodrigues, 1991; Medina, 1997). Como comentado na seção anterior, pode-se considerar que o ensaio em compressão diametral gera um estado

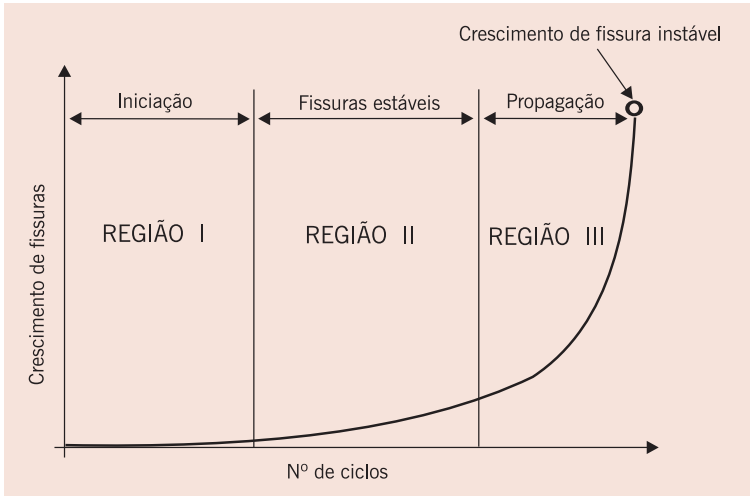
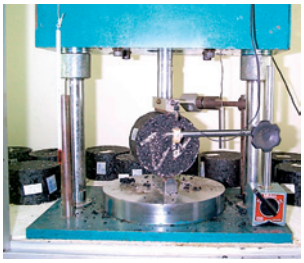


Figura 6.21 Estágios existentes num processo de fadiga

biaxial de tensão em um corpo-de-prova cilíndrico Marshall convencional. No decorrer do ensaio de fadiga, a deformação de tração aumenta até o rompimento completo do corpo-de-prova. Esse tipo de ensaio é compatível com a caracterização de materiais de revestimentos asfálticos mais espessos em decorrência da predominância de absorção das tensões pelo revestimento com relação às camadas subjacentes (Pinto, 1991; Huang, 1993).

No caso de ensaio à deformação controlada (DC), a simulação corresponde a revestimentos mais delgados uma vez que nestes há maior contribuição das subcamadas na absorção das tensões solicitantes. Segundo Huang (1993), em revestimentos com espessuras inferiores a 50mm, não acontece um decréscimo suficiente na rigidez, quantificada pelo módulo de rigidez por flexão (S_0) (SHRP, 1994a), de modo a causar uma variação no nível de deformação ao longo dos diversos carregamentos. Nesse ensaio, a deformação é mantida constante enquanto a tensão inicial no corpo-de-prova diminui até o fim do ensaio. Alguns autores admitem que o limite de ruptura corresponde à redução em 50% do S_0 inicial da mistura (Epps e Monismith, 1969; Pronk e Hopman, 1990; Tayebali *et al*., 1993).

Para a determinação da vida de fadiga pode ser utilizado o mesmo equipamento de determinação do módulo de resiliência – Figura 6.22(a), ou ainda corpos-de-prova trapezoidais como é comum na França (Rowe, 1993) – Figura 6.22(b) ou barras prismáticas – Figura 6.22(c).



(a) Compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos

(b) Flexão de corpos-de-prova trapezoidais

(c) Flexão de barras prismáticas ou vigas

Figura 6.22 Exemplos de equipamentos para ensaios de fadiga

Embora ainda não normatizado, o ensaio de fadiga tem sido largamente realizado no país, geralmente à compressão diametral sob tensão e temperatura controladas. Utiliza-se uma freqüência de 60 aplicações por minuto com 0,10 segundo de duração do carregamento repetido. Para manter a temperatura controlada utiliza-se uma câmara com sistemas de aquecimento e refrigeração ligados a um termostato.

Para cada mistura ensaiada determinam-se as relações entre o número de repetições à ruptura e o nível de tensões atuantes (conforme ilustrado na Figura 6.23 para três misturas com distintas faixas granulométricas):

$$N = k_1\left(\frac{1}{\sigma_t}\right)^{n_1} \quad \text{ou} \quad N = k_2\left(\frac{1}{\Delta\sigma}\right)^{n_2} \tag{6.19}$$

Onde:

N = número de repetições do carregamento necessário à ruptura completa da amostra (vida de fadiga);

σ_t = tensão de tração repetida solicitante;

$\Delta\sigma$ = diferença algébrica entre as tensões horizontal (de tração) e vertical (de compressão) no centro da amostra (Figura 6.24);

k_i, n_i = constantes obtidas na regressão linear dos pares N e σ_t (ou $\Delta\sigma$) determinados em ensaios, em escalas logarítmicas.

Observe-se que no ensaio de fadiga a tensão controlada descrita considera a tensão solicitante no corpo-de-prova como constante, o que é apenas uma aproximação, uma vez que o carregamento constante ao longo do ensaio não é traduzido em uma tensão

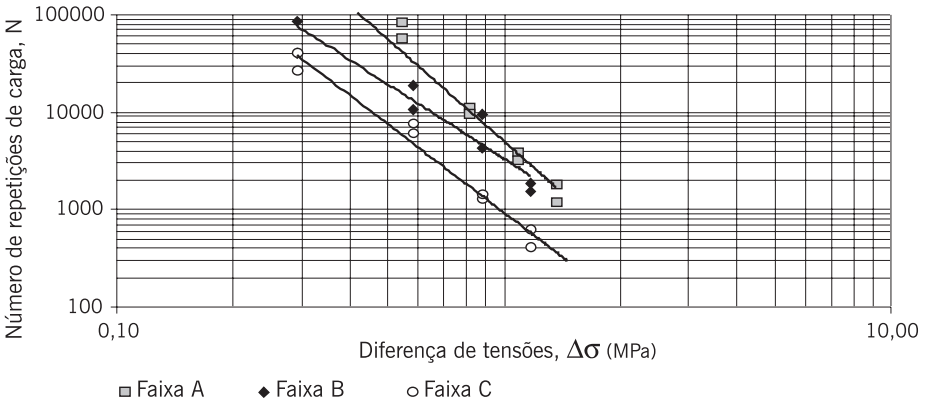


Figura 6.23 Vida de fadiga considerando diferentes faixas granulométricas

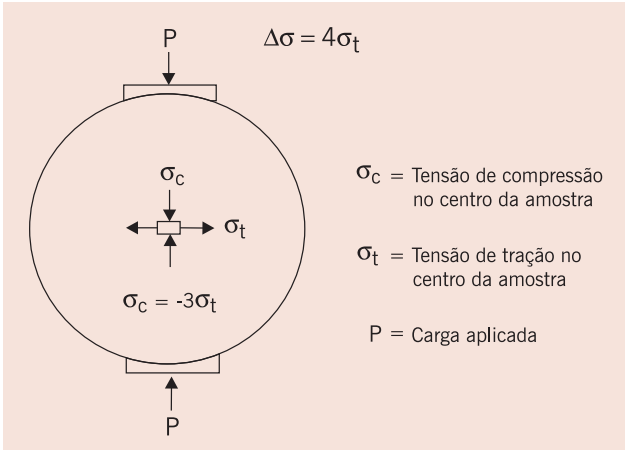


Figura 6.24 Representação das tensões no centro da amostra de um corpo-de-prova cilíndrico

solicitante constante. As tensões no corpo-de-prova, que podem ser calculadas por meio das expressões 6.2 e 6.3, admitem que o corpo-de-prova seja constituído de material elástico, isotrópico e sem dano. Isto é uma aproximação durante o ensaio de fadiga, uma vez que à medida que o carregamento é repetido, há dano progressivo no corpo-de-prova, além do fato de que as misturas asfálticas são materiais claramente inelásticos.

O modelo usado quando se faz o ensaio de fadiga a deformação controlada leva em conta a deformação de tração medida no centro do corpo-de-prova (ε_t):

$$N = k_3 \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{n_3} \tag{6.20}$$

No método mecanístico de dimensionamento de pavimentos usado no Brasil, a diferença entre tensão máxima de compressão e de tração na fibra inferior do revestimento ($\Delta\sigma$) é considerada o principal fator desencadeador do trincamento por fadiga do revestimento em campo, quando se trata de utilizar como critério resultados de laboratório obtidos com ensaios à TC em compressão diametral. As tensões calculadas servem de entrada de dados nas curvas de fadiga geradas a partir do número de golpes de carga até a ruptura para diversos níveis de $\Delta\sigma$. Relaciona-se então o número N determinado a partir do tráfego previsto com o número de golpes em laboratório por um fator laboratório-campo FLC. Pinto (1991) mostrou diferenças importantes entre FLC para ensaios a flexão e a compressão diametral, em função da porcentagem de área trincada que se admite ao final da vida do pavimento, e ainda questões ligadas ao tempo de aplicação da carga e à freqüência. De acordo com Carpenter *et al.* (2003), o limite de ruptura no concreto asfáltico deve ser o correspondente àquele quando a mistura começa a apresentar as primeiras microtrincas. Os mesmos autores observaram que para níveis de deformação de tração inferiores a 70×10^{-6}, a vida de fadiga de um concreto asfáltico não é afetada e, portanto, a mistura resiste ao trincamento por fadiga durante o período de projeto.

Independente do ensaio ou modelo adotado é comum o uso de FLCs devido à dificuldade de se considerar determinados fatores nos ensaios e no cálculo das tensões geradas nos corpos-de-prova. Pode-se ressaltar a não consideração do envelhecimento da mistura e da progressão do dano no material durante o ensaio, além de aspectos presentes no campo não simulados em laboratório como variação térmica, presença de cargas estocásticas e a ocorrência do fenômeno de recuperação de trincas em virtude da ausência de cargas em alguns períodos (Kim *et al.*, 1990; Rodrigues, 1991; Kim e Little, 1995; Kim e Lee, 1995; Kim *et al.*, 1997; Little *et al.*, 1999; Balbo, 2000).

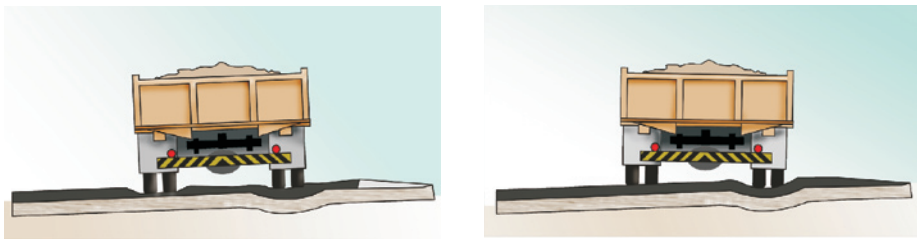
Portanto, o ensaio de fadiga tem sido usado mais comumente para fins de comparação entre misturas. Contudo, mesmo nesse caso, é preciso cautela para uma conclusão direta somente a partir das curvas, pois o estado de tensões gerado em cada situação depende da estrutura e do valor do MR das camadas constituintes dos pavimentos (Motta, 1991; Pinto, 1991; Medina, 1997). Há uma tendência, não adequada na maioria das

vezes, de se considerar, ao se comparar duas misturas, a curva de maior *k* como a de maior vida de fadiga. Isto seria válido somente se o σ_t (ou $\Delta\sigma$) gerado fosse o mesmo. Esta condição de maiores *k*s neste tipo de ensaio quase sempre estão associados a maiores MRs. Mas misturas com maiores MRs absorvem mais tensões numa estrutura de pavimentos e, portanto, os níveis de tensão de tração para comparação das vidas de fadiga de duas misturas devem ser correspondentes a cada caso estudado.

No ensaio convencionalmente realizado, consideram-se as tensões relativas ao início do ensaio (1° ciclo), portanto, sem ainda o acúmulo de dano, além de assumir o material como elástico linear e homogêneo. É importante entender que, com o dano progressivo, as tensões que ocorrem internamente no corpo-de-prova sofrem alterações, afinal a carga do ensaio permanece a mesma e a rigidez da mistura é reduzida devido às trincas que se formam e coalescem. Procurando aprofundar o entendimento do fenômeno de evolução do dano por fadiga em laboratório, outros estudos apresentam critérios diversos de ruptura que não o rompimento completo do corpo-de-prova (Dijk, 1975; Phandnavis e Swaminathan, 1997; Ghuzlan e Carpenter, 2000; Carpenter *et al*., 2003). Critérios como a deformação crítica de tração; diferentes relações entre esta e a deformação inicial; energia dissipada e ainda relações entre a energia dissipada e a energia dissipada inicial vêm sendo apresentados como potenciais indicativos de ruptura da mistura (Loureiro, 2003). No entanto, o número de golpes continua sendo, no ensaio à tensão controlada, o parâmetro de comparação e previsão da vida de fadiga das misturas asfálticas estudadas no Brasil.

6.5 ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Deformação permanente é um dos defeitos mais comuns da pavimentação asfáltica, podendo ser atribuída ao revestimento – Figura 6.25(a), ou às subcamadas – Figura 6.25(b), ou ainda a uma combinação de efeitos. As camadas não-asfálticas abaixo do revestimento podem apresentar deformações permanentes principalmente por densificação adicional pelo tráfego e por ruptura ao cisalhamento. Esses problemas podem ser evitados por uma seleção dos materiais e compactação adequada e um bom projeto



(a) No revestimento (trilha de roda esquerda) **(b) No sistema**

Figura 6.25 Deformações permanentes em pavimentos asfálticos

estrutural de forma a limitar as tensões atuantes aos níveis admissíveis e seguros.

Neste capítulo, trata-se exclusivamente da situação esquematicamente apresentada na Figura 6.25(a) e apresentam-se os ensaios que têm sido utilizados na tentativa de prevenir essa falha específica nas misturas asfálticas. A deformação permanente em misturas asfálticas ocorre devido a uma combinação do fluxo do material (viscoelástico ou viscoplástico) e do dano neste material, representado pela formação e propagação de trincas. A capacidade de uma mistura de resistir a esse tipo de deformação depende de diversos fatores, entre os quais, a consistência do ligante e a volumetria da mistura (agregados e ligantes).

Entre os ensaios existentes para estudar a deformação permanente de misturas asfálticas destacam-se os seguintes (Shell, 2003):

- ensaios fundamentais: triaxial com carregamento repetido e compressão uniaxial não-confinada (*creep* estático e *creep* dinâmico);
- ensaios de simulação: simuladores de laboratório.

O ensaio triaxial possui a vantagem de reproduzir uma condição de tensão multiaxial mais próxima da condição existente em campo. Neste caso as deformações precisam ser monitoradas nos sentidos vertical e horizontal. Trata-se de um ensaio de realização complexa e que não vem sendo usado no Brasil, nem mesmo em pesquisas acadêmicas. Os demais ensaios mencionados são descritos mais detalhadamente a seguir.

6.5.1 *Creep* estático (ou simplesmente *creep*)

O ensaio mais simples para o estudo da deformação permanente de misturas é o chamado ensaio de *creep*. Embora no Brasil esse ensaio venha sendo realizado através da aplicação de cargas compressivas, daí a denominação brasileira de ensaio de compressão uniaxial, o ensaio de *creep* também pode ser realizado através da aplicação de cargas de torção, flexão e tração, como em Daniel e Kim (2002), por exemplo. O ensaio sem confinamento foi aplicado em misturas asfálticas nos anos 70 pela Shell (Hill, 1973) e ganhou bastante aceitação devido à sua simplicidade de preparação de corpos-de-prova e de execução do ensaio.

Em sua versão estática, o ensaio consiste da aplicação ao longo do tempo de uma carga de compressão estática e contínua em um corpo-de-prova geralmente cilíndrico regular (como o Marshall, por exemplo). Essa compressão uniaxial é executada no sentido axial (vertical) conforme ilustrado na Figura 6.26(a). A simplicidade e o custo do ensaio são tais que é comum a sua realização em vários corpos-de-prova simultaneamente – Figura 6.26(b). O corpo-de-prova destinado ao ensaio pode ser obtido diretamente do campo por extração através de sonda rotativa ou fabricado em laboratório. Uma exigência importante é que as faces do corpo-de-prova sejam perfeitamente paralelas e perpendiculares ao sentido de aplicação da carga, de modo que a carga seja aplicada uniaxialmente. Costuma-se aplicar um pré-carregamento nas amostras antes do ensaio de modo a permitir que as placas obtenham mais uniformidade no contato, incluindo as

extremidades da amostra. Antes da execução dos ensaios, em geral os corpos-de-prova ficam mantidos por um período superior a 2 horas na temperatura especificada para garantia de equilíbrio térmico em toda a amostra.

O tempo de aplicação da carga pode variar, e embora ainda não haja um consenso sobre o assunto, a tendência é de que a duração do ensaio seja de 1 hora (Shell, 2003). A intervalos predeterminados de tempo, a critério de cada pesquisador, é efetuada a medição do deslocamento axial sofrido pela amostra devido ao carregamento estático. Essas medidas podem ser lidas com extensômetros acoplados às placas de carregamento – Figura 6.27(a), ou diretamente aos corpos-de-prova – Figura 6.27(b). Neste segundo caso (b), destaque-se o recente trabalho de Viana *et al.* (2003) para facilitar a fixação dos LVDTs nos corpos-de-prova, tornando de menor importância a questão do paralelismo das faces do corpo-de-prova, problema existente no caso do outro tipo de medição (a).

No atual estágio de desenvolvimento do ensaio de *creep* no Brasil, as informações geradas no ensaio, incluindo a fase de descarregamento – Figura 6.28(a), são devidamente registradas por meio de sistemas automatizados de aquisição de dados – Figura 6.28(b).

Devido à aplicação da carga estática, o corpo-de-prova deforma até se estabilizar ou romper (na verdade trata-se de um estado avançado de dano). Essa "ruptura" nem sempre é visível, havendo vários critérios para defini-la como, por exemplo, quando se ultrapassa uma deformação relativa de 0,008mm/mm, ao final de 1 hora, então a mistura asfáltica não é adequada para resistir às deformações permanentes.

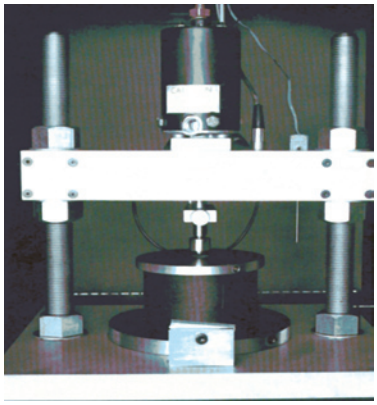
No que diz respeito ao parâmetro obtido no ensaio de *creep*, trata-se fundamentalmente do histórico de deformação ao longo do período de ensaio, ou seja, $\varepsilon(t)$. Decorrente deste parâmetro obtém-se a denominada função fluência (*creep compliance)*, dada pela expressão 6.21.

$$D(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \qquad (6.21)$$

Onde:
$D(t)$ = função fluência;
$\varepsilon(t)$ = deformação em função do tempo;
σ_0 = tensão constante aplicada.

A expressão 6.21 é bastante importante na solução de determinados problemas envolvendo materiais como as misturas asfálticas (materiais viscoelásticos lineares). Isto se deve ao fato de que com a função fluência se pode obter o histórico de deformação em qualquer configuração geométrica e de contorno, desde que se conheça o histórico de tensão, $\sigma(t)$. Numa analogia simples, a função fluência corresponderia ao inverso do módulo de elasticidade, porém agora como uma função do tempo. Souza (2005) apresenta uma discussão completa sobre a utilização da função fluência para solução de problemas de valor de contorno que incluem materiais viscoelásticos.

A Figura 6.29 representa um gráfico típico da função fluência, que possui a mesma forma do gráfico da deformação ao longo do tempo, já que a tensão aplicada é constante. No exemplo da Figura 6.29 (extraída de Souza e Soares, 2003), nota-se como a curva

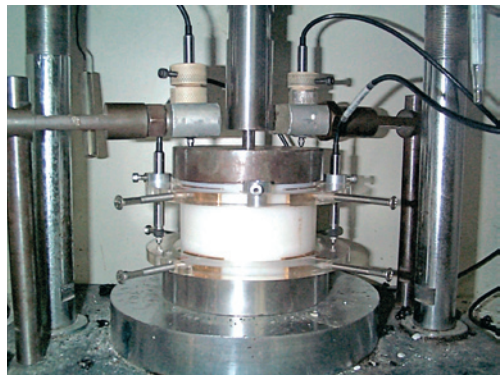


(a) Um corpo-de-prova isolado

(b) Conjunto de corpos-de-prova

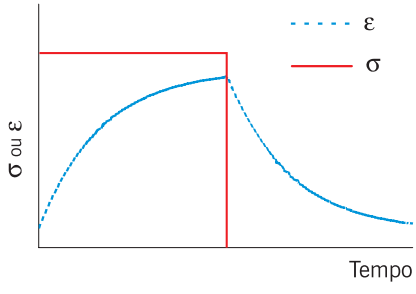
Figura 6.26 Exemplos de equipamentos e arranjos experimentais para o ensaio de *creep*

(a) Sobre a placa de carregamento

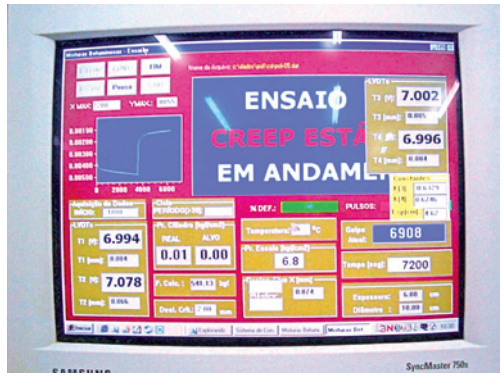


(b) Acoplados ao corpo-de-prova

Figura 6.27 Posicionamento dos LVDTs para registro de deslocamento axial no ensaio de *creep*



(a) Tensões σ e deformações ε



(b) Tela do sistema de aquisição de dados

Figura 6.28 Informações do ensaio de *creep*

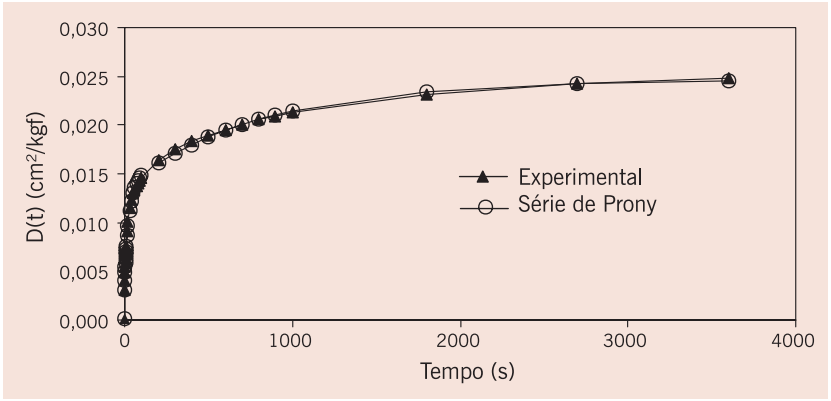


Figura 6.29 Função fluência e respectivo ajuste para a série de Prony (Souza e Soares, 2003)

experimental pode ser perfeitamente ajustada por uma série de Prony, que é uma série matemática bastante usada para representar a função fluência de materiais viscoelásticos (Park *et al.*, 1996; Kim *et al.*, 1997).

6.5.2 *Creep* dinâmico

Finn *et al.* (1983), na investigação da relação dos resultados de ensaios de *creep* estático com deformações permanentes em campo, recomendaram a consideração de um ensaio de carga repetida. É importante notar que tal procedimento não é usual na mecânica dos materiais, uma vez que o ensaio de *creep* é justamente caracterizado pelo estado uniforme e contínuo de tensão. Contudo, mais recentemente foi evidenciado que o carregamento estático não refletia claramente o melhoramento de desempenho devido à incorporação de modificadores no ligante, sendo isto detectado nos ensaios de carregamento repetido (Valkering *et al.*, 1990). Vale salientar que essa não-detecção do efeito dos modificadores pode ser uma limitação do equipamento usado e não da concepção do ensaio de *creep* estático. Afinal a maioria dos modificadores pode ser considerada representada por sólidos elásticos, sendo que o seu efeito se evidencia melhor na parte bem inicial da curva da função fluência, ou seja, em tempos tão pequenos (da ordem de milésimos de segundos) que não foram capturados pelo sistema de aquisição de dados da máquina utilizada.

O ensaio de *creep* dinâmico consiste na aplicação de pulsos de carga ao corpo-de-prova, a uma determinada freqüência, tempo de aplicação de carga e intervalo entre as aplicações das cargas, a uma temperatura especificada. A Figura 6.30 mostra um exemplo de carregamento empregado em ensaio de *creep* de carga repetida. Tem como objetivo a medição da deformação permanente acumulada.

Durante a realização do ensaio, o corpo-de-prova é submetido à aplicação de uma carga de compressão axial transiente. Em geral a seguinte combinação tem sido mais empregada: cada carregamento geralmente tem uma duração de 0,10 segundo e os intervalos entre as aplicações de carga são de 0,90 segundo, aplicados a uma freqüência

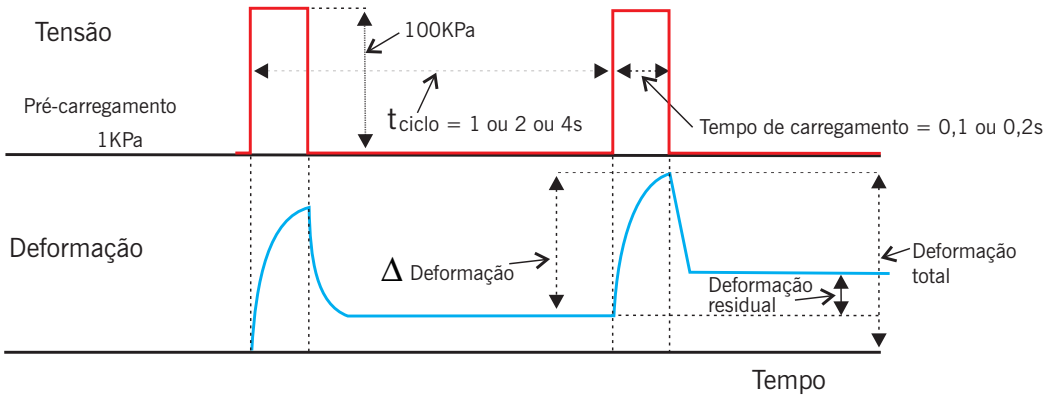


Figura 6.30 Carregamento e deformação no ensaio de *creep* dinâmico

de 1Hz. Este ciclo é repetido 3.600 vezes para cada corpo-de-prova ensaiado, resultando em 1 hora de ensaio. Assim como no ensaio estático, para medir os deslocamentos ocorridos nos corpos-de-prova durante os ensaios, utilizam-se transdutores LVDTs. Dividindo-se o deslocamento absoluto (Δh) pela altura inicial do corpo-de-prova (h_{cp}) obtém-se o deslocamento permanente relativo, também denominado de deformação relativa (ε_{rel}). Embora não seja um termo usado no meio de mecânica dos materiais, é comum no meio de pavimentação referência ao módulo de *creep* dinâmico (E_c), que é a tensão aplicada, σ, dividida pelo deslocamento relativo ($\varepsilon_{rel(t)}$), conforme apresentado na expressão (6.22):

$$E_{c(t)} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{rel(t)}} \qquad (6.22)$$

6.5.3 Simuladores de tráfego de laboratório

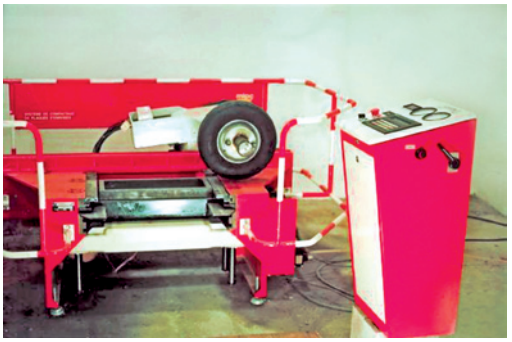
Uma outra forma de determinação da deformação permanente em misturas asfálticas é por meio do uso de simuladores de tráfego. Existem diversos tipos de simuladores: (i) em laboratório; e (ii) em verdadeira grandeza. Esses equipamentos permitem uma investigação mais próxima da realidade, porém em geral também acarretam a necessidade do uso de fatores laboratório-campo para previsões de deformação permanente *in situ* ou do estabelecimento de limites de deformação permanente em laboratório por análises empíricas de resultados em campo.

No que diz respeito aos ensaios de simulação em laboratório, o Brasil possui no momento apenas dois equipamentos: (i) um francês desenvolvido pelo LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) que fica no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP (Figura 6.31); e (ii) um norte-americano – *Asphalt Pavement Analyzer* (APA) de propriedade da BR Distribuidora (Figura 6.34).

No conjunto de equipamentos franceses do LCPC, a mistura asfáltica é primeiramente compactada através de amassamento por roda de pneu com cargas e pressão de inflação reguláveis, na temperatura de projeto, realizada por equipamento denominado

mesa compactadora – Figura 6.31(a). A compactação segue a especificação francesa NF P 98-250-2 (AFNOR, 1991a) e produz uma placa compactada de mistura asfáltica nas dimensões padrão de 500mm de comprimento e 180mm de largura, havendo placas com 50 e com 100mm de espessura – Figura 6.31(b). O ensaio de deformação permanente, propriamente dito, segue a especificação francesa NF P 98-253-1 (AFNOR, 1991b) e é feito em um equipamento munido de roda pneumática, cuja pressão do pneu e carga no eixo são controláveis, assim como a temperatura também é regulável, empregando-se em geral 60ºC para acelerar o processo – Figura 6.31(c). O ensaio é realizado em duas placas simultaneamente, colocadas uma em cada lado do equipamento, munido de um eixo com dois pneumáticos. O pneumático fica permanentemente em contato com a placa asfáltica e aplica carregamento em movimento longitudinal de ida e vinda, em ciclos de 1Hz. Mede-se o afundamento na trilha de roda em diversos pontos a cada determinado número de solicitações. Freqüentemente são usados 1.000, 3.000, 10.000, 20.000 e 30.000 ciclos. A Figura 6.31(d) mostra um aspecto de uma mistura asfáltica muito deformada após o ensaio.

O resultado do ensaio é dado em termos de afundamento em milímetros ou como um percentual da altura da placa original. A Figura 6.32(a) ilustra os resultados do ensaio



(a) Mesa compactadora LCPC de placas de misturas asfálticas

(b) Placa de mistura asfáltica compactada

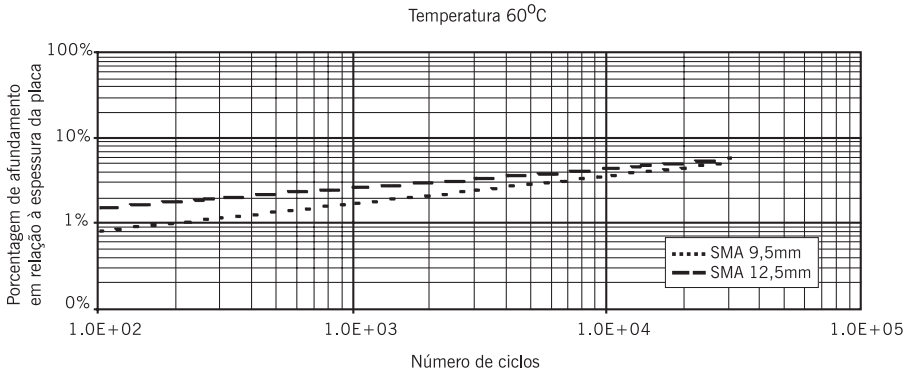
(c) Simulador de tráfego LCPC

(d) Placa após ensaio de deformação permanente

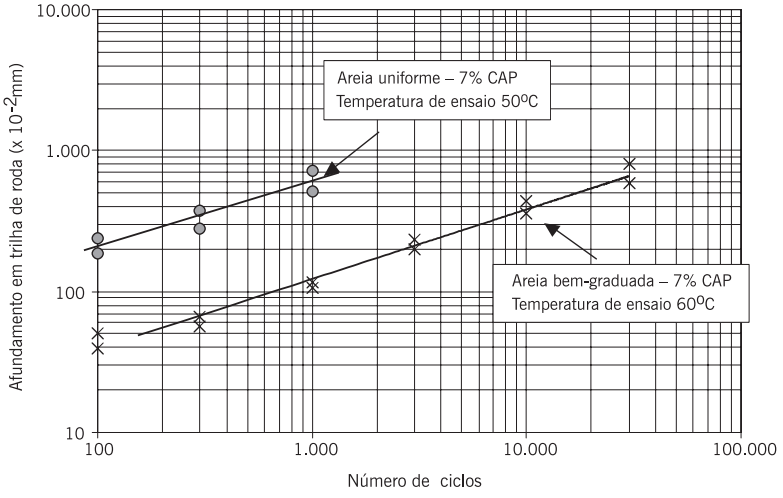
Figura 6.31 Conjunto de mesa compactadora e simulador de tráfego LCPC para ensaios de deformação permanente em laboratório

a 60°C para duas misturas SMA – *Stone Matrix Asphalt* (Capítulo 4), com diferentes tamanhos de agregado, no caso, tamanho máximo nominal – TMN de 9,5 e de 12,5mm (Vasconcelos, 2004). A deformação permanente aos 30.000 ciclos de ambas misturas em SMA é de cerca de 6%, que é um resultado bom, demonstrando a resistência à formação de afundamentos deste tipo de revestimento asfáltico.

A Figura 6.32(b) mostra, por sua vez, resultados de afundamento em trilha de roda no simulador francês de duas areias-asfalto com CAP 20, sendo uma bem-graduada e outra uniforme. Observe-se que a graduação das misturas exerce um papel fundamental no comportamento à deformação permanente. A areia uniforme mostra uma deformação de cerca de 6mm (ou 12%) após apenas 1.000 ciclos e a areia bem-graduada mostra valor aproximadamente igual após 30.000 ciclos. Além disso, a temperatura de ensaio da areia uniforme foi de 50ºC, 10ºC abaixo do especificado no ensaio, o que contribuiu para suportar mais ciclos que se fosse testada a 60ºC.



(a) Duas misturas asfálticas tipo SMA



(b) Duas areias-asfalto a quente

Figura 6.32 Resultados de deformação permanente de misturas asfálticas no ensaio de simulador de tráfego LCPC

Além dos aspectos comparativos entre misturas no que diz respeito à resistência à deformação permanente, o ensaio pode ser usado para investigar o efeito de fatores diversos no comportamento mecânico. A Figura 6.33 ilustra o efeito do teor de asfalto no afundamento, bem como o efeito da substituição do asfalto convencional CAP 20 (similar ao atual CAP 50/70), pelo convencional mais duro CAP 40 (similar ao atual CAP 30/45) ou ainda por asfaltos modificados com polímero (AMP SBS; AMP SBR ou AMP EVA) e por borracha (asfalto-borracha) mantendo-se a mesma graduação e natureza de agregados (Bernucci *et al.,* 2002). Observa-se a importância de manutenção do teor de ligante de projeto (no caso 5,6%) durante a usinagem e o efeito do excesso de ligante, favorecendo a fluência e a formação de afundamentos. O tipo de asfalto é outro fator importante nos projetos quando se procura combater a deformação permanente. A mistura passa a ser mais resistente à deformação permanente com o aumento de viscosidade do ligante e, adicionalmente, com o efeito benéfico do retorno elástico na redução da energia de deformação.

No caso do APA – Figura 6.34(a), o procedimento possui similaridades com o LCPC. A compactação, contudo, é por vibração – Figura 6.34(b). A carga é transmitida à placa por meio de mangotes de borracha preenchidos por ar, em vez de pneus – Figura 6.34(c). O equipamento permite a saturação com água dos corpos-de-prova para avaliar o seu efeito deletério durante o ensaio – Figura 6.34(d). A placa é em seguida retirada do equipamento – Figura 6.34(e), sendo medido o afundamento – Figura 6.34(f).

Acima foram descritos os ensaios de simulação laboratorial existentes no Brasil. Há ainda outros equipamentos como o instalado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC, em Portugal, ilustrado na Figura 6.35. Esse equipamento fica numa câmara de temperatura controlada e executa um número também predefinido de passagens de roda

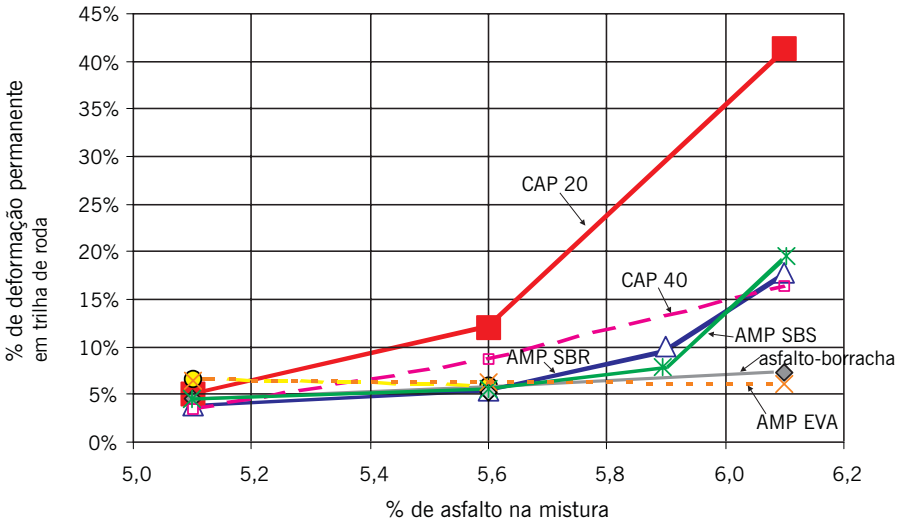
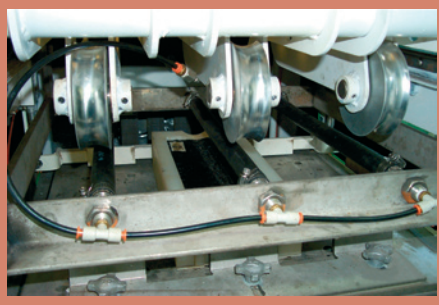


Figura 6.33 Percentual de afundamento *versus* teor de asfalto para 30.000 ciclos no simulador de tráfego LCPC (Bernucci *et al.*, 2002)

(a) Visão geral do simulador

(b) Compactador



(c) Carregamento sobre placa por meio do mangote

(d) Carregamento em meio saturado

(e) Placa deformada sendo desmoldada

(f) Afundamento da placa

Figura 6.34 Compactador e simulador APA
(Fotos: Petrobras Distribuidora)

(a) Câmara de temperatura controlada

(b) Equipamento

(c) Detalhe da simulação

Figura 6.35 Simulador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC, Portugal

rígidas, com peso predefinido. A idéia é a mesma já descrita anteriormente, ou seja, de comparar misturas quanto à capacidade de resistir à deformação permanente.

A Figura 6.36 mostra o simulador instalado na Universidade da Carolina do Norte, onde importantes trabalhos científicos sobre a caracterização mecânica de misturas asfálticas vêm sendo desenvolvidos. Este equipamento possui rodas que atuam diretamente numa laje de mistura colocada sobre uma plataforma. São seis rodas atuando em seqüência na placa investigada. Ao fim da passagem na laje, cada roda sobe e move-se no sentido contrário por cima das rodas que então estão atuando na laje. Diversas plataformas vêm sendo testadas de modo a simular mais proximamente situações de campo. Além de solos, materiais como borracha têm sido usados como plataforma, produzindo falhas na laje de mistura bastante similares às encontradas em campo.

Existem simuladores em verdadeira grandeza; são equipamentos com a capacidade de imprimir a um pavimento experimental, em apenas algumas semanas ou meses, cargas relativas a um tempo de serviço de 10 a 20 anos. Tais equipamentos aplicam solicitações diretamente sobre a estrutura do pavimento 24 horas/dia, 7 dias/semana durante quantas semanas sejam necessárias. Diferentemente da maioria dos equipamen-

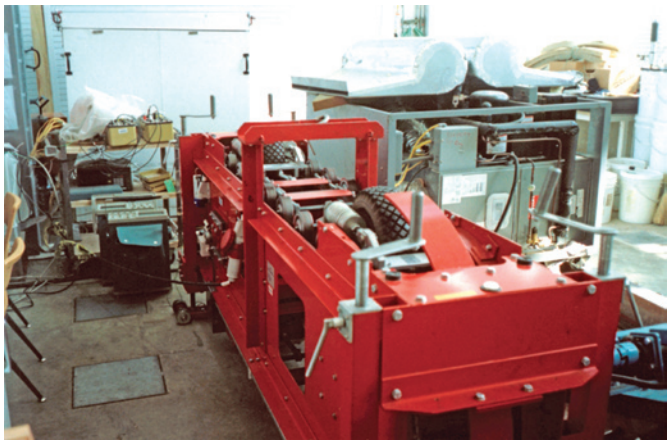


Figura 6.36 Simulador da Universidade da Carolina do Norte

tos de laboratório, esses simuladores têm a capacidade de avaliar não só o revestimento asfáltico, mas toda a estrutura do pavimento, verificando o comportamento resultante da interação entre as diversas camadas que compõem os pavimentos asfálticos. Embora tenham a vantagem de permitir que sejam avaliados projetos de pavimentos sob condições de tráfego e clima reais, há ainda a limitação de não ser considerado o envelhecimento do ligante e a auto-recuperação de trincas que se dá no longo prazo. Estes serão comentados no Capítulo 10.

6.6 ENSAIOS COMPLEMENTARES

Além dos ensaios mecânicos já descritos, vêm sendo bastante utilizados para a caracterização mecânica de misturas outros ensaios, aqui denominados ensaios complementares. Tratam-se de ensaios empíricos que, contudo, fornecem informações importantes não obtidas a partir dos ensaios mecânicos convencionais. Os dois principais ensaios que vêm sendo usados no Brasil são descritos a seguir.

6.6.1 Desgaste Cântabro

O arrancamento progressivo de agregados da capa de rolamento por efeito do atrito pneu-pavimento é denominado desgaste (Santana, 1993), sendo uma patologia comum em revestimentos brasileiros (CNT, 2004). O ensaio usualmente realizado para determinação de resistência à desagregação é o ensaio Cântabro. Esse ensaio foi originado no Centro de Estudios de Carreteras e Universitat Politècnica de Catalunya na Espanha objetivando avaliar o comportamento de misturas asfálticas quanto à perda de material. A norma DNER-ME 383/99, baseada na norma espanhola (NTL, 1986), consiste na análise das massas de corpos-de-prova Marshall de misturas asfálticas drenantes ou porosas, submetidos ao aparelho de abrasão Los Angeles – Figura 6.37(a). Apesar de sua concepção estar relacionada aos pavimentos drenantes, o ensaio de desgaste Cântabro pode ser estendido para outros tipos de misturas asfálticas (ABNT-NBR 15140/2004).

Os principais passos do ensaio são os seguintes: (i) pesar inicialmente o corpo-de-prova Marshall (M_1); (ii) colocar no aparelho de abrasão Los Angeles sem as esferas de aço – Figura 6.37(b); (iii) condicionado a 25°C, efetuar 300 revoluções na velocidade angular de 30rpm; (iv) pesar novamente o corpo-de-prova (M_2), ilustrado na Figura 6.37(c). O desgaste Cântabro é determinado por meio da expressão:

$$D = \left(\frac{M_1 - M_2}{M_1} \right) \times 100 \qquad (6.23)$$

Onde:
D = valor do desgaste em %;
M_1 = massa do corpo-de-prova antes do ensaio;
M_2 = massa do corpo-de-prova após o ensaio.

(a) Visão do equipamento

(b) Detalhe do interior do equipamento

(c) Corpo-de-prova após o ensaio

Figura 6.37 Exemplo de aparelho de abrasão Los Angeles utilizado para o ensaio Cântabro

O desgaste máximo admitido é de 25% para misturas asfálticas porosas (DNER, 1999), e o desgaste para cada teor de ligante deve ser realizado a partir da média aritmética de três corpos-de-prova (Figura 6.38), com o valor individual não diferindo 20% do valor médio.

Como citado, o ensaio Cântabro é comumente realizado em misturas drenantes como camada porosa de atrito – CPA (Meurer Filho, 2001; Oliveira, 2003), podendo ser empregado para misturas areia-asfalto (Bottin Filho, 1997; Silveira, 1999) e para concretos asfálticos (Castro Neto, 2000). O ensaio pode ainda ser realizado com corpos-de-prova submetidos à submersão (NTL, 1992), visando principalmente misturas drenantes em sua suscetibilidade à ação da água, evidenciando perda por problemas de adesividade.

6.6.2 Perda por umidade induzida

A avaliação do dano nas misturas asfálticas causado pela umidade é de grande importância, uma vez que afeta o desempenho e a vida de serviço dos pavimentos. Na realidade o dano por umidade evidencia os possíveis problemas de adesividade agregado-ligante asfáltico. Embora seja reconhecida a dificuldade de associar resultados de ensaios laboratoriais ao desempenho das misturas em campo (Epps *et al.*, 2000), existem diversos ensaios para identificação do potencial ao dano por umidade em misturas. Eles podem ser classificados em duas categorias: (i) realizados em misturas não-compactadas e (ii) realizados em misturas compactadas (Moura, 2001; Solaimanian *et al.*, 2004). A Ta-

Figura 6.38 Exemplos de corpos-de-prova submetidos ao ensaio Cântabro indicando a determinação do resultado pela média de três corpos-de-prova

bela 6.2 apresenta um resumo dos testes de avaliação de dano por umidade existentes para amostras compactadas por serem os mais representativos de condições reais e dos problemas complexos relacionados à adesividade.

TABELA 6.2 ENSAIOS DE SENSIBILIDADE À UMIDADE PARA CORPOS-DE-PROVA COMPACTADOS (adaptado de Solaimanian *et al.*, 2004)

Teste	ASTM	AASHTO	Outros
Moisture vapor susceptibility			California Test 307
Immersion-compression	D1075	T 165	ASTM STP 252
Marshall immersion			Stuart 1986
Freeze-thaw pedestal test			Kennedy *et al.,* 1982
Original Lottman indirect tension			NCHRP Report 246 (Lottman, 1982) Transportation Research Board 515 (1974)
Modified Lottman indirect tension		T 283	NCHRP Report 274 (Tunnicliff e Root, 1984), Tex 531-C
Tunnicliff-Root	D 4867		NCHRP Report 274 (Tunnicliff e Root, 1984)
ECS with resilient modulus			SHRP-A-403 (Al-Swailmi e Terrel, 1994)
Hamburg wheel tracking			1993 Tex-242-F
Asphalt Pavement Analyzer			Método em estudo na ASTM
ECS/SPT			NCHRP 9-34 2002-03

O teste de sensibilidade à ação deletéria da água mais usado no Brasil segue o procedimento descrito em AASHTO T 283, baseado no trabalho de R.P. Lottman (NCHRP Project 4-08), e um trabalho posterior realizado por D.G. Tunnicliff e R.E. Root (NCHRP Project 10-17) (Epps *et al.*, 2000; Moura, 2001). Segundo esse procedimento, os corpos-de-prova de misturas asfálticas de graduação densa ou ainda de SMA podem ser preparados em laboratório seguindo os métodos Marshall, Hveem ou Superpave, e pode ser resumido nos passos descritos a seguir:

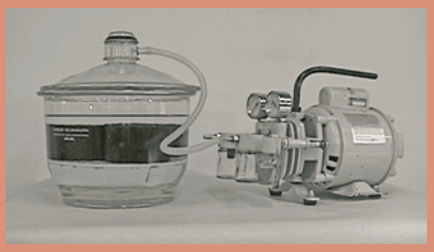
- Moldar seis CPs similares com 1.200g de mistura asfáltica na faixa de projeto e teor de ligante asfáltico de projeto, com vazios de 7 ± 0,5%.
- Separar um primeiro conjunto de três corpos-de-prova, colocando-os dentro de sacos plásticos para proteção e imersão em banho de água a 25°C por 2 ± 1h;
- Separar um segundo conjunto de três desses CPs, colocando-os em um recipiente com água destilada e aplicando-se vácuo a uma pressão de 250 – 650mmHg por 5 a 10 minutos, a fim de obter grau de saturação dos vazios entre 70 e 80% de água;
- Envolver os CPs em filme plástico e colocar cada CP dentro de um saco plástico com 10ml de água adicionais, vedando-os em seguida; colocar o segundo conjunto de três CPs para congelamento (-18°C) por um período mínimo de 16h;
- Imergir este conjunto de três CPs em um banho de 60°C por um período de 24 ± 1h, retirando-se os CPs dos sacos plásticos e do filme logo após a imersão;
- Retirar o conjunto de três CPs do banho a 60°C e imergi-los em um banho a 25°C por um período de 2 ± 1h;
- Realizar ensaio de resistência à tração no primeiro conjunto de três CPs não-condicionados (RT) e no segundo conjunto de três corpos-de-prova após todo ciclo de condicionamento (RT_u);
- Calcular a resistência à tração retida por umidade induzida, que é a razão entre RT_u e RT.

As Figuras 6.39(a) a (d) ilustram alguns passos adotados no processo de condicionamento e ensaio de RT e RT_u dos CPs do segundo conjunto.

Para a confecção dos CPs das dosagens Marshall com vazios entre 6 e 8%, é necessária a moldagem de CPs com diferentes números de golpes. A partir de um gráfico com o número de golpes *versus* volume de vazios, obtém-se o número de golpes necessários para a obtenção do volume de vazios preconizados em norma. O número de golpes necessário para obtenção dos vazios exigidos em norma varia dependendo da graduação.

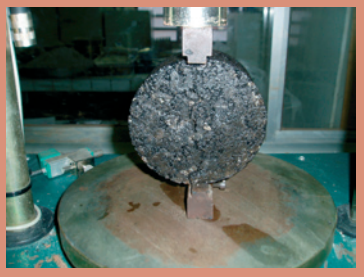
Para as misturas dosadas pela metodologia Superpave, procede-se de forma diferente para a obtenção do número de giros necessários para um volume de vazios entre 6 e 8%, acompanhando-se as alturas do corpo-de-prova durante o processo. Dessa forma, é possível obter-se uma estimativa dos volumes de vazios para os diferentes números de giros. Determina-se em quantos giros obtém-se 7% de vazios (referência) nos CPs compactados no teor de projeto, ou seja, faz-se um acompanhamento dos vazios até que o número de giros seja igual ao $N_{projeto}$.

A Tabela 6.3 apresenta como exemplo os resultados obtidos para a resistência a tração por compressão diametral após o condicionamento (saturação, congelamento e aquecimento em água), a resistência à tração por compressão diametral sem condicionamento e a resistência à tração retida por umidade induzida (RRT) para duas misturas analisadas por Vasconcelos (2004).



(a) Aplicação de pressão para saturação dos vazios com água

(b) Congelamento



(c) Ensaio de resistência à tração

(d) Aspecto de um corpo-de-prova condicionado após rompimento

Figura 6.39 Passos para o condicionamento e para a determinação da RT

TABELA 6.3 RESULTADOS DE RT, RT_u E RRT PARA DUAS MISTURAS ASFÁLTICAS ANALISADAS (Vasconcelos, 2004)

Compactação	Parâmetro	BZR	SMA 9,5mm
Marshall	RT (MPa)	0,92	0,88
	RT_u (MPa)	0,43	0,80
	RRT	47%	91%

No caso de misturas contínuas, o valor mínimo de RRT para que a amostra seja aprovada é de 70%. Para as misturas SMA, o limite mínimo para RRT também tem sido adotado 70% segundo a especificação AASHTO MP 8-01. Um fator importante a ser levado em consideração é a eventual presença de fíleres como a cal hidratada, que é um melhorador de adesividade. Resultados de pesquisa indicam que o ensaio de adesividade realizado para agregados graúdos isoladamente (DNER-ME 078/94) não garante que a mistura irá apresentar bom comportamento à ação deletéria da água, mesmo quando os agregados apresentam resultados satisfatórios. O ensaio de dano por umidade induzida em corpo-de-prova de mistura asfáltica compactada foi normalizado recentemente pela ABNT através da norma ABNT NBR 15617.

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO T-283: *resistance of compacted bituminous mixture to moisture induced damage*. Washington, USA, 1989.

_____. AASHTO MP 8-01: *standard specification for designing Stone Matrix Asphalt (SMA)*. USA, 2005.

_____. *Guide for design of pavement structures*. Washington, 2002. Disponível em: <www.2002designguide.com>. Acesso em: 01 ago. 2006.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15087: *misturas asfálticas: determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 15140: *misturas asfálticas: determinação do desgaste por abrasão Cantabro*. Rio de Janeiro, 2004.

AFNOR – ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. NF P98-250-2: *preparation des mélanges hidrocarbonés: partie 2: compactage des plaques*. Paris, 1991a.

_____. NF P98-253-1: *deformation permanente des mélanges hidrocarbonés: partie 1: essai d'orniérage*. Paris, 1991b.

_____. NF P98-260-2: *test relating to pavements: measurement of rheological properties on bituminous mixes: part 2: determination of the dynamic bending modulus*. Paris, 1992.

_____. NF P98-260-1: e*ssais relatifs aux chaussées:* mesure des caractéristiques rhéologiques des mélanges hydrocarbonés: *partie 2: détermination du module complexe par flexion sinusoïdale*. Paris, 1993.

ALLEN, D.H.; HAISLER, W.E. *Introduction to aerospace structural analysis*. New York: John Wiley & Sons, 1985.

ASTM – AMERICAN SOCIETY OF TESTING AND MATERIALS. E 206-72: *standard definitions of terms relating to fatigue testing and statistical analysis of fatigue data*. USA, 1979.

_____. ASTM D 4123: *standard method of indirect tension test for resilient modulus of bituminous mixtures*. USA, 1982.

_____. ASTM C 496: *standard test method for splitting tensile strength of the cylindrical concrete specimens*. USA, 1986.

_____. ASTM D3497-79: *standard test method for dynamic modulus of asphalt mixtures.* USA, 2003.

BALBO, J.T. Fatos, mitos e falácias sobre os modelos experimentais de fadiga. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32., 2000, Brasília. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2000.

BARKSDALE, R.G. Compressive stress pulse times in flexible pavements for use in dynamic testing. Highway Research Record 345, Highway Research Board, pp. 32-44, 1971.

BENEVIDES, S.A.S. *Análise comparativa dos métodos de dimensionamento dos pavimentos asfálticos* – método tradicional do DNER e método de resiliência da COPPE. 2000. 176 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.

BERNUCCI, L.B.; LEITE, L.M.; MOURA, E. Propriedades mecânicas em laboratório de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros. In: ENCONTRO DO ASFALTO, 16., 2002, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2002.

BONNAURE, F.; GEST, G.; GRAVOIS, A.; UGE, P. A new method of predicting the stiffness of asphalt paving mixtures. *Journal of Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 46, p. 64-100, 1977.

BOTTIN FILHO, I.A. *Estudo de mistura areia-asfalto pré-misturada a quente*. 1997. 128 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

BRITO, A.T. *Avaliação e análise paramétrica de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas para pavimentação*. 2006. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

CARNEIRO, F.L. *Um novo método para determinação da resistência à tração dos concretos*. Rio de Janeiro: Instituto Nacional de Tecnologia, 1943.

CARPENTER, S.H.; GHUZLAN, K.A.; SHEN, S. A fatigue endurance limit for highway and airport pavements. *Proceedings Highway Research Board,* Washington, 2003.

CASTRO NETO, A.M. Determinação da densidade máxima teórica de misturas betuminosas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 30., 1996, Salvador. Anais... Salvador: ABPv, 1996. v. 1, p. 35-60.

CASTRO NETO, A.M. Proposta de dosagem de concreto betuminoso reciclado a quente. 2000. 112 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

CENTRO DE ESTUDIOS DE CARRETERAS. NTL 352: *caracterización de las mezclas bituminosas abiertas por medio del ensayo cántabro de pérdida por desgaste*. España, 1986.

_____. NTL 362: *efecto del agua sobre la cohesión de mezclas bituminosas de granulometría abierta, mediante ensayo cántabro de pérdida por desgaste*. España,1992.

CHRISTENSEN, R.M. *Theory of viscoelasticity*. 2. ed. New York: Academic, 1982.

CNT – CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. *Relatório de pesquisa rodoviária*. Rio de Janeiro: CNT, 2004.

DANIEL, J.S.; KIM, Y.R.; LEE, H.J. Effects of aging on viscoelastic properties of asphalt-aggregate mixtures. *Transportation Research Record*, n. 1630, p. 21-7, 1998.

DANIEL, J.S.; KIM, Y.R. Development of a simplified fatigue test and analysis procedure using a viscoelastic, continuum damage model. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 2002.

DIJK, W.V. Practical fatigue characterization of bituminous mixes. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 44, p. 38-74, 1975.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 078/94: *agregado graúdo: adesividade a ligante betuminoso*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. ME 133/94: *determinação do módulo de resiliência de misturas betuminosas*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. ME 138/94: *determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. ME 043/95: *misturas betuminosas a quente*: *ensaio Marshall para misturas betuminosas*. Rio de Janeiro, 1995.

_____. *Manual de pavimentação*. Rio de Janeiro: DNER, 1996.

_____. ME 383: *misturas betuminosas: desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero*: *ensaio Cantabro*. Rio de Janeiro, 1999.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/2004 – ES: *pavimentação: concreto asfáltico*. Rio de Janeiro, 2004.

EPPS, J.A.; MONISMITH, C.L. Influence of mixture variables on the flexural fatigue properties of asphalt concrete. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 38, 1969.

EPPS, J.A.; SEBAALY, P.E.; PENARANDA, J.; MAHER, M.R.; MCCANN, M.B.; HAND, A.J. Compatibility of a test for moisture-induced damage with Superpave volumetric mix design. *NCHRP Report*, n. 444, Washington, 2000.

FALCÃO, M.F.B.; SOARES, J.B. Considerações sobre o ensaio de compressão diametral no estudo de materiais de pavimentação. In: CONGRESSO DE ENSINO E PESQUISA EM TRANSPORTES, 26., 2002, Natal. *Anais...* Natal: ANPET, v. 1, p. 169-81.

FERRY, J.D. *Viscoelastic properties of polymers*. New York: John Wiley & Sons, 1980.

FINN, F.N.; MONISMITH, C.L.; MAKEVICH, N.J. Pavement performance and asphalt concrete mix design. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 52, p. 121-50, 1983.

FONSECA, O.A. *Development of a time-dependent model for the dynamic modulus of asphalt mixes*. Tese (Doutorado) – University of Maryland, Maryland, 1995.

FRANCKEN, L.; PARTL, M.; TECHNICAL COMMITTEE ON BITUMEN AND ASPHALT TESTING. Complex modulus testing of asphaltic concrete: RILEM interlaboratory test program. *Transportation Research Record*, n. 1.545, p. 133-42, 1996.

GHUZLAN, K.A.; CARPENTER, S.H. *Energy-derived, damage-based failure criterion for fatigue testing*. Washington: Transportation Research Board, 2000.

GOODRICH, J.L. Asphaltic binder rheology, asphalt concrete rheology and asphalt concrete mix properties. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 60, p. 80-120, 1991.

HAWKES, I.; MELLOR, M. Uniaxial test in rock mechanics laboratories. *Engineering Geology*, n. 4, 1970.

HILL, J.F. The creep of asphalt mixes. *Journal of Institute of Petroleum*, London, v. 59, n. 570, p. 247-62, 1973.

HONDROS, G. The evaluation of Poisson's ratio and the modulus of materials of a low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete. *Australian Journal of Applied Sciences*, v. 10, n. 3, p. 243-68, 1959.

HUANG, Y.H. *Pavement analysis and design*. Englewood-Cliffs: Prentice-Hall, 1993.

HVEEM, F.N. Pavement deflection and fatigue failures. *Bulletim 114*, p 43-87, 1955.

KIM, Y.R.; LEE, Y.C. Interrelationships among stiffnesses of asphalt-aggregate mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 64, p. 575-609, 1995.

KIM, Y.R.; LITTLE, D.N.; BENSON, F.C. Chemical and mechanical evaluation on healing mechanism of asphalt concrete. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 59, 1990.

KIM, Y.R.; LEE, H.J.; LITTLE, D.N. Fatigue characterization of asphalt concrete using viscoelasticity and continuum damage theory. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 66, p. 520-74, 1997.

LAMA, R.D.; VUTUKURI, V.S. *Handbook on mechanical properties of rock*. Transportation Technology Publication, 1978. v. 1.

LEE, H.J.; KIM, Y.R. Viscoelastic constitutive model for asphalt concrete under cyclic loading. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 124, nº 1, p. 32-40, 1998.

LITTLE, D.N.; LYTTON, R.L.; WILLIAMS, D.; KIM, R.Y. An analysis of the mechanism of microdamage healing based on the application of micromechanics first principles of fracture and healing. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 68, 1999.

LOUREIRO, T.G. *Estudo da evolução do dano por fadiga em misturas asfálticas*. 2003. 100f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.

LOVE, A.E.H. *A treatise on the mathematical theory of elasticity*. 4. ed. New York: Dover, 1944.

LUONG, M.P. Tensile and shear strengths of concrete and rock. *Engineering Fracture Mechanics*, v. 35, n. 1/2/3, 1990.

MAMLOUK, S.M.; SAROFIM, R.T. *Modulus of asphalt mixtures: an unresolved dilemma*. Washington: Transportation Research Board, 1988.

MARQUES, G.L.O. *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória*. 2004. 480 f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

MARQUES, G.L.O. e MOTTA, L.M.G. Estudo da influência de alguns fatores na determinação do módulo de resiliência de concretos asfálticos. In: ENCONTRO DO ASFALTO, 18., 2006, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2006.

MEDINA, J. *Mecânica dos pavimentos*. 1. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997. 380 p.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.; PINTO, S.; LEITE, L.M. Um estudo de fadiga de misturas asfálticas com seis cimentos asfálticos da Petrobras. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 10., 1992, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1992. p. 56-63.

MEURER FILHO, E. *Estudo de granulometria para concretos asfálticos drenantes*. 2001. 163 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.

MOTTA, L.M.G. *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. 1991. 366 f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

MOURA, E. *Estudo do efeito de aditivos químicos e da cal como melhoradores de adesividade em misturas asfálticas densas*. 2001. 122 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

NASCIMENTO, L.; LEITE, L.; CAMPOS, E.F.; MARQUES, G.; MOTTA, L. Uso da tomografia computadorizada e de imagens digitais para o estudo de misturas asfálticas. In: ENCONTRO DO ASFALTO, 18., 2006, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2006.

NCHRP. Laboratory determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design. *National Cooperative Highway Research Program*, Transportation Research Board, n. 285. USA, 2004.

OLIVEIRA, C.G.M. *Estudo de propriedades mecânicas e hidráulicas do concreto asfáltico drenante*. 2003. 87 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

PAPAZIAN, H.S. The response of linear viscoelastic materials in the frequency domain with emphasis on asphaltic concrete. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 1., 1962, Michigan, USA. *Proceedings...* p. 454-63.

PARK, S.W.; KIM, Y.R.; SCHAPERY, R.A. A viscoelastic continuum damage model and its application to uniaxial behavior of asphalt concrete. *Mechanics of Materials*, v. 24, n. 4, p. 241-55, 1996.

PARK, S.W.; KIM, Y.R. Analysis of layered viscoelastic system with transient temperatures. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 124, n. 2, p. 223-31, 1998.

PHANDNVAVIS, D.G.; SWAMINATHAN, C.G. The response of a bituminous mixture at failure to different loading conditions. *Proceedings of Australian Road Research*, v. 7, n. 2, 1997.

PINTO, S. Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos. 1991. 478 f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

PRONK, A.C.; HOPMAN, P.C. Energy dissipation: the leading factor of fatigue in highway research: sharing the benefits. *Proceedings of a Conference of the United States Strategic Highway Research Program*, London, p. 255-67, 1990.

ROBERTS, A. *Geotechnology – an introductory text for students and engineers*. Oxford: Pergamon Press, 1977.

ROBERTS, F.L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R.; LEE, D-Y.; KENNEDY, T.W. *Hot mix asphalt materials, mixture, design, and construction*. 2. ed. Lanham, Maryland: Napa Education Foundation, 1996.

RODRIGUES, R.M. *Estudo do trincamento dos pavimentos*. 1991. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

ROWE, G.M. Performance of asphalt mixtures in the trapezoidal fatigue test. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 62, p. 344-84, 1993.

SANTANA, H. *Manual de pré-misturados a frio*. Rio de Janeiro: IBP/Comissão de Asfalto, 1993.

SCHAPERY, R.A. On the characterization of nonlinear viscoelastic materials. *Polymer Engineering and Science*, v. 9, p. 295-310, 1969.

SCHAPERY, R.A. Viscoelastic behavior and analysis of composite materials. In: SENDECKYJ, G.P. (Ed.). *Mechanics of composite materials*. St. Louis: Academic Press, 1974.

SHELL. *The Shell bitumen handbook*. 5. ed. London: Thomas Telford, 2003.

SHRP – STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. *Stiffness of asphalt-aggregate mixes*. A-388. Washington, 1994.

_____. *Fatigue response of asphalt-aggregate mixes*. A-404. Washington, 1994.

_____. *Permanent deformation response of asphalt-aggregate mixes*. A-415. Washington, 1994.

SILVEIRA, M.A. Estudo de adição de polímero em areia-asfalto a frio. 1999. 103 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

SOLAMANIAN, M.; HARVEY, J.; TAHMORESSI, M.; TANDON, V. *Test method to predict moisture sensitivity of hot-mix asphalt pavements. Topic 3*. 2004. Disponível em: <http://trb.org/publications/conf/reports/moisture/03_TOP3.pdf>. Acesso em: 01 de ago. 2006.

SOUZA, F.V. *Modelo multi-escala para análise estrutural de compósitos viscoelásticos suscetíveis ao dano*. 2005. Dissertação (Mestrado) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, 2005.

SOUZA, F.V.; SOARES, J.B. Previsão do comportamento mecânico de misturas asfálticas a partir dos resultados do ensaio de creep estático. In: CNT/ANPET (Org.)./LGE (Ed.). *Transporte em transformação VII* – Trabalhos vencedores do Prêmio CNT Produção Acadêmica 2002, Brasília, 2003.

TAIRA, C.; FABBRI, G.T.P. (2001) Modelação viscoelástica de ensaios de fluência estática e dinâmica de misturas asfálticas com asfaltos convencional e modificado por polímero SBS. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 33., 2001, Florianópolis. *Anais...* Florianópolis: ABPv, 2001. p. 250-65.

TAYEBALI, A.A.; DEACON, J.A.; COPLANTZ, J.S.; MONISMITH, C.L. Modeling fatigue response of asphalt-aggregate mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 62, p. 285-421, 1993.

TIMOSHENKO, S.P.; GOODIER, J.N. *Theory of elasticity*. New York: McGraw-Hill, 1951.

VALKERING, C.P.; LANCON, D.J.L.; HILSTER, E.D.; STOKER, D.A. Rutting resistance of asphalt mixes containing non-conventional and polymer modified binders. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 59, p. 590-609, 1990.

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

VIANNA, A.A.D.; MOTTA, L. M. G.; DOMINGUES R. G. Ensaio de compressão axial de CBUQ – uma nova técnica de medição das deformações. In: Congresso Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes, XVI, 2003, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ANPET, 2003.

VON QUINTUS, H.L.; SCHEROCMAN, J.A.; HUGHES, C.S.; KENNEDY, T.W. Asphalt-aggregate mixture analysis system AAMAS. *National Cooperative Highway Research Program Report*, n. 338, 1991.

WITCZAK, M.W.; ROOT, R.E. STP 561: *summary of complex modulus laboratory test procedures and results*. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, 1974. p. 67-94.

YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. *Principles of pavement design*. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1975.

ZHANG, W.; DRESCHER, A.; NEWCOMB, D.E. Viscoelastic analysis of diametral compression of asphalt concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 123, n. 6, p. 596-603, 1997.

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

6 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Figura 6.1 Exemplo de equipamento e resultado do ensaio de estabilidade Marshall 289
Figura 6.2 Ilustração do ensaio de compressão diametral e estado de tensões gerado 292
Figura 6.3 Arranjo dos LVDTs para medidas de deslocamentos horizontais e verticais 293
Figura 6.4 Exemplos de equipamento para ensaio de compressão diametral de carga repetida 295
Figura 6.5 Exemplos de arranjos experimentais para a colocação dos medidores de deslocamento ao corpo-de-prova para o ensaio de MR 295
Figura 6.6 Duração dos tempos de carregamento e repouso 296
Figura 6.7 Parcelas dos deslocamentos resilientes e permanentes registrados durante ensaios de módulo de resiliência 297
Figura 6.8 Forma do pulso de carregamento (adaptado de NCHRP-285) 298
Figura 6.9 Subdivisões do pulso de deslocamento 298
Figura 6.10 Regressões das porções de descarregamento do pulso de deslocamento 299
Figura 6.11 Deslocamento resiliente instantâneo 300
Figura 6.12 Deslocamento resiliente total 300
Figura 6.13 Desenho esquemático do comportamento viscoelástico sob carregamento harmônico 304
Figura 6.14 Exemplos de equipamentos usados na determinação do módulo complexo 305
Figura 6.15 Curva mestra de módulo dinâmico 306
Figura 6.16 Serragem da face do corpo-de-prova 307
Figura 6.17 Retirada do núcleo do corpo-de-prova 307
Figura 6.18 Exemplo da realização do ensaio em uma máquina universal 308
Figura 6.19 Esquema do ensaio de compressão diametral 309
Figura 6.20 Exemplo de equipamento para ensaio de RT 310
Figura 6.21 Estágios existentes num processo de fadiga 312
Figura 6.22 Exemplos de equipamentos para ensaios de fadiga 313
Figura 6.23 Vida de fadiga considerando diferentes faixas granulométricas 314
Figura 6.24 Representação das tensões no centro da amostra de um corpo-de-prova cilíndrico 314
Figura 6.25 Deformações permanentes em pavimentos asfálticos 316
Figura 6.26 Exemplos de equipamentos e arranjos experimentais para o ensaio de *creep* 319
Figura 6.27 Posicionamento dos LVDTs para registro de deslocamento axial no ensaio de *creep* 319
Figura 6.28 Informações do ensaio de *creep* 319
Figura 6.29 Função fluência e respectivo ajuste para a série de Prony (Souza e Soares, 2003) 319
Figura 6.30 Carregamento e deformação no ensaio de *creep* dinâmico 321
Figura 6.31 Conjunto de mesa compactadora e simulador de tráfego LCPC para ensaios de deformação permanente em laboratório 322

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

Figura 6.32 Resultados de deformação permanente de misturas asfálticas no ensaio de simulador de tráfego LCPC 323
Figura 6.33 Percentual de afundamento *versus* teor de asfalto para 30.000 ciclos no simulador de tráfego LCPC (Bernucci *et al.*, 2002) 324
Figura 6.34 Compactador e simulador APA 325
Figura 6.35 Simulador do Laboratório Nacional de Engenharia Civil – LNEC, Portugal 326
Figura 6.36 Simulador da Universidade da Carolina do Norte 326
Figura 6.37 Exemplo de aparelho de abrasão Los Angeles utilizado para o ensaio Cântabro 328
Figura 6.38 Exemplos de corpos-de-prova submetidos ao ensaio Cântabro indicando a determinação do resultado pela média de três corpos-de-prova 329
Figura 6.39 Passos para o condicionamento e para a determinação da RT 331

Tabela 6.1 Módulos de resiliência e resistência de misturas investigadas no país (25°C) 302
Tabela 6.2 Ensaios de sensibilidade à umidade para corpos-de-prova compactados (Solaimanian *et al.*, 2004) 329
Tabela 6.3 Resultados de RT, RT_u e RRT para duas misturas asfálticas analisadas (Vasconcelos, 2004) 331

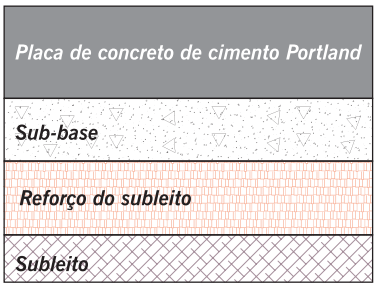
7
Materiais e estruturas de pavimentos asfálticos

7.1 INTRODUÇÃO

As estruturas de pavimentos são sistemas de camadas assentes sobre uma fundação chamada subleito. O comportamento estrutural depende da espessura de cada uma das camadas, da rigidez destas e do subleito, bem como da interação entre as diferentes camadas do pavimento. A engenharia rodoviária subdivide as estruturas de pavimentos segundo a rigidez do conjunto: em um extremo, têm-se as estruturas rígidas e, no outro, as flexíveis.

Os pavimentos rígidos, em geral associados aos de concreto de cimento Portland, são compostos por uma camada superficial de concreto de cimento Portland (em geral placas, armadas ou não), apoiada geralmente sobre uma camada de material granular ou de material estabilizado com cimento (chamada sub-base), assentada sobre o subleito ou sobre um reforço do subleito quando necessário. A Figura 7.1 mostra uma estrutura-tipo de pavimento de concreto de cimento Portland e uma foto de uma execução das placas de concreto de cimento.

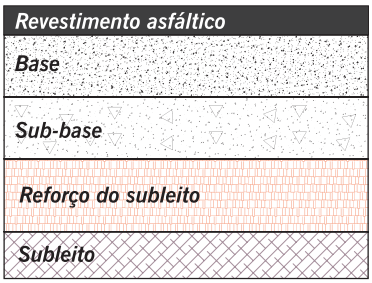
Os pavimentos flexíveis, em geral associados aos pavimentos asfálticos, são compostos por camada superficial asfáltica (revestimento), apoiada sobre camadas de base, de sub-base e de reforço do subleito, constituídas por materiais granulares, solos ou misturas



(a) Estrutura de pavimento-tipo

(b) Revestimento em concreto de cimento Portland sendo executado

Figura 7.1 Pavimento de concreto de cimento Portland



(a) Estrutura de pavimento-tipo

(b) Revestimento asfáltico sendo executado

Figura 7.2 Pavimento asfáltico

de solos, sem adição de agentes cimentantes. Dependendo do volume de tráfego, da capacidade de suporte do subleito, da rigidez e espessura das camadas, e condições ambientais, uma ou mais camadas podem ser suprimidas. A Figura 7.2 mostra uma estrutura-tipo e a foto de uma execução de pavimento asfáltico.

Os revestimentos das estruturas de pavimento em geral são submetidos a esforços de compressão e de tração devidos à flexão, ficando as demais camadas submetidas principalmente à compressão. Em certos casos, uma camada subjacente ao revestimento pode ser composta por materiais estabilizados quimicamente de modo a proporcionar coesão e aumentar sua rigidez, podendo resistir a esforços de tração. Embora possuam coesão, as camadas de solos finos apresentam baixa resistência à tração, diferentemente dos materiais estabilizados quimicamente.

Diversos autores têm empregado a terminologia de pavimentos semi-rígidos para aqueles com revestimentos asfálticos que possuam em sua base ou sub-base materiais cimentados, que também são solicitados à tração.

No caso de pavimentos de concreto de cimento Portland, devido à elevada rigidez do revestimento em relação às demais camadas, as cargas de superfície são distribuídas por uma grande área em relação à área de contato pneu-pavimento, aliviando dessa forma as tensões transmitidas às camadas subjacentes. Nos pavimentos asfálticos, a razão da rigidez do revestimento em relação às demais camadas granulares não é tão elevada como no caso do revestimento de concreto de cimento Portland, fazendo com que as tensões sejam compartilhadas entre as diversas camadas, proporcionalmente à rigidez (material e geometria). Neste caso as cargas de superfície são distribuídas numa área mais restrita.

O pavimento deve ser dimensionado para o tráfego previsto no período de projeto e para as condições climáticas a que estará sujeito. As diferentes camadas devem resistir aos esforços solicitantes e transferi-los, por sua vez, às camadas subjacentes. As tensões e deformações as quais a estrutura está sujeita dependem principalmente da espessura das camadas e da rigidez dos materiais. Se a estrutura estiver bem projetada para as cargas que atuarão e bem construída, essas cargas gerarão deslocamentos que não pro-

vocam ruptura ou deformação excessiva após uma única passada de roda ou algumas poucas solicitações.

As estruturas de pavimento são projetadas para resistirem a numerosas solicitações de carga, dentro do período de projeto, sem que ocorram danos estruturais fora do aceitável e previsto. Os principais danos considerados são a deformação permanente e a fadiga. Para se dimensionar adequadamente uma estrutura de pavimento, deve-se conhecer bem as propriedades dos materiais que a compõem, sua resistência à ruptura, permeabilidade e deformabilidade, frente à repetição de carga e ao efeito do clima.

A mecânica dos pavimentos é a disciplina da engenharia civil que trata dessa forma de entendimento do pavimento como um sistema em camadas no qual devem estar compatibilizadas as tensões e deslocamentos solicitantes com as propriedades dos materiais e espessuras das camadas. Esses conceitos devem ser utilizados no dimensionamento da estrutura e condicionam a escolha dos materiais (Medina e Motta, 2005).

7.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS DE BASE, SUB-BASE E REFORÇO DO SUBLEITO

Para os materiais de base, sub-base e reforço do subleito, empregam-se métodos de seleção e de caracterização de propriedades. A seleção é uma etapa preliminar que consiste em averiguar os materiais disponíveis quanto às características de natureza para serem empregados na estrutura dos pavimentos. As características de natureza interferem nas propriedades geotécnicas no estado compactado. De maneira geral, os materiais de pavimentação compactados devem apresentar-se resistentes, pouco deformáveis e com permeabilidade compatível com sua função na estrutura.

Os materiais são basicamente constituídos por agregados, solos e, eventualmente, aditivos como cimento, cal, emulsão asfáltica, entre outros.

7.2.1 Métodos de seleção de materiais para base, sub-base e reforço do subleito

Para a seleção e a caracterização dos agregados, emprega-se tecnologia tradicional, pautada principalmente na distribuição granulométrica e na resistência, forma e durabilidade dos grãos. Para os materiais constituídos essencialmente de agregados graúdos e de agregados miúdos, prevalecem as propriedades dessas frações granulares. As propriedades e os métodos de caracterização dos materiais granulares foram apresentados no Capítulo 3.

Para os materiais granulares com presença de frações mais finas, passantes na peneira Nº 200, costuma-se tradicionalmente limitar a porcentagem e a atividade dessas frações de solo para uso como materiais de construção de pavimentos. A limitação dos finos, feita em geral pela plasticidade, advém do fato que, na tradição rodoviária européia e norte-americana, na maior parte das vezes esses finos reduzem a permeabilidade dos materiais e sua rigidez, aumentam sua deformabilidade e, principalmente, aumentam a

expansão volumétrica em presença de água, o que causa também uma redução da sua resistência. Mas, essas características indesejadas dos finos podem não ser observadas em solos tropicais, cuja natureza, estrutura e propriedades mecânicas podem diferir substancialmente dos solos finos que ocorrem nas regiões de clima frio e temperado, locais onde a maior parte da tecnologia de pavimentação foi concebida e desenvolvida.

Com o desenvolvimento dos países de clima tropical, notoriamente com a construção de obras geotécnicas de vulto, como estradas, barragens, aterros etc., observou-se uma incongruência entre as propriedades esperadas dos solos finos e as que realmente eles exibiam. Conceitos de geologia e pedologia passaram a ser importantes para a geotecnia no sentido de se compreender o mecanismo diferenciador na formação dos solos existentes nas regiões tropicais e sua influência no comportamento geotécnico. Já em 1947, o professor Milton Vargas, grande geotécnico brasileiro, alertou o professor Casagrande, engenheiro de renome internacional da Mecânica dos Solos e responsável pela concepção da Classificação Unificada de Solos, do problema da classificação em relação aos solos tropicais lateríticos; propôs uma classe exclusiva de argilas K para as caulínicas, importante argilo-mineral presente nos solos lateríticos, por estas exibirem comportamento diferenciado dos demais solos.

A prática da engenharia mostrou que as técnicas tradicionais de classificação e hierarquização aplicadas aos solos tropicais lateríticos e saprolíticos eram ineficientes e inadequadas, pois não inferiam corretamente as propriedades mecânicas. Os professores Nogami e Villibor, engenheiros do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo e professores da Universidade de São Paulo, publicaram em 1981 uma classificação de solos aplicável a solos tropicais para obras viárias. A classificação tem como finalidade principal separar solos de comportamento laterítico (representados pela letra L) daqueles de comportamento não-laterítico (representados pela letra N), uma vez que os lateríticos exibem propriedades peculiares como elevada resistência, baixa expansibilidade apesar de serem plásticos, e baixa deformabilidade. A classificação é conhecida por MCT (Miniatura Compactada Tropical) e foi concebida para solos que passam integralmente ou em grande porcentagem na peneira Nº 10 (2,00mm) – Nogami e Villibor, 1981; 1995. A Figura 7.3 mostra a classificação de solos tropicais MCT e seus 7 grupos, sendo três de comportamento laterítico L e quatro de comportamento não-laterítico N. A Tabela 7.1 mostra as aplicações de cada tipo de grupo de solo na construção viária. Recomendam-se as fontes bibliográficas citadas para a compreensão dos princípios da classificação e dos métodos de ensaio empregados.

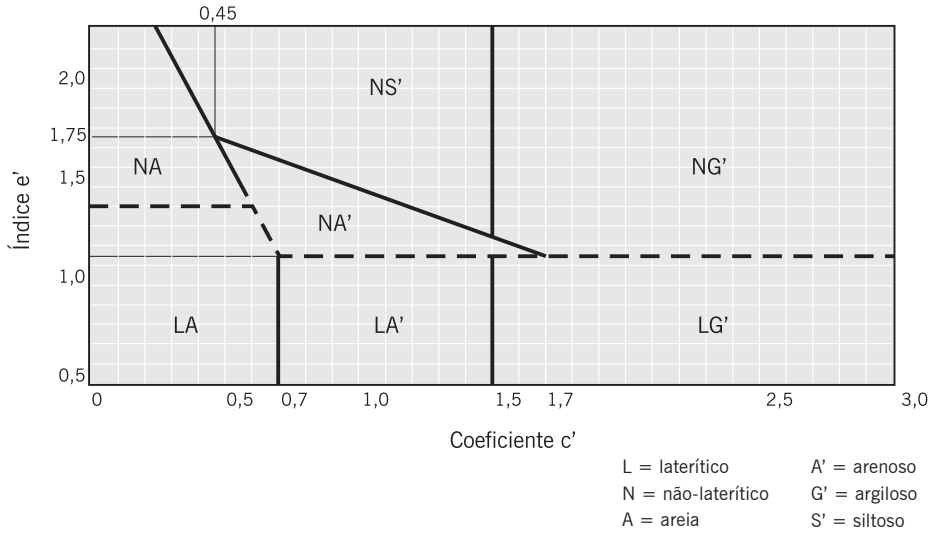


Figura 7.3 Classificação MCT (Nogami e Villibor, 1981)

TABELA 7.1 EMPREGO RECOMENDADO DE SOLOS TROPICAIS EM OBRAS VIÁRIAS (modificado de Nogami e Villibor, 1995)

Comportamento	N = não-laterítico				L = laterítico		
Grupo MCT	**NA**	**NA'**	**NS'**	**NG'**	**LA**	**LA'**	**LG'**
Recomendação de utilização em obras viárias							
Base de pavimento de vias de baixo volume de tráfego	NR	4º	NR	NR	2º	1º	3º
Reforço do subleito	4º	5º	NR	NR	2º	1º	3º
Subleito compactado	4º	5º	7º	6º	2º	1º	3º
Corpo de aterro compactado	4º	5º	6º	7º	2º	1º	3º
Camada de proteção à erosão	NR	3º	NR	NR	NR	2º	1º
Revestimento primário	5º	3º	NR	NR	4º	1º	2º
Granulometrias típicas	Argilas Siltes	Areias siltosas	Siltes Siltes arenosos	Argilas Argilas arenosas Argilas siltosas Siltes argilosos	Areias siltosas	Areias argilosas	Argilas Argilas arenosas Argilas siltosas Siltes argilosos
Grupos prováveis das classificações tradicionais de solos							
Classificação Unificada de Solos	SP SM	MS SC ML	SM CL ML MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH
Classificação Rodoviária	A-2	A- A-4 A-7	A-4 A-5 A-7-5	A-6 A-7-5 A-7-6	A-2	A-2 A-4	A-6 A-7-5

NR: não recomendado

Os materiais de base, sub-base e reforço do subleito serão descritos sucintamente no item 7.3, onde são fornecidos, segundo as especificações vigentes, os requisitos básicos para cada uma das características, respeitadas as especificidades de cada material pela sua natureza e tipo de aplicação.

7.2.2 Propriedades mecânicas dos materiais de base, sub-base e reforço do subleito

Para o dimensionamento de estruturas de pavimentos, utilizam-se no país principalmente dois parâmetros de caracterização mecânica, quais sejam, (i) Índice de Suporte Califórnia (ISC), usado no dimensionamento convencional do DNER (Souza, 1979); e (ii) Módulo de Resiliência (MR) usado na Mecânica dos Pavimentos. Os ensaios relativos a esses dois parâmetros são brevemente apresentados a seguir, devendo o leitor buscar maiores detalhes na vasta literatura existente, sendo indicados Souza (1980), DNER (1996), Medina e Motta (2005), e DNIT (2006).

Índice de Suporte Califórnia (*California Bearing Ratio*)

O ensaio para a determinação do Índice de Suporte Califórnia, com abreviatura de ISC em português e CBR em inglês, foi concebido no final da década de 1920 para avaliar o potencial de ruptura do subleito, uma vez que era o defeito mais freqüentemente observado nas rodovias do estado da Califórnia naquele período (Porter, 1950). O ensaio foi concebido, portanto, para avaliar a resistência do material frente a deslocamentos significativos, sendo obtida por meio de ensaio penetrométrico em laboratório.

Foram selecionados os melhores materiais granulares de bases de pavimentos com bom desempenho à época da pesquisa de campo californiana e a média de resistência à penetração no ensaio ISC foi estabelecida como sendo o valor de referência ou padrão, equivalente a 100%. Todos os materiais são referenciados por um valor em porcentagem, representando o quão melhor ou pior é sua resistência no ensaio ISC por comparação com aqueles materiais granulares de referência, designados simplificadamente de "material padrão". Assim, podem ser encontrados valores de ISC bem baixos, da ordem de unidades, a valores acima de 100%. A resistência ou capacidade de suporte ISC foi correlacionada empiricamente com o desempenho das estruturas levando a um método de dimensionamento de pavimentos que fixa espessuras mínimas da estrutura dependendo do índice de suporte do subleito, de modo a limitar tensões e protegê-lo da ruptura. Este método serviu como referencial para o desenvolvimento de outros métodos, como o do Corpo de Engenheiros norte-americano e, mais tarde, o método brasileiro do DNER 1966 (última versão revisada e publicada em 1981).

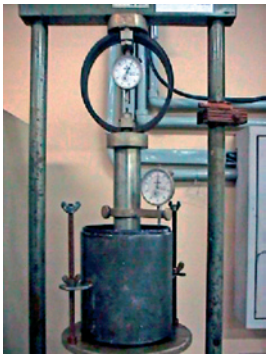
A resistência no ensaio ISC é uma resposta que combina indiretamente a coesão com o ângulo de atrito do material. O ISC é expresso em porcentagem, sendo definido como a relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num corpo-de-prova de solo ou material granular e a pressão necessária para produzir a mesma penetração no material padrão referencial. O ensaio ISC, cujo procedimento é

regido no Brasil pela norma DNER-ME 049/94, consiste de forma sucinta nas seguintes etapas:

- moldagem do corpo-de-prova: solo ou material passado na peneira ¾", compactado na massa específica e umidade de projeto, em um molde cilíndrico de 150mm de diâmetro e 125mm de altura, provido de um anel complementar de extensão com 50mm de altura – Figura 7.4(a);
- imersão do corpo-de-prova: imerge-se o cilindro com a amostra compactada dentro, em um depósito cheio d'água, durante quatro dias. Durante todo o período de imersão é empregada uma sobrecarga-padrão de 10lbs sobre o corpo-de-prova, que corresponde a 2,5 polegadas de espessura de pavimento sobre o material. Fazem-se leituras por meio de um extensômetro, a cada 24 horas, calculando-se a expansão axial do material em relação à altura inicial do corpo-de-prova – Figura 7.4(b);
- penetração do corpo-de-prova: feita através do puncionamento na face superior da amostra por um pistão com aproximadamente 50mm de diâmetro, sob uma velocidade de penetração de 1,25mm/min – Figura 7.4(c). Anotam-se, ou registram-se no caso de equipamento automatizado, as pressões do pistão e os deslocamentos correspondentes, de forma a possibilitar a plotagem de uma curva pressão-penetração, na qual se definem os valores de pressão correspondentes a 2,54mm ($P_{0,1"}$) e 5,08mm ($P_{0,2"}$). Estas curvas de pressão-penetração devem possuir um primeiro trecho praticamente retilíneo, característico de fase elástica, seguido de um trecho curvo, característico de fase plástica. Inflexão no início da curva tem significado de problemas técnicos de ensaio e essas curvas devem ser corrigidas – sugere-se leitura das referências bibliográficas já mencionadas para esses detalhes de ensaio.

(a) Compactação de corpo-de-prova

(b) Imersão dos corpos-de-prova em água para medida de expansão axial



(c) Ensaio penetrométrico

Figura 7.4 Etapas do ensaio ISC
(Fotos: Motta, 2005)

O ISC é calculado para as penetrações de 2,54mm e 5,08mm seguindo as expressões:

$$ISC_{0,1"} = \frac{P_{0,1"}}{70} \times 100 \quad (7.1)$$

$$ISC_{0,2"} = \frac{P_{0,2"}}{105} \times 100 \quad (7.2)$$

Onde:
$P_{0,1"}$= pressão correspondente à penetração de 2,54mm (ou 0,1") em kgf/cm^2
$P_{0,2"}$= pressão correspondente à penetração de 5,08mm (ou 0,2") em kgf/cm^2

Nas expressões 7.1 e 7.2, os valores 70 e 105 correspondem, respectivamente, aos valores de pressão padrão do material de referência à penetração de 0,1" e 0,2". O ISC é o maior valor entre os dois calculados $ISC_{0,1"}$ e $ISC_{0,2"}$.

Comentários

Solos que apresentam valores significativos de expansão sofrem deformações consideráveis ao serem solicitados. Costuma-se estipular que o valor máximo aceitável de expansão do subleito seja de 2%, medida axialmente, no ensaio ISC; em casos em que a expansão supere este valor, em geral sugere-se troca de solo, ou estabilização do mesmo com cimento ou cal, ou ainda a colocação de uma camada de material pétreo na dimensão de pedras (acima de 60mm), conhecida popularmente como rachão, para aumento do valor de suporte. Para materiais de reforço do subleito, estipula-se em geral 1% como o valor máximo admissível de expansão axial e 0,5% para bases e sub-bases. Deve-se realçar que há uma tendência de aumento de ISC com a diminuição da expansão axial, porém não há uma boa correlação entre esses parâmetros. Por este motivo a expansão é empregada como fator limitante, independente do valor ISC.

É desejável a utilização em pavimentos de um material que não perca consideravelmente sua resistência quando entra em contato com a água. Em outras palavras, é desejável que a diferença entre a capacidade de suporte antes da imersão em água e aquela obtida após imersão em água seja pequena ou muito reduzida.

A condição de "saturação" simulada após quatro dias de imersão em água pode ser excessivamente conservadora para certas situações. Em algumas condições climáticas e hidrológicas brasileiras, os materiais trabalham em umidade de "equilíbrio" abaixo da umidade ótima de compactação (Souza *et al*., 1977; Ricci *et al*., 1983; Nogami e Villibor, 1995; Camacho, 2002). Nessas situações é interessante se executar o ensaio ISC como originalmente concebido e também sem a etapa de imersão, com a finalidade de se comparar valores de ISC, propiciando uma melhor análise de valores a se utilizar em projetos ou avaliar riscos.

O ensaio ISC pode ser realizado em campo, empregando um veículo pesado para aplicação de carga sobre o pistão de modo que provoque a sua penetração no material da camada a ser controlada. Esta alternativa é onerosa e relativamente lenta para ser realizada em campo. Outra possibilidade tem sido a retirada de amostra "indeformada"

da camada (ou nas condições de estado de campo), introduzindo-a dentro do cilindro de ISC. É um ensaio delicado e pode provocar alterações indesejáveis e pouco representativas no corpo-de-prova.

É interessante realçar que o ISC obtido em laboratório pode não corresponder ao de campo devido a vários fatores como: diferença na sobrecarga, perda de umidade dos materiais, principalmente de solos etc. Há materiais cuja resistência é bastante dependente da sobrecarga, tal como sua expansão.

Os ensaios penetrométricos consistem na forma mais simplificada de avaliar resistência *in situ*; ensaios com cone sul-africano ou penetrômetro dinâmico de cone (DCP – *dynamic cone penetrometer*) vêm sendo bastante difundidos na pavimentação e empregados como forma de avaliar a resistência e em correlações com o ISC (Kleyn, 1975; Röhm, 1984; Livneh, 1989; Trichês e Cardoso, 1999). Na atualidade, tem sido crescente a utilização de ensaios não-destrutivos em pista, evitando a retirada de materiais ou procedimentos detalhados e lentos de campo (ver Capítulo 10).

Nos Estados Unidos, o ISC foi sendo progressivamente substituído pelo módulo de resiliência, tendo sido este último adotado definitivamente em 1986 para dimensionamento de pavimentos asfálticos pelo guia de projeto norte-americano da American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO. No Brasil, devido à facilidade e baixo custo de equipamentos ISC, é um ensaio ainda muito popular. No entanto, ressalta-se que o modo de ruptura e as condições de deformabilidade implícitas ao ensaio não correspondem ao estado de tensões atuante num pavimento e deve se levar isto em consideração quando se adota este ensaio em dimensionamento de pavimentos.

Tem-se empregado de forma crescente no país o módulo de resiliência de materiais com o objetivo de utilização de métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento de pavimentos. Este ensaio é abordado no próximo subitem de forma sucinta.

Módulo de resiliência

O ensaio ISC envolve uma aplicação lenta, por um período de vários minutos, de uma tensão crescente envolvendo grandes deslocamentos. Esse estado de tensões não corresponde ao efeito da ação de cargas repetidas sobre os materiais da estrutura de um pavimento, aplicadas em geral em frações de segundo, correspondentes a cargas em movimento, com intensidades variadas e com diferentes freqüências, proporcionando na maioria das vezes pequenos deslocamentos, bem menores que 0,1 polegada. Solos com mesmo ISC podem apresentar comportamentos diferentes pela ação de cargas repetidas; assim, as correlações entre o ISC e o desempenho do pavimento são apenas aproximadas (Seed *et al.*, 1955).

Devido à importância dos trincamentos e das rupturas por cargas repetidas, em 1938, o laboratório do Departamento de Transportes da Califórnia iniciou uma série de medidas em campo dos deslocamentos verticais dos pavimentos causados pela ação da passagem rápida de cargas de rodas. Essas medidas foram realizadas por meio de aparelhos elétricos colocados dentro dos pavimentos. Esse tipo de deslocamento vertical passou a

ser denominado de deflexão – Capítulo 10. A deflexão é um termo aplicado para movimentos verticais transientes, quando o pavimento está sujeito à carga de rodas (Hveem, 1955). Cessada a ação da carga, a deflexão do pavimento é recuperada rapidamente. O material responde a uma dada solicitação com um deslocamento. Parcela desse deslocamento é permanente, não-recuperável, e parcela é resiliente, recuperável quando cessa a ação da solicitação.

Para a medida em laboratório do efeito da aplicação de cargas repetidas nos materiais, Hveem desenvolveu uma primeira versão de equipamento em 1946 (Hveem, 1955). Seed e Fead desenvolveram na década de 1950 um equipamento triaxial dinâmico, que serviu de modelo para os atuais (Monismith *et al.*, 1967).

Para a medida em campo da deflexão, grande simplificação foi alcançada com a concepção de uma viga articulada capaz de medir deslocamentos verticais da ordem de centésimos de milímetro por Benkelman, em 1953, durante a operação da pista experimental da Western Association of State Highway Officials – WASHO (Benkelman *et al*., 1962; Hveem *et al.*, 1963) – Capítulo 10. Atualmente, existem equipamentos de campo modernos, dinâmicos e rápidos, que melhor simulam a passagem de cargas de rodas, medindo, por impulso ou por propagação de ondas, as deflexões, em vários pontos da bacia de deformações. Esses equipamentos também serão apresentados no Capítulo 10.

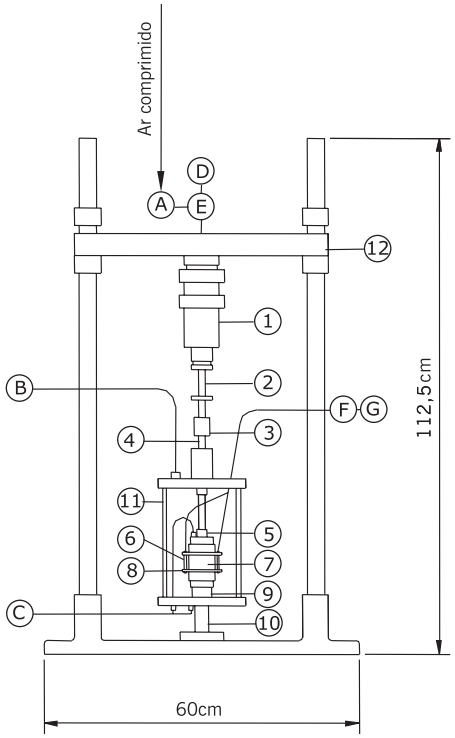
O método de dimensionamento de pavimentos norte-americano estabelecido pela AASHTO na versão de 1986 (com revisão em 1993) substituiu o ISC pelo módulo de resiliência do subleito na expressão do dimensionamento e também considerou esse parâmetro no cálculo dos coeficientes estruturais dos materiais asfálticos. Com isso, o módulo de resiliência foi reconhecido como de grande importância no dimensionamento de estruturas de pavimentos asfálticos. A recomendação de substituir o ISC e outros valores de resistência de materiais pelo módulo de resiliência (MR) foi baseada nas seguintes razões:

- o MR indica uma propriedade básica do material que pode ser utilizada na análise mecanística de sistemas de múltiplas camadas;
- o MR é um método aceito internacionalmente para caracterizar materiais para o projeto de pavimentos e para sua avaliação de desempenho;
- há técnicas disponíveis para estimar o módulo de resiliência em campo com testes rápidos e não-destrutivos, o que facilita a uniformização entre os procedimentos de dimensionamento de pavimentos novos e de reforço de pavimentos antigos.

Para a determinação do módulo de resiliência de materiais de pavimentação, têm-se utilizado equipamentos de carga repetida em laboratório. A Figura 7.5 mostra um exemplo de equipamento triaxial de cargas repetidas e um desenho esquemático da montagem do corpo-de-prova dentro da célula triaxial. Na Figura 7.5(a) mostra-se um esquema do equipamento e seus componentes principais conforme usado em alguns laboratórios do país. Este ensaio é executado desde 1977 na Coppe/UFRJ, que junto com o IPR/DNER implantou a tecnologia dos ensaios de carga repetida para obtenção do MR

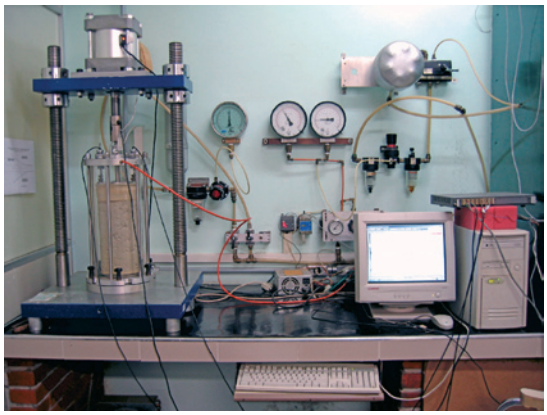
de solos e materiais de pavimentação no país (Medina, 1997). Atualmente cerca de 15 laboratórios realizam este ensaio no Brasil e há fabricantes de equipamentos nacionais. A Figura 7.5(b) mostra um exemplo de equipamento de resiliência.

O material a ser ensaiado é compactado nas condições de estado representativas do projeto e obra, com altura de pelo menos duas vezes o diâmetro. Tem-se empregado normalmente corpos-de-prova de 100mm de diâmetro e 200mm de altura para solo,



A – regulador de pressão para aplicação da tensão-desvio
B – regulador de pressão para aplicação da tensão confinante
C – sistema de vácuo
D – temporizador de controle da freqüência e tempo de duração do carregamento (tensão-desvio)
E – válvula de três vias
F – amplificador de sinal
G – oscilógrafo ou microcomputador com monitor e impressora
1. cilindro de pressão
2. pistão
3. conexão
4. haste
5. cabeçote (top-cap)
6. LVDT transdutor de deslocamento
7. amostra de solo
8. alça de fixação dos LVDTs
9. base
10. suporte central
11. célula triaxial
12. estrutura da prensa

(a) Esquema do primeiro equipamento triaxial de carga repetida do Brasil (Medina, 1997)



(b) Exemplo de um equipamento atual

Figura 7.5 Esquema e exemplo de equipamento de ensaio triaxial de carga repetida

solo-cimento, misturas solo-agregado etc. e para algumas britas graduadas simples ou tratadas com cimento ou ainda solo-brita-cimento, dependendo do diâmetro máximo dos agregados, devem ser usados corpos-de-prova de 150mm de diâmetro por 300mm de altura.

A aplicação de carga é semi-senoidal por se aproximar da forma de carregamento correspondente à passagem de roda. O tempo de duração de aplicação total de carga é de 0,1 segundo e o repouso de 0,9 segundo. São utilizadas diferentes tensões de confinamento σ_3, dada por pressão de ar dentro da célula, e tensões solicitantes σ_1, aplicadas por célula de carga. A Figura 7.6(a) mostra de forma esquemática as tensões aplicadas ao corpo-de-prova no carregamento; no repouso, restam apenas as tensões de confinamento, sendo retirada a tensão desvio σ_d, que é a diferença entre as tensões principais maior e menor, respectivamente representadas por σ_1 e σ_3. Uma combinação variada de tensões é normalmente aplicada. A Figura 7.6(b) representa os deslocamentos do corpo-de-prova durante ciclos de repetição de carga. Uma parcela é deslocamento recuperável e a outra é acumulada ou permanente. É desejável que os deslocamentos permanentes sejam de pequena magnitude. Os deslocamentos são medidos por transdutores mecânicos eletromagnéticos (*linear variable differential transducers,* LVDT), ao longo de uma determinada altura ou espessura (L) do corpo-de-prova.

Módulo de resiliência (*MR*) em MPa é o módulo elástico obtido em ensaio triaxial de carga repetida cuja definição é dada pela expressão:

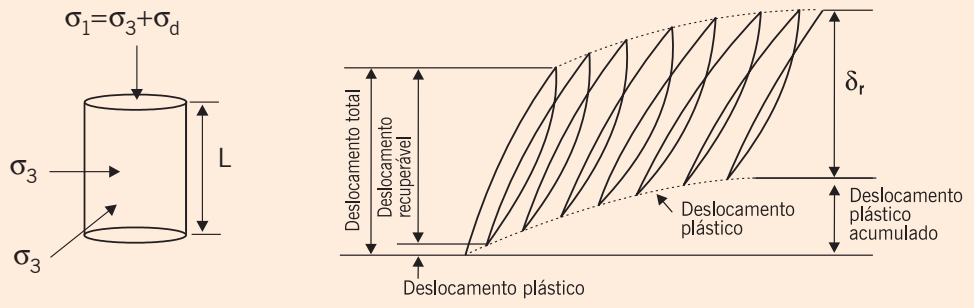
$$MR = \sigma_d / \varepsilon_r \qquad (7.3)$$

Onde:

σ_d = $\sigma_1 - \sigma_3$ = tensão desvio aplicada repetidamente no eixo axial, conforme indicado na Figura 7.6, MPa;
σ_1 = tensão principal maior, MPa;
σ_3 = tensão principal menor ou tensão de confinamento, MPa;
ε_r = deformação específica axial resiliente (recuperável), mm/mm;

Sendo:

$\varepsilon_r = \delta_r / L$, ou seja, deslocamento recuperável (δ_r) pela altura ou espessura (L) do corpo-de-prova submetida às tensões.



(a) Esquema de aplicação de tensões nos carregamentos

(b) Representação dos deslocamentos sofridos pelo corpo-de-prova

Figura 7.6 Tensões aplicadas e deslocamentos no ensaio de carga repetida

O MR é usado como entrada de dados para o cálculo de tensões e deformações nos diferentes pontos do pavimento. Ressalta-se que os materiais de pavimentação não são elásticos, sendo o uso da teoria da elasticidade uma aproximação. Apesar de dependente do tempo e da história de tensões, o comportamento de alguns materiais de pavimentação pode ser aproximado como elástico não-linear. Para os solos coesivos, a deformação resiliente axial depende consideravelmente da tensão-desvio aplicada. O módulo de resiliência varia significativamente para baixas tensões-desvio, diminuindo sensivelmente essa variação para maiores tensões-desvio – Figura 7.7. Portanto, o solo coesivo no subleito, onde as tensões advindas das cargas de rodas já estão bastante reduzidas, apresenta o módulo de resiliência significativamente maior que aquele observado se o material fosse empregado como base de pavimento. Embora o solo possa ser homogêneo, o módulo de resiliência aumentará com a profundidade, pois as tensões-desvio diminuem (Seed *et al.*, 1963). Para os solos granulares, o módulo de resiliência aumenta com a tensão de confinamento e varia muito pouco com a tensão-desvio – Figura 7.7. Para níveis mais altos de tensão-desvio e baixas tensões de confinamento, a deformação permanente passa a ser excessiva (Seed *et al.*, 1967; Lentz e Baladi, 1980).

Além dos comportamentos tipicamente granular e coesivo, há solos que dependem tanto da tensão de confinamento como da tensão-desvio – Figura 7.8, classificando-os como de comportamento combinado, ou ainda como os solos areno-argilosos (Motta *et al.*, 1990). Observe-se ainda que para os materiais estabilizados com porcentagens significativas de cimento ou cal, devido à cimentação das partículas, o módulo de resiliência tende a ser constante, independente da tensão-desvio e da tensão de confinamento – Figura 7.8.

Os solos podem apresentar variações do módulo de resiliência dependendo da umidade, da energia e do método de compactação. Além disso, após a compactação, o

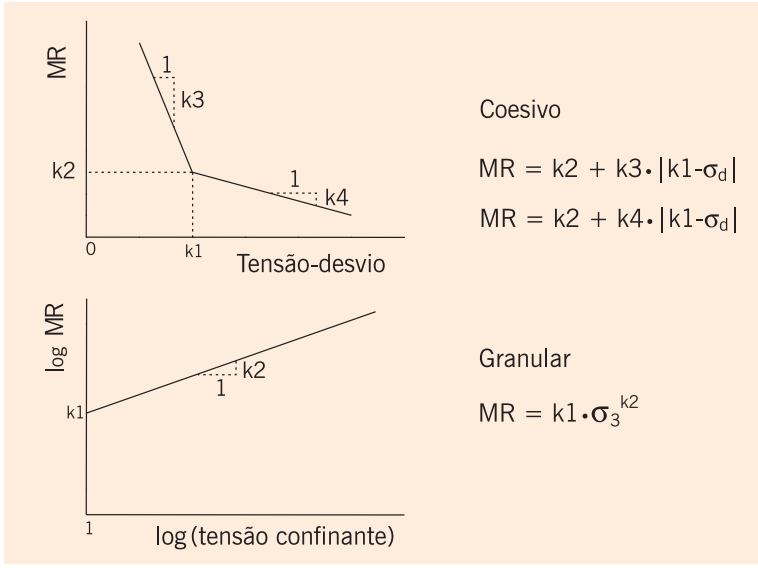


Figura 7.7 Modelos clássicos de comportamento resiliente de solos

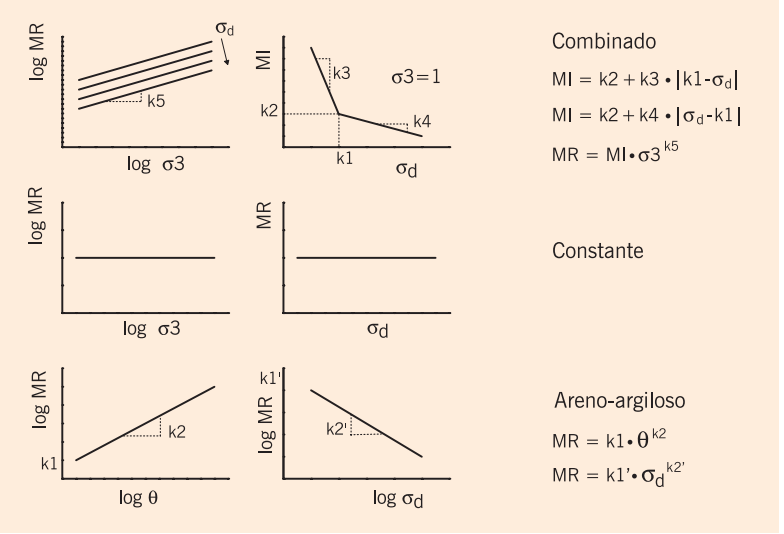


Figura 7.8 Outros comportamentos de solos quanto à resiliência

estado do solo na estrutura do pavimento pode variar com as condições climáticas e hidrológicas. A deformação resiliente cresce sensivelmente nos solos compactados no ramo úmido em relação àqueles compactados no ramo seco, com a mesma massa específica aparente seca (Preussler, 1983). Trabalhar com a hipótese de altos módulos de resiliência obtidos por compactação do solo no ramo seco pode não ser aconselhável, pois é difícil assegurar que não haverá aumento de umidade do solo durante a vida útil do pavimento. O aumento de umidade pode ocasionar queda significativa no módulo de resiliência. A compactação em umidades baixas é vantajosa se houver concomitantemente um aumento de energia de compactação. Os solos apresentam um aumento significativo do módulo de resiliência com o aumento da energia de compactação (Bernucci, 1995). A perda de umidade das camadas de solo compactado acarreta um aumento de módulo de resiliência; não se pode negligenciar, no entanto, que solos ao perderem umidade podem apresentar trincamento por contração. O trincamento produz uma redução do módulo de resiliência equivalente da camada.

É importante realçar que por vezes na comunidade de pavimentação observa-se uma tendência de se utilizar ensaios mais simples para estimar o valor do módulo de resiliência dos materiais. Os autores desaconselham a utilização de correlações do ISC para estimar o valor de módulo de resiliência uma vez que não há uma relação consistente entre esses parâmetros – o primeiro considera a ruptura do material por deformação permanente excessiva, enquanto o segundo considera baixas deformações elásticas.

Outros ensaios mecânicos

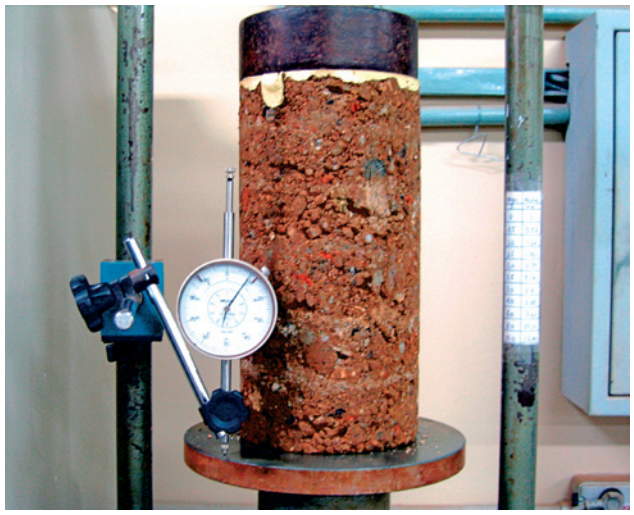
Deve-se ressaltar que além do Índice de Suporte Califórnia e do módulo de resiliência, alguns outros ensaios são empregados para determinar algumas propriedades mecânicas

de materiais de base, sub-base ou reforço do subleito, especialmente no caso de materiais cimentados quimicamente, abordados no item 7.3 a seguir. Esses ensaios procuram caracterizar principalmente o comportamento dos materiais à tração.

Devido à simplicidade de execução, realizam-se ensaios de resistência à tração por compressão diametral em corpos-de-prova cilíndricos regulares, com diferentes tempos de cura e diferentes teores de cimento ou cal, ou ainda de outros estabilizantes. O procedimento do ensaio propriamente dito é similar ao realizado em corpos-de-prova de misturas asfálticas, apresentado no Capítulo 6. A Figura 7.9(a) apresenta uma amostra de agregado reciclado de construção civil com adição de cimento sendo rompida à tração por compressão diametral.

Outro ensaio bastante difundido para materiais cimentados, incluído nos critérios de especificações, como é o caso de solo-cimento, é a resistência à compressão simples. Esta propriedade é determinada aplicando-se um carregamento crescente de compressão axial, sem tensão de confinamento, em corpos-de-prova cilíndricos, preferencialmente com altura de pelo menos duas vezes seu diâmetro. A Figura 7.9(b) apresenta uma amostra de agregado reciclado de construção civil com adição de cimento sendo rompido por compressão axial simples. Deve-se ainda ressaltar que em alguns casos, como concreto compactado a rolo ou solo-cimento, pode-se determinar a resistência à tração por flexão em vigotas biapoiadas, sofrendo carregamento com um ou dois cutelos, dependendo do tipo de ensaio. Esses ensaios envolvem técnica e procedimentos mais complexos. Ceratti (1991) empregou esses ensaios em pesquisa de solo-cimento e comparou resultados obtidos por diferentes tipos de testes.

(a) Resistência à tração por compressão diametral



(b) Resistência à compressão simples

Figura 7.9 Outros ensaios de resistência em materiais cimentados
(Fotos: Motta, 2005)

7.3 MATERIAIS DE BASE, SUB-BASE E REFORÇO DO SUBLEITO

Apresentam-se neste item de forma sucinta alguns materiais de uso corrente no país que podem constituir as camadas de base, sub-base e reforço do subleito para comporem as estruturas de pavimentos com revestimentos asfálticos. As especificidades de cada um deles e os métodos construtivos devem ser pesquisados nas normas rodoviárias brasileiras ou na ABNT. Esses materiais de base, sub-base e reforço do subleito são ainda classificados segundo seu comportamento frente aos esforços em: materiais granulares e solos, materiais estabilizados quimicamente ou cimentados, e materiais asfálticos.

Entende-se por materiais granulares aqueles que não possuem coesão (a não ser aparente pela sucção) e que não resistem à tração, trabalhando eminentemente aos esforços de compressão. Os solos coesivos resistem à compressão, principalmente, e também à tração de pequena magnitude, graças à coesão dada pela fração fina. Os materiais cimentados são materiais granulares ou solos que recebem adição de cimento, cal ou outro aditivo, de forma a proporcionar um acréscimo significativo de rigidez do material natural e um aumento da resistência à compressão e à tração. Há ainda misturas asfálticas e solo-asfalto que se destinam à camada de base e que poderiam ser classificadas como coesivas. Nesse caso a ligação entre agregados ou partículas é dada pelo ligante asfáltico, sendo a resistência à tração bastante superior aos solos argilosos, e por isso são enquadrados em classe diferente dos solos e dos materiais cimentados.

Os materiais mais empregados em pavimentação da classe dos **granulares e solos** são: brita graduada simples (BGS) e bica ou brita corrida; macadame hidráulico; macadame a seco; misturas estabilizadas granulometricamente (estabilizadas por combinação de materiais para atender certos requisitos ou mecanicamente); solo-agregado; solo natural; solo melhorado com cimento ou cal. Deve-se ressaltar ainda a existência de outros materiais de uso crescente em pavimentação, decorrentes de reutilização e reciclagem: escória de alto-forno; agregado reciclado de resíduo sólido de construção civil e demolições; rejeitos de extração de rochas ornamentais; mistura asfáltica fresada etc.

Os materiais **cimentados** mais freqüentes são: brita graduada tratada com cimento (BGTC); solo-cimento; solo-cal; solo-cal-cimento; concreto rolado (CCR – concreto compactado a rolo).

As misturas **asfálticas** são: solo-asfalto; solo-emulsão; macadame betuminoso e base asfáltica de módulo elevado.

As Figuras 7.10 a 7.13 ilustram os materiais de base, sub-base e reforço do subleito mais comumente empregados nos pavimentos asfálticos do país. Uma descrição sucinta desses materiais encontra-se nos subitens a seguir.

(a) Brita graduada simples

(b) Bica corrida

(c) Rachão

(d) Macadame hidráulico
(Foto: Nogami, década de 1950, Rodovia Presidente Dutra)

(e) Macadame seco

(e) Macadame seco: detalhe da graduação

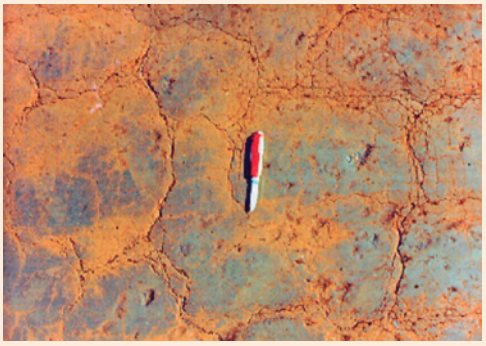
Figura 7.10 Materiais granulares empregados em bases, sub-bases ou reforços

(a) Solo-brita descontínuo: mistura em pista

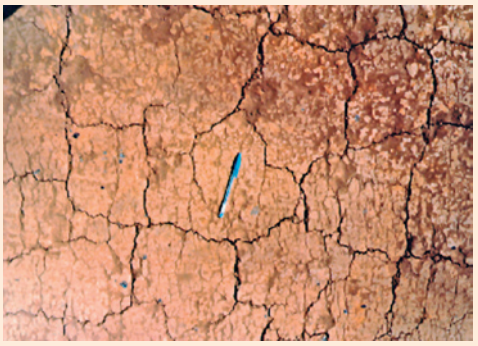
(a) Solo-brita descontínuo: detalhe da camada compactada

(a) Solo-brita

(b) Solo-areia: mistura em pista



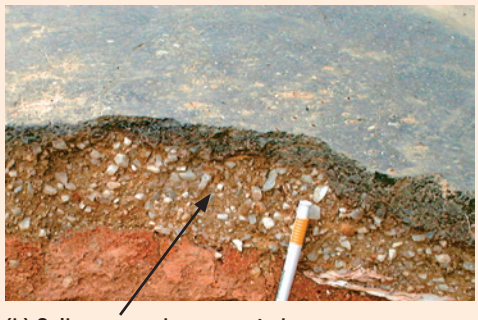
(c) Solo arenoso fino laterítico LA': trincas devido à perda de umidade da camada compactada



(d) Argila arenosa laterítica LG': trincas devido à perda de umidade da camada compactada

Figura 7.11 Solos e solo-agregados empregados em bases, sub-bases ou reforços

(a) Laterita *in natura*



(b) Saibro: camada compactada

(c) Saibro: detalhe da graduação

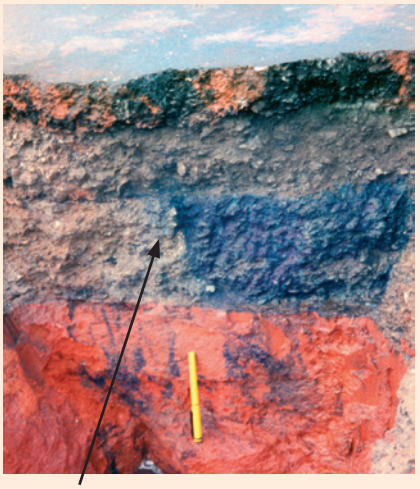
(d) Agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil
(Foto: Abdou, 2005)

(e) Agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil: detalhe da natureza e graduação
(Foto: Abdou, 2005)

(f) Escória de aciaria

Figura 7.12 Lateritas, saibros e materiais reciclados empregados em bases, sub-bases ou reforços

(a) Brita graduada tratada com cimento

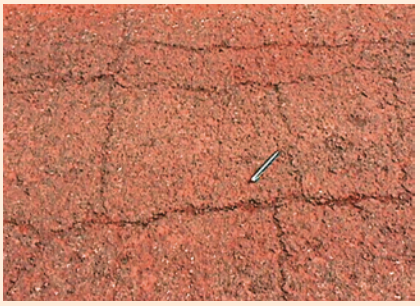


(b) Brita graduada tratada com cimento: camada de sub-base

(c) Solo-cimento

(d) Areia-cal-cinza volante (exposição de bloco como um monumento)

(e) Solo-cal: mistura em pista



(f) Solo-cal: trincas devido à retração

Figura 7.13 Materiais cimentados empregados em bases, sub-bases ou reforços

7.3.1 Brita graduada simples

A brita graduada simples é um dos materiais granulares mais largamente utilizados no país como base e sub-base de pavimentos asfálticos e foi introduzida na década de 1960, época em que houve um crescimento expressivo da malha rodoviária pavimentada. Consiste em um material com distribuição granulométrica bem-graduada, com diâmetro máximo dos agregados não excedendo a 38mm e finos entre 3 e 9% (passante na peneira Nº 200), que confere um bom intertravamento do esqueleto sólido e uma boa resistência, com ISC normalmente elevado, da ordem de 60% a maiores que 100%. O MR destas bases é em média 100 a 400MPa (1.000 a 4.000kgf/cm^2), dependendo da graduação, da natureza dos agregados, do estado de compactação e do estado de tensões, principalmente no que se refere à tensão de confinamento.

Os agregados são comumente derivados de rochas britadas e devem tipicamente atender aos seguintes requisitos: sanidade dos agregados graúdos $\leq$ 15% e miúdos $\leq$ 18%, abrasão Los Angeles LA $\leq$ 50% e equivalente areia EA $>$ 40% (material passante na peneira Nº 4), lamelaridade $\leq$ 20% (ABNT, 1991c; 1991f).

Esses materiais são dosados e homogeneizados em usina utilizando água e os agregados atendendo a uma das faixas especificadas por norma. São materiais permeáveis a medianamente permeáveis, utilizados como base ou sub-base em pavimentos asfálticos, sendo também seu uso bastante difundido como sub-base de pavimentos de concreto de cimento.

O transporte é feito em caminhões basculantes e a distribuição do material em pista é feita normalmente por vibroacabadora ou motoniveladora. A compactação é feita por rolos de pneus e/ou lisos, com vibração ou não; esta operação deve ser realizada logo após espalhamento para não perder umidade.

Uma ilustração do material pode ser vista na Figura 7.10(a). A brita ou bica corrida é um material similar, com requisitos menos rigorosos, principalmente granulométricos, podendo ser umedecida em pista – Figura 7.10(b).

Na Figura 7.10 são também apresentados outros materiais granulares descritos a seguir.

7.3.2 Macadame hidráulico e macadame seco

O macadame hidráulico foi um dos materiais mais empregados nas primeiras rodovias brasileiras, com base na experiência inglesa de McAdam do início do século XIX. Trata-se de camada granular, composta por agregados graúdos, naturais ou britados, cujos vazios são preenchidos em pista por agregados miúdos e aglutinados pela água, no caso específico do macadame hidráulico. A estabilidade é obtida pela ação mecânica enérgica de compactação. Os agregados graúdos devem ser duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração, sem outras contaminações prejudiciais.

A norma do DNER-ES 316/97 (DNER, 1997a) recomenda três faixas granulométricas, A, B ou C (com agregados máximos passantes da 4", 3" e 2 1/2", respectivamente, e retidos na 3/4", 3/4"e 1/2", respectivamente) e escolhe-se o diâmetro máximo que corresponda a 1/3 a 1/2 da espessura final da camada. Após espalhamento dos agrega-

dos graúdos a camada é compactada com rolo liso de três rodas e rolo liso vibratório até apresentar bom entrosamento. O material de enchimento, que deve seguir as especificações granulométricas, é espalhado através de motoniveladora em quantidade suficiente para encher vazios do agregado graúdo, em uma ou mais vezes, com o auxílio de vassoura, seguida de irrigação e material complementar até obtenção de travamento. A camada deve ser novamente compactada até sua estabilidade.

Dependendo do tipo de subleito, deve-se utilizar uma camada de bloqueio de modo a evitar cravamento do agregado graúdo no solo. O macadame é ainda utilizado, principalmente em obras urbanas, onde não se dispõe de usinas para a brita graduada simples. Devido à granulometria deste material e de seu processo construtivo, a permeabilidade do macadame é maior que a das britas graduadas simples. O controle do processo construtivo pode ser feito visualmente pela movimentação da camada sob efeito dos rolos compactadores ou pela deformabilidade que pode ser medida por meio da viga Benkelman, a ser apresentada no Capítulo 10. Quando os materiais são bem selecionados e o processo construtivo é adequado, o macadame apresenta alta resistência e baixa deformabilidade. A Figura 7.10(d) ilustra o processo construtivo do macadame hidráulico.

O macadame seco é um material granular com muita semelhança ao macadame hidráulico, porém sem uso de água para auxílio do preenchimento dos agregados graúdos pelos miúdos. Em geral, os agregados graúdos são de dimensões bastante significativas, chamadas de "pedra pulmão", com tamanho variando entre 2" e 5", de graduação uniforme, e preenchidos por agregados miúdos compreendidos em 5 diferentes faixas. A distribuição e compressão são semelhantes ao macadame hidráulico. As espessuras das camadas acabadas variam entre 12 e 20cm. A Figura 7.10(e) mostra um aspecto deste material.

Valores de módulo de resiliência não podem ser medidos em laboratório para esses tipos de materiais. Porém, podem ser estimados através de retroanálise de bacias de deflexão conforme explicado no Capítulo 10. Exemplos de valores são encontrados em Nuñez (1997).

Em subleitos de baixa capacidade de suporte, emprega-se largamente o "rachão", material granular de grandes dimensões, denominado "pedras-de-mão", que, por cravamento e posterior intertravamento, reduz significativamente as deformações permanentes e auxilia na construção das demais camadas subseqüentes por oferecer um aumento substancial de suporte. A Figura 7.10(c) mostra um aspecto deste material.

7.3.3 Solo-agregado e materiais estabilizados granulometricamente

Solos-agregados são misturas naturais ou preparadas de britas, pedregulhos ou areia predominantemente, contendo silte e argila – material natural (solo) que passa na peneira Nº 200 (AASHTO M 146-70, 1986). É possível subdividir os solos-agregados em três tipos distintos dependendo da proporção relativa entre a parte graúda e a parte fina – Figura 7.14 (Yoder e Witczak, 1975):

(a) contato grão-grão; baixa densidade, permeável, não suscetível a mudanças com a umidade ou com o congelamento; compactação em geral difícil;

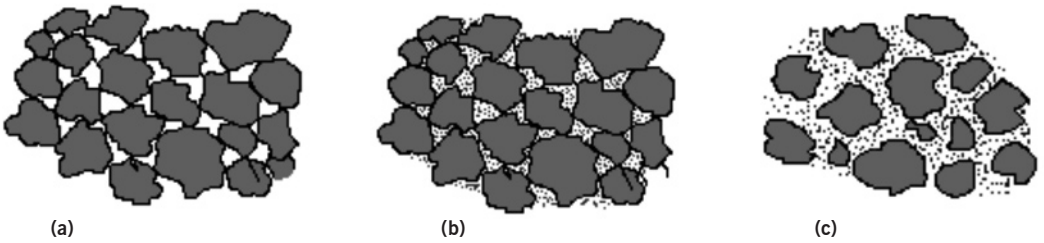


Figura 7.14 Tipos de solo-agregado (Yoder e Witczak, 1975)

(b) finos preenchem os vazios, proporcionando alta densidade, permeabilidade mais baixa que o do tipo (a), contato grão-grão, mais resistente em geral que o tipo (a), menor deformabilidade; moderadamente difícil de compactar;
(c) matriz de finos, não se garante contato grão-grão devido ao excesso de finos; densidade mais baixa em geral que o tipo (b), permeabilidade inferior ao tipo (b), podendo ser mesmo impermeável, dependendo da natureza dos finos; a mistura é afetada por variações de umidade; facilidade na compactação.

Para bases de pavimentos, as especificações tradicionais preconizam o uso de materiais do tipo (a) e (b), onde o contato grão-grão seja garantido. As normas ABNT NBR 11805, NBR 12053 e NBR 12265 estabelecem as especificações de uso no país (ABNT, 1991b; 1992a; 1992b). Procura-se tradicionalmente também que fique caracterizada uma distribuição granulométrica bem graduada, com preenchimento dos vazios. Esses materiais são também conhecidos por misturas estabilizadas granulometricamente – DNER-ES 301 e DNER-ES 303 (DNER, 1997c; 1997d). Em geral, as misturas onde o contato grão-grão é garantido são tradicionalmente as preferenciais, embora a prática tenha mostrado grande sucesso no tipo (c), quando certos requisitos, comentados a seguir, são observados. As misturas estabilizadas granulometricamente devem seguir uma faixa granulométrica dada em norma. Modernamente tem-se evitado o uso do termo estabilizar, quando não há adição de estabilizantes do tipo da cal, do cimento etc. Há autores que preferem a designação mais rigorosa "misturas estabilizadas mecanicamente", para diferenciar da adição de estabilizantes químicos.

Tem-se empregado com freqüência misturas do tipo (b) e (c), chamadas de solo-brita ou solo-areia. O tipo (c) tem sido denominado também de solo-brita descontínuo. O importante dessas misturas, principalmente no caso do tipo (c), é a natureza do material fino. Pode-se utilizar com sucesso misturas do tipo (c) com solos lateríticos. Este fato se deve principalmente por: ausência do ciclo gelo-degelo; drenagem favorecida; umidade de equilíbrio abaixo da ótima de compactação em algumas regiões, favorecida pela secagem do material de base; natureza e estado peculiar dos solos lateríticos, que expandem muito pouco em presença de água, apesar de sua plasticidade às vezes elevada.

As misturas tipo (c) devem empregar necessariamente solos de comportamento laterítico, selecionados pela metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1995). Essas misturas, por prevalecer a matriz de solo laterítico, são coesivas, muito pouco expansivas e com boa

capacidade de suporte. Certas misturas de solo-brita (50% em peso de brita) dão ISC da ordem de 80% na energia modificada. As misturas com 70% em peso de brita e 30% de solo apresentam muitas vezes ISC acima de 100% e apresentam pouca perda de capacidade de suporte após imersão em água. Os valores de MR são similares aos das britas graduadas simples, podendo ser superiores, ou seja, apresentam menor deformabilidade. Essas misturas podem ser executadas em pista com auxílio de pá-carregadeira, grade de disco e motoniveladora. O material resultante é recomendável como material de base de vias de baixo volume de tráfego. É um excelente material de reforço de subleito em vias de tráfego médio ou mesmo pesado.

Conforme a quantidade de finos, a mistura pode sofrer contração por perda de umidade, e como conseqüência, apresentar fissuração. Esta conseqüência não chega a ser um problema comprometedor desde que a porcentagem em peso de solo nas misturas solo-brita não seja superior a 50% do total. Tem-se procurado evitar agregados maiores que 25mm de diâmetro.

O solo-brita começou a ser empregado no estado de São Paulo ainda na década de 1950, conhecido então por "virado paulista" (Nogami e Villibor, 1995). Somente na década de 1980, o solo laterítico-brita voltou a ser empregado em maior escala, com aplicação estendida também a vias urbanas. Atualmente, tem-se empregado também o solo-brita-cimento, com porcentagem de cimento variando em geral de 3 a 6% em peso. Esse material tem sido empregado como material de base, predominantemente em misturas de 80% brita – 20% solo ou no máximo 70% brita – 30% solo. Eles vêm sendo empregados em vias de tráfego médio a pesado com sucesso. Preferencialmente nesses casos a mistura deve ser feita em usina.

A Figura 7.11(a) ilustra o solo-brita e a Figura 7.11(b) um solo-areia sendo misturado em pista.

7.3.4 Solo arenoso fino laterítico

O solo arenoso fino laterítico (SAFL) é uma mistura de argila e areia encontrada na natureza ou artificialmente composta por mistura de areia de campo ou rio com argila laterítica. A partir da década de 1970, seu emprego foi mais difundido, chegando hoje, somente no estado de São Paulo, a mais de 8.000km em rodovias de baixo volume de tráfego com a utilização desse material como base. Como reforço do subleito ou como sub-base, pode ser usado em pavimentos para tráfegos médios ou pesados.

A granulometria é em geral descontínua, com ausência ou pequena porcentagem da fração silte. A Tabela 7.2 mostra a graduação recomendada pelo DER-SP (1991). A Tabela 7.3 mostra as exigências com relação às propriedades mecânicas e hidráulicas do solo arenoso fino segundo a mesma especificação para uso como base.

Recomenda-se que se utilize a metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1981, 1995; DNER, 1996; DNER-ME 254/97; DNER-ME 256/94; DNER-ME 258/94) para a escolha do material, não sendo necessária a adoção de uma das graduações especificadas na Tabela 7.2. O solo deverá pertencer às classes de comportamento laterítico LA, LA', ou

TABELA 7.2 FAIXAS A, B, E C DE SOLOS ARENOSOS FINOS LATERÍTICOS PARA BASES E SUB-BASES DE PAVIMENTOS (DER-SP, 1991)

Peneiras de malhas quadradas	Graduações		
	Porcentagem que passa, em peso		
	A	B	C
2,00mm, Nº 10	100	100	100
0,42mm, Nº 40	75 – 100	85 – 100	100
0,150mm, Nº 100	30 – 50	50 – 65	65 – 95
0,075mm, Nº 200	23 – 35	35 – 50	35 – 50

Obs.: A ordem de prioridade na escolha dos solos é na seguinte ordem: faixa A; faixa B e faixa C.

TABELA 7.3 VALORES DE PROPRIEDADES MECÂNICAS E HIDRÁULICAS QUE O SOLO ARENOSO FINO DEVE SEGUIR PARA SER EMPREGADO COMO BASE DE PAVIMENTO (DER-SP, 1991)

Exigências mecânicas e hidráulicas	Valores admissíveis	Método de ensaio
Mini-CBR sem imersão	≥ 40%	DER-ME 192-88
Perda de suporte no mini-CBR por imersão em relação ao mini-CBR sem imersão	≤ 50%	DER-ME 192-88
Expansão com sobrecarga padrão	≤ 0,3%	DER-ME 192-88
Contração	0,1% a 0,5%	DER-ME 193-88
Coeficiente de infiltração	10^{-2} a 10^{-4} cm $\sqrt{\text{minuto}}$	DER-ME 194-88

Obs.: A energia de compactação neste caso é a intermediária, e o corpo-de-prova deve estar na umidade ótima e 100% de grau de compactação (DER-ME 191-88).

ainda LG', segundo a classificação MCT. Para uma seleção preliminar de solos, pode-se também empregar método simplificado de identificação de solos tropicais (Fortes e Nogami, 1991; Godoy, 1997; Godoy e Bernucci, 2002). Vertamatti (1988) propõe algumas alterações na metodologia MCT para inclusão de identificação e classificação de solos transicionais, além dos lateríticos e não-lateríticos, com comportamento geotécnico intermediário entre os dois extremos.

As pesquisas têm mostrado que esse material pode apresentar módulos de resiliência de cerca de 100MPa a 500MPa (1.000 a 5.000kgf/cm^2), ou mesmo superiores, dependendo do tipo de solo laterítico, sendo que os mais argilosos tendem a mostrar módulos menores que os mais arenosos (Bernucci, 1995).

A Figura 7.11(c) ilustra uma camada de base de solo arenoso fino laterítico do tipo LA' compactada e após perda de umidade (observe-se o padrão de trincamento típico dessas camadas) e a Figura 7.11(d) uma camada de solo argiloso laterítico LG', que tende a trincar mais, formando blocos de menores dimensões e abertura de trincas maior. A perda de umidade dessas camadas é um fenômeno bastante conhecido sendo determinante no comportamento desses materiais como camada de pavimento (Villibor, 1981; Camacho, 2002). O trincamento das camadas de solos lateríticos leva a uma redução do módulo de resiliência efetivo, porém ainda são consideradas camadas de baixa deformabilidade e de comportamento mecânico bom a excelente (Bernucci, 1995).

7.3.5 Outros materiais granulares e reciclados

Em várias regiões brasileiras há a disponibilidade de lateritas, que são concreções presentes em geral no horizonte superficial B, ocorrendo conjuntamente a solos arenosos e argilosos lateríticos. São materiais com boa capacidade de suporte e que têm sido empregados diretamente como bases, sub-bases ou ainda reforços do subleito. Podem ser caracterizados como solos-britas naturais. Como exemplos de utilização, menciona-se a pavimentação de Brasília à época de sua construção (Prego, 1996) e várias rodovias federais da região Centro-Oeste (Santos, 1998; Motta *et al*., 1990). Esses materiais são abundantes em certas regiões da Amazônia e sua caracterização é essencial para uso na pavimentação (Vertamatti, 1988); seu emprego pode ser estendido até como agregados de misturas asfálticas, com algumas experiências nas regiões Norte e Centro-Oeste do país (Amaral, 2004). Os valores de módulo de resiliência da laterita podem variar entre 100 a 500MPa, em geral. A Figura 7.12(a) ilustra uma laterita de grandes dimensões.

Em algumas regiões ocorrem saibros que são materiais granulares naturais, com poucos finos, pertencentes ao horizonte C de perfis residuais em geral de granito e gnaisse. Têm sido também largamente empregados como reforços ou sub-bases ou ainda em rodovias de baixo volume de tráfego como material de base. Apesar de apresentarem em geral ISC elevados, podem mostrar elevada deformabilidade, devido à natureza mineralógica, devendo ser empregados com os devidos cuidados nesses casos. As Figuras 7.12(b) e (c) ilustram este material.

O uso de materiais reciclados tem crescido em pavimentação nos últimos anos. Os agregados reciclados de resíduos sólidos de construção civil e de demolição podem ser empregados em reforços do subleito ou sub-bases desde que atendam as especificações da norma ABNT 15115 (2004). Esta especificação permite seu uso como material de base em vias de baixo volume de tráfego. Esse material vem sendo utilizado principalmente em vias urbanas. As Figuras 7.12(d) e (e) ilustram o material sendo distribuído em pista e um detalhe de seus diversos componentes. Trabalhos de pesquisa têm sido dedicados ao uso e avaliação de aplicação em pavimentos (Fernandes, 2004; Motta, 2005).

Outro exemplo de reuso de material que vem sendo explorado nos locais próximos a siderúrgicas são as escórias de alto-forno e as de aciaria. Estes últimos podem ainda ser expansivos dependendo do tempo de estocagem (Alvarenga, 2001). A Figura 7.12(f) mostra um aspecto das escórias de aciaria.

7.3.6 Brita graduada tratada com cimento

A brita graduada tratada com cimento (BGTC) tem sido bastante utilizada, principalmente em pavimentos de vias de alto volume de tráfego. No país, seu uso começou a ser mais difundido no final da década de 1970. A BGTC é empregada geralmente como base de pavimentos com revestimentos betuminosos, porém também é empregada como base de pavimentos intertravados ou sub-base de pavimentos de concreto.

A Dersa, no estado de São Paulo, utilizou nas décadas de 1970 e 1980, em vários de seus pavimentos asfálticos semi-rígidos, a BGTC como base. Na década de 1990, pas-

sou a empregar a BGS como base e a BGTC como sub-base em pavimentos asfálticos, denominados neste caso de pavimentos semi-rígidos invertidos ou "estrutura sanduíche". Como exemplo desta utilização, cita-se a Rodovia Carvalho Pinto – SP, construída no Vale do Paraíba.

Na BGTC, em princípio, usa-se o mesmo material da BGS, porém com adição de cimento na proporção de 3 a 5% em peso (ABNT NBR 12261, 1991d; ABNT NBR 12262, 1991e; DER-SP ET-DE-P00/009/2005). Recomenda-se que seja compactada a pelo menos 95% da energia modificada para aumento de resistência e durabilidade. A BGTC, devido à cura do cimento, apresenta retração, levando ao aparecimento de fissuras e trincas. Estes problemas podem levar à reflexão destas trincas ao revestimento asfáltico no caso do emprego da BGTC como material de base (Balbo, 1993). Este fato foi observado na Rodovia dos Bandeirantes e Rodovia Ayrton Senna da rede Dersa-SP, estando ambas sob concessão. Por este motivo, tem-se empregado com freqüência a BGTC em pavimentos semi-rígidos invertidos como material de sub-base para evitar a reflexão das trincas para o revestimento (Suzuki, 1992). A ordem de grandeza do módulo de resiliência da BGTC é de 3000 a 12.000MPa. A Figura 7.13(a) ilustra a BGTC e a Figura 7.13(b) seu uso como sub-base em pavimento semi-rígido invertido.

7.3.7 Solo-cimento

A estabilização química de solos com cimento Portland pode se dar de duas formas distintas a depender do objetivo: (i) no caso de objetivar-se um enrijecimento significativo do solo, empregam-se percentuais em massa em geral acima de 5% e denomina-se esta mistura de solo-cimento (DNER-ES 305 – DNER, 1997f); (ii) no caso de melhoria parcial das propriedades, principalmente trabalhabilidade conjugada com certo aumento de capacidade de suporte, empregam-se percentuais baixos, da ordem de 3%, denominando-se neste caso a mistura de solo melhorado com cimento (DNER-ES 304 – DNER, 1997e).

O solo, para ser estabilizado com cimento de forma econômica, deve ter certa proporção de areia, pois caso tenha um percentual muito alto de argila pode exigir um teor muito elevado de cimento e ficar demasiadamente oneroso, além de apresentar muita retração. A faixa viável é de aproximadamente 5 a 9% de cimento em relação à massa total. O solo-cimento deve ser feito de preferência em usina, mas também pode ser misturado em pista, no caso de vias de baixo volume de tráfego. Deve ser compactado imediatamente após a mistura e a distribuição em pista devido à rapidez da reação de hidratação do cimento.

A base de solo-cimento tem-se mostrado bastante resistente e durável desde que a mistura esteja bem dosada, sejam respeitados os prazos máximos de mistura, espalhamento e compactação, seja minimizada a ocorrência excessiva de trincas por retração, e o subleito tenha boa capacidade de suporte para que o solo-cimento seja compactado de forma eficiente. O tráfego deve ser liberado em geral após 14 dias de cura. O solo-cimento também tem sido utilizado com sucesso como sub-base de pavimentos de concreto de

cimento Portland. Valores de módulo de resiliência de solo-cimento variam de 2.000MPa até mesmo acima de 10.000MPa. A resistência à tração varia entre 0,6 a 2,0MPa, dependendo do teor de cimento e tipo de solo (Ceratti, 1991). A resistência à compressão simples deve atender as especificações mínimas de norma (2,1MPa), mas podem chegar até cerca de 7 a 8MPa, dependendo do teor de cimento e natureza do solo.

O solo-cimento foi largamente empregado na década de 1960 quando as obras de pavimentação se estenderam para regiões com escassez de pedreiras. Atualmente, os órgãos e concessionárias têm voltado a especificar o solo-cimento, mostrando-se novamente como um material para competir com as tradicionais bases granulares de BGS. A Figura 7.13(c) mostra um pavimento com solo-cimento na base.

O solo melhorado por cimento é empregado principalmente para alterar a plasticidade e melhorar a trabalhabilidade de certos solos em pista ou para atender as especificações granulométricas. Adicionalmente, apesar da porcentagem não ultrapassar cerca de 3% em massa, pode haver uma diminuição significativa de deformabilidade e diminuição da expansão em presença de água. Algumas especificações indicam compactação não-imediata após mistura, o que é uma opção questionável (Macedo e Motta, 2006). Nesses casos, o solo melhorado por cimento é deixado em pilhas durante algumas horas ou mesmo dias para ter a agregação, alteração granulométrica e depois a compactação.

7.3.8 Solo-cal

A estabilização química de solo com cal segue os mesmos objetivos da mistura com cimento, seja para o enrijecimento, seja para a trabalhabilidade e redução da expansão. O solo-cal, aplicado preferencialmente a solos argilosos e siltosos caulínicos, tem sido utilizado principalmente como reforço de subleito ou sub-base. Alguns experimentos foram feitos empregando-se a mistura como base de pavimentos de baixo volume de tráfego, ora com sucesso, ora não.

O solo-cal tem um período muito maior de cura, comparado ao solo-cimento, para que haja as reações responsáveis pelo aumento de resistência (Boscov, 1987). Algumas tentativas têm sido feitas com misturas solo-cal-cimento, procurando aproveitar de ambos aditivos suas qualidades benéficas. O poder de estabilização da cal varia com sua pureza e origem. As reações rápidas (imediatas) provocam a floculação e permuta iônica, permitindo uma redução da plasticidade, que se traduz em uma melhor trabalhabilidade dos solos, e diminuição da expansibilidade. As reações lentas (ação cimentante) são resultantes das reações pozolânicas e de carbonatação. A cura é altamente influenciada pela temperatura. Em geral utiliza-se cal em teores entre 4 e 10% em massa. As Figuras 7.13(e) e (f) ilustram a aplicação de cal em pista e uma base acabada de solo-cal com cerca de 30 anos em operação (Lovato, 2004).

Algumas experiências de sucesso no Sul do país foram realizadas adicionando-se cal a materiais como areia de duna, conjuntamente com cinza volante como elemento reativo à cal – Figura 7.13(d) (Nardi, 1988).

7.4 ALGUMAS ESTRUTURAS TÍPICAS DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Com o objetivo de mostrar algumas soluções típicas de combinações de materiais e de camadas que vêm sendo empregadas em pavimentação asfáltica no país, são apresentadas algumas seções de estruturas de pavimento como ilustração, tanto para tráfego muito pesado como para vias de baixo volume de tráfego. As espessuras das camadas não são apresentadas pois dependem de dimensionamento estrutural que deve ser feito caso a caso. Para isso deve ser empregado de preferência um método de dimensionamento que considere a estrutura do pavimento como um sistema em camadas e que utiliza os dados de módulos de resiliência dos materiais do subleito e das camadas, inclusive do revestimento, para calcular as espessuras necessárias em função do tráfego e do clima. Para maiores informações sobre métodos de dimensionamento empírico e mecanístico-empírico deve-se consultar outros livros tais como Medina e Motta (2005) e o *Manual de Pavimentação* do DNIT (2006).

Não se trata aqui de apresentar um catálogo de estruturas, mas apenas exemplos de uso dos materiais abordados neste capítulo em combinação com alguns tipos de revestimentos asfálticos apresentados no Capítulo 4 – Figuras 7.15 a 7.17. As espessuras das camadas são variáveis e dependem de vários fatores de dimensionamento. Para ilustrar faixas usuais, as espessuras dos revestimentos vão desde alguns milímetros, como os tratamentos superficiais simples, até uma a duas dezenas de centímetros de misturas usinadas; as camadas de base e sub-base podem apresentar espessuras da ordem de uma a três dezenas de centímetros, enquanto o reforço do subleito pode ser de uma a três ou mesmo quatro dezenas de centímetros.

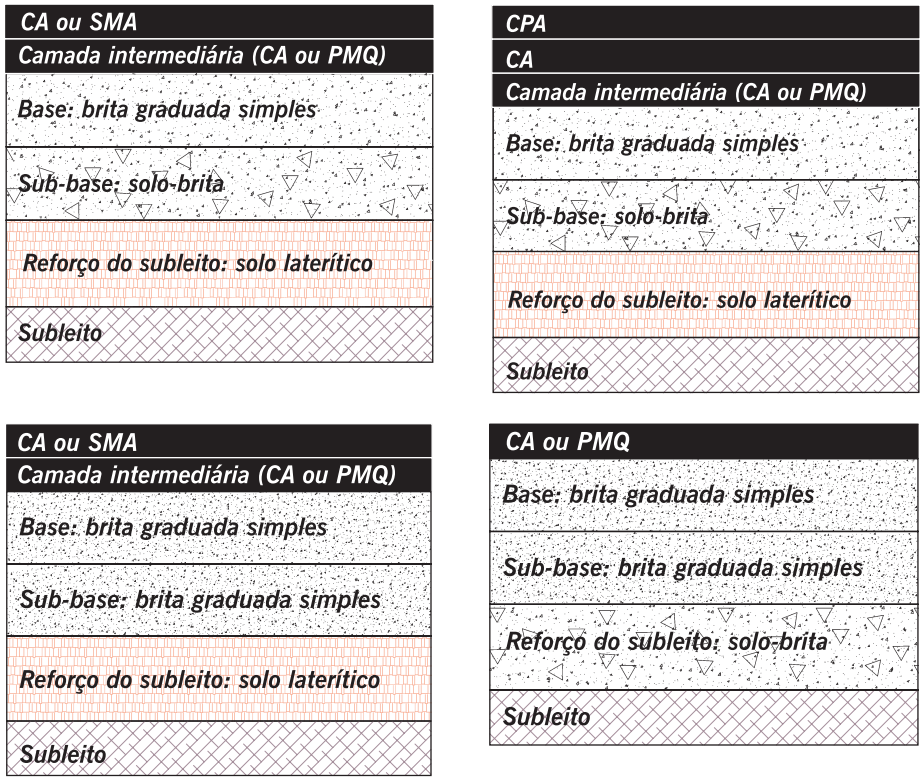


Figura 7.15 Estruturas típicas de pavimentos asfálticos

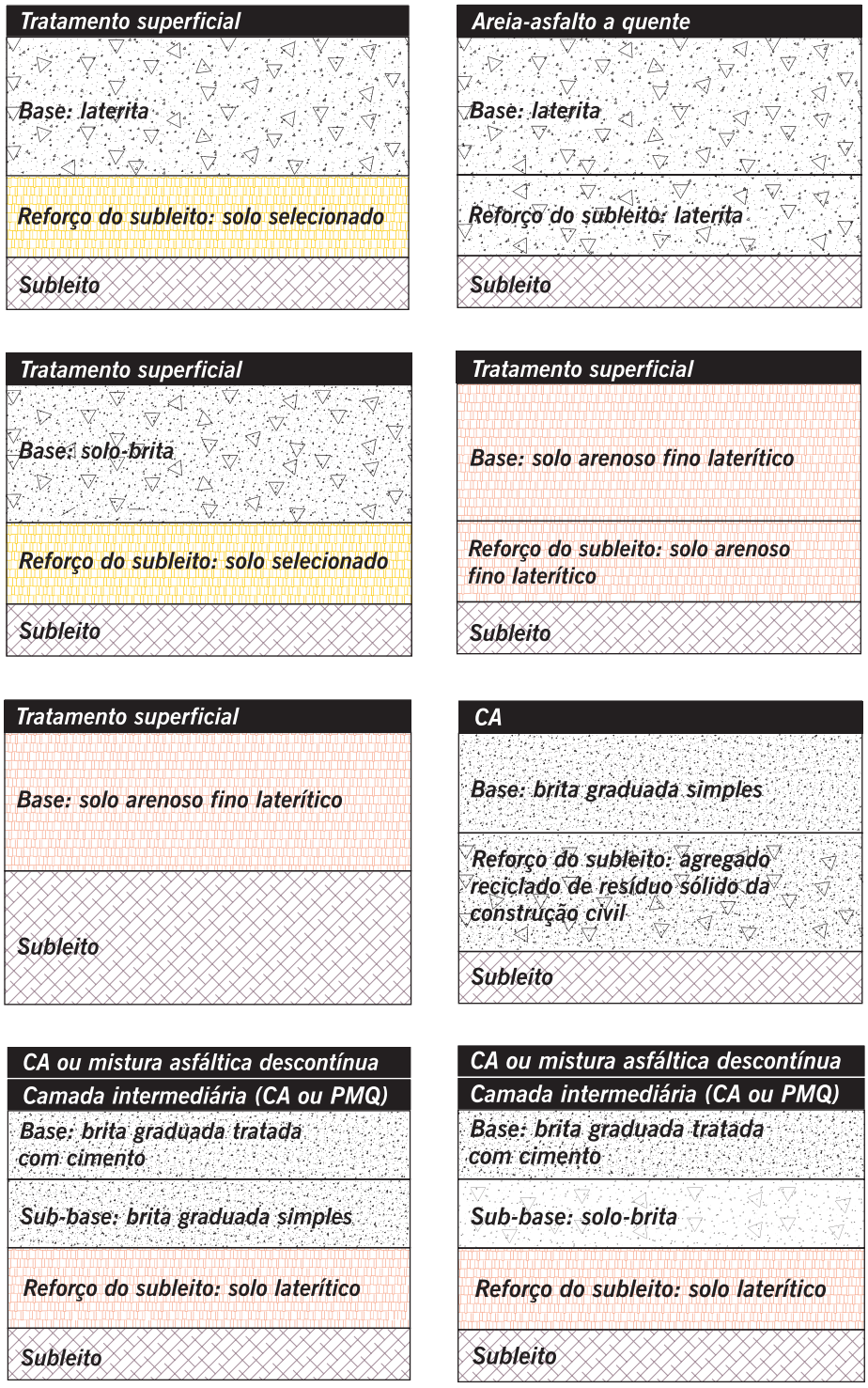


Figura 7.16 Estruturas típicas de pavimentos asfálticos

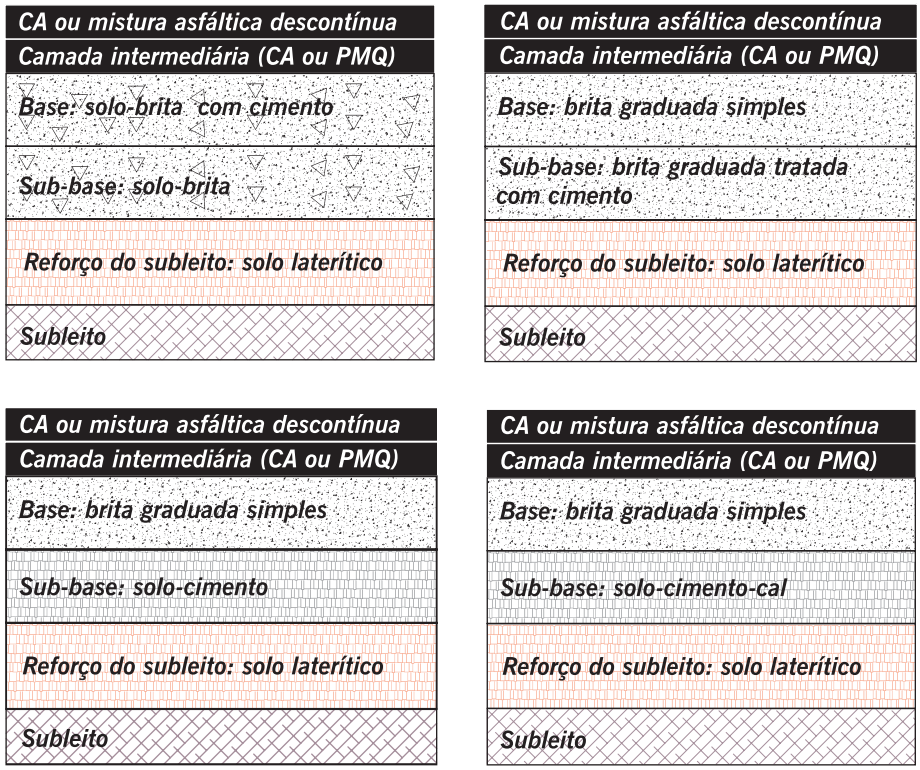


Figura 7.17 Estruturas típicas de pavimentos asfálticos

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *AASHTO guide for design of pavement structures*. Washington, USA, 1986.

_____. *AASHTO guide for design of pavement structures*. Washington, USA, 1993.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 1183: *materiais para sub-base ou base de brita graduada tratada com cimento*. Rio de Janeiro, 1991.

_____. NBR 11805: *materiais para sub-base ou base de solo-brita*. Rio de Janeiro, 1991.

_____. NBR 11806: *materiais para sub-base ou base de brita graduada*. Rio de Janeiro, 1991c.

_____. NBR 12261: *dosagem de brita graduada tratada com cimento*. Rio de Janeiro, 1991.

_____. NBR 12262. *sub-base ou base de brita graduada tratada com cimento (BGTC)*. Rio de Janeiro, 1991.

_____. NBR 12264: *sub-base ou base de brita graduada*. Rio de Janeiro, 1991f.

_____. NBR 12053: *solo-brita: determinação de dosagem*. Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 12265: *sub-base ou base de solo-brita*. Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 15115: *agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil: execução de camadas de pavimentação: procedimentos*. Rio de Janeiro, 2004.

ALVARENGA, J.C.A. *Um estudo de avaliação estrutural e econômica de pavimentos flexíveis de escória de aciaria*. 2001. 143 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

AMARAL, S.C. *Estudo de misturas laterita-asfalto da região metropolitana de Belém – PA para revestimentos de pavimento*. 2004. 198f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

BALBO, J.T. *Estudo das propriedades mecânicas das misturas de brita e cimento e sua aplicação aos pavimentos semi-rígidos*. 1993. 181 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

BENKELMAN, A.C.; KINGHAM, R.I.; FANG, H.Y. Special deflection studies on flexible pavements. The AASHO Road Test – *Proceedings* of a Conference, St. Louis. *Special Report*, Washington, n. 73, p. 102-125, 1962.

BERNUCCI, L.L.B. *Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego*. 1995. 237 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

BOSCOV, M.E.G. *Estudo comparativo do comportamento de um solo saprolítico e de um solo laterítico estabilizados com cal*. 1987. 157 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1987.

CAMACHO, J. *Peculiaridades de distribuição de umidades em bases de pavimento de solo arenoso fino laterítico*. 2002. 180 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

CERATTI, J.A.P. *Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos*. 1991. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

COMITEE ON TROPICAL SOILS OF ISSMFE. Peculiarities of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolitic soils. *Progress Report* 1982-1985. Theme 1. ABMS, 1985.

DER-SP – DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. *Manual de normas de pavimentação*. São Paulo: DER-SP, 1991.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 049/1994: *solos: determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas: método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. ME 228/94: *solos: compactação em equipamento miniatura*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. ME 256/94: *solos compactados com equipamento miniatura: determinação da perda de massa por imersão*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. ME 258/94: *solos compactados em equipamento miniatura: mini-MCV*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. *Manual de pavimentação*. 2. ed. IPR Publicação n. 697/100. Rio de Janeiro: DNER, 1996. 320p.

_____. ES 301: *pavimentação: sub-base estabilizada granulometricamente*. Rio de Janeiro, 1997a.

_____. ES 303: *pavimentação: base estabilizada granulometricamente*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 304: *pavimentação: base de solo melhorado com cimento*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 305: *pavimentação: base de solo cimento*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 316: *pavimentação: base de macadame hidráulico*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ME 254: *solos compactados em equipamento miniatura: mini-CBR e expansão*. Rio de Janeiro, 1997.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Manual de pavimentação*. Rio de Janeiro: DNIT, 2006.

FERNANDES, C.G. *Caracterização mecanística de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição dos municípios do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para uso em pavimentação*. 2004. 109 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

FORTES, R.M. e NOGAMI, J.S. Método expedito de identificação do grupo MCT de solos tropicais utilizando-se anéis de PVC rígido. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 25., 1991, São Paulo. *Anais*... São Paulo: ABPv, 1991. v. 1, p. 591-604.

GODOY, H. *Identificação e classificação geotécnica de latossolos do estado de São Paulo pelo método das pastilhas MCT*. 1997. 132 f. Tese (Doutorado) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

GODOY, H.; BERNUCCI, L.L.B. O método das pastilhas na compreensão das propriedades geotécnicas básicas dos solos: um recurso didático. In: CONGRESSO DE PESQUISA EM TRANSPORTES, 16., 2002, Natal. *Anais*... Rio de Janeiro: ANPET, 2002. v. 1. p. 145-56.

HVEEM, F.N. Pavement deflections and fatigue failures. In: ANNUAL MEETING, 34., 1955. *Bulletin*, n. 114, p. 43-73, 1955.

HVEEM, F.N.; ZUBE, E.; BRIDGES, R.; FORSYTHE, R. The effect of resilience-deflection relationship on the structural design of asphaltic pavements. In: INTER. CONF. ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 1962. *Proceedings*... Ann Arbor, USA, 1963. p. 649-66.

KLEYN, E.G. *The use of the dynamic cone penetrometer (DCP)*. Pretoria: Transvaal Roads Department, 1975.

LENTZ, R.W.; BALADI, G.Y. Prediction of permanent strain in sand subjected to cyclic loading. *Transportation Research Record*, n. 749, 1980.

LIVNEH, M. *In-situ* CBR testing by indirect methods. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1989, Rio de Janeiro. *Proceedings...* Rio de Janeiro: Publications Committee of XIIICSMFE, 1989. v. 1, p. 267-70.

LOVATO, R.S. *Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal aplicado à pavimentação*. 2004. 164 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

MACÊDO, M.M.; MOTTA, L.M.G. Comportamento de solo melhorado com cimento para uso em pavimentação sob carga repetida. In Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia de Infra-Estrutura de Transportes, 2006, Curitiba. III CLBG. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica de Solos – ABMS, 2006.

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

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. Resilient behavior of Brazilian tropical soils in pavement design. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PAVEMENT EVALUATION AND OVERLAY DESIGN, 2., 1989, Rio de Janeiro. *Proceedings...* Rio de Janeiro: ABPv, 1989. v. 1, p. 1.1.1-22.

_____. *Mecânica dos pavimentos*. 2. ed. Rio de Janeiro, 2005.

MONISMITH, C.L.; SEED, H.B.; MITRY, F.G.; CHAN, C. K. Prediction of pavement deflections from laboratory tests. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS. 1967. *Proceedings...* Ann Arbor, USA, 1967. p. 52-88.

MOTTA, L.M.G.; MEDINA, J.; MATOS, M.V.M.; VIANNA, A.A.D. Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 24., 1990, Belém do Pará. *Anais...* Belém: ABPv, 1990. p. 233-55.

MOTTA, R.S. *Estudo laboratorial de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego*. 2005. 134 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

NARDI, J.V. Cinza: uma alternativa na construção de pavimentos – noções gerais. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 23., 1988, Florianópolis. *Anais...* Florianópolis: ABPv, 1988. p. 287-309.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: COPPE/CNPq/ABMS, 1981.

_____. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. Editora Vilibor, 1995.

NÚÑEZ, W.P. *Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados*. 1997. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

PORTER, O.J. Development of the original method for highway design. Development of CBR flexible pavement design method for airfields. *Transactions of American Society of Civil Engineers*, New York, v. 115, p. 461-7, 1950.

PREGO, A.S.S. *A memória da pavimentação no Brasil*. Rio de Janeiro: ABPv, 1996.

PREUSSLER, E.S. *Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camada de reforço*. 1983. Tese (Doutorado) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

RICCI, E.; VASCONCELOS, J.F.; KRAEMER, J.L. *Estudos geotécnicos da pesquisa para avaliação estrutural de pavimentos*. Documento de trabalho n. 2, Rio de Janeiro: IPR/DNER, 1983.

RÖHM, S.A. *Consideração sobre penetrômetros dinâmicos leves aplicados na construção e avaliação de pavimentos de baixo custo*. 1984. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

SANTOS, J.D.G. *Contribuição ao estudo dos solos lateríticos granulares como camada de pavimento*. 1998. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1998.

SEED, H.B.; CHAN, C.K. Effect of stress history and frequency of stress aplication on deformation of clay subgrades under repeated loading. In: ANNUAL MEETING HIGHWAY RESEARCH BOARD, 37., 1958. *Proceedings...* p. 555-75.

SEED, H.B.; CHAN, C.K.; LEE, C.E. Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, 1962. *Proceedings...* Ann Arbor, USA, 1963. p. 611-36.

SEED, H.B.; CHAN, C.K.; MONISMITH, C.L. Effects of repeated loading on the strength and deformation of compacted clay. In: ANNUAL MEETING HIGHWAY RESEARCH BOARD, 34., 1955. p. 541-58.

SEED, H.B.; MITRY, F.G.; MONISMITH, C.L.; CHAN, C. K. Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated-load tests. *National Cooperative Highway Research Program*, Report n. 35. Highway Research Board, 1967.

SOUZA, M.L. (1966). *Pesquisa sobre métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis*. Rio de Janeiro: IPR, 192-GTPv-66-14.

_____. *Método de projeto de pavimentos flexíveis*. 2. ed. Rio de Janeiro: DNER, 1979.

_____. *Pavimentação rodoviária*. 2. ed. Rio de Janeiro: LTC Editora, 1980.

SOUZA, M.L.; MAGALHÃES, J.P.; SILVA, R.B.; SCHLOSSER, R. Pavement performance analysis and attempt to reevaluate flexible pavement design criteria adopted by Brazil's National Highway Department. In: WORLD MEETING INTERNATIONAL ROAD FEDERATION, 8., Tóquio, 1977. D-1 AM-10.

SUZUKI, C.Y. *Contribuição ao estudo de pavimentos rodoviários com estrutura invertida (subbase cimentada)*. 1992. 436 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

TRICHÊS, G.; CARDOSO, A.B. Avaliação da capacidade de aterros e subleito de rodovias utilizando o penetrômetro dinâmico de cone e a viga Benkelman. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 13., 1999, São Carlos. *Anais...* São Carlos: ANPET, 1999. v. 1. p. 406-16.

VERTAMATTI, E. *Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente*. 1988. Tese (Doutorado) – Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, 1988.

VILLIBOR, D.F. *Pavimentos econômicos. Novas considerações*. 1981. 224 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1981.

YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. *Principles of pavement design*. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1975.

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

7 MATERIAIS E ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Figura 7.1 Pavimento de concreto de cimento Portland 337
Figura 7.2 Pavimento asfáltico 337
Figura 7.3 Classificação MCT (Nogami e Villibor, 1981) 341
Figura 7.4 Etapas do ensaio ISC 343
Figura 7.5 Esquema e exemplo de equipamento de ensaio triaxial de carga repetida 347
Figura 7.6 Tensões aplicadas e deslocamentos no ensaio de carga repetida 348
Figura 7.7 Modelos clássicos de comportamento resiliente de solos 349
Figura 7.8 Outros comportamentos de solos quanto à resiliência 350
Figura 7.9 Outros ensaios de resistência em materiais cimentados quimicamente 351
Figura 7.10 Materiais granulares empregados em bases, sub-bases ou reforços 353
Figura 7.11 Solos e solo-agregados empregados em bases, sub-bases ou reforços 354
Figura 7.12 Lateritas, saibros e materiais reciclados empregados em bases, sub-bases ou reforços 355
Figura 7.13 Materiais cimentados empregados em bases, sub-bases ou reforços 356
Figura 7.14 Tipos de solo-agregado (Yoder e Witczak, 1975) 359
Figura 7.15 Estruturas típicas de pavimentos asfálticos 366
Figura 7.16 Estruturas típicas de pavimentos asfálticos 367
Figura 7.17 Estruturas típicas de pavimentos asfálticos 368

Tabela 7.1 Emprego recomendado de solos tropicais em obras viárias (modificado de Nogami e Villibor, 1995) 341
Tabela 7.2 Faixas A, B, e C de solos arenosos finos lateríticos para bases e sub-bases de pavimentos (DER-SP, 1991) 361
Tabela 7.3 Valores de propriedades mecânicas e hidráulicas que o solo arenoso fino deve seguir para ser empregado como base de pavimento (DER-SP, 1991) 361

8
Técnicas executivas de revestimentos asfálticos

8.1 INTRODUÇÃO

O bom desempenho de revestimentos e de tratamentos superficiais asfálticos depende da utilização de procedimentos corretos em diversas etapas: projeto estrutural, escolha adequada de materiais e formulações de proporções ou misturas que atendam os condicionantes de uso do revestimento, e uso de técnicas adequadas de produção, distribuição e execução das camadas asfálticas na pista. Este capítulo trata da produção das misturas em usinas e em veículos especiais, do transporte e distribuição na pista das misturas asfálticas ou dos materiais para tratamentos, das técnicas de densificação e acabamento, assim como de algumas técnicas de controle executivo.

Como toda a indústria, na área de equipamentos de pavimentação o mercado está sempre evoluindo e o engenheiro de pavimentação deve estar atento a esse fato. Este comentário vale para todos os itens descritos e as figuras que ilustram este capítulo são meramente ilustrativas não representando preferência dos autores. Há sempre mais de um modelo ou fornecedor mas o escopo do livro não comporta comparações entre eles, o que deve ser pesquisado pelo leitor que for montar uma usina ou uma frota de equipamentos de compactação de revestimentos asfálticos. Recomenda-se fortemente a busca de informações mais detalhadas sobre cada equipamento.

8.2 USINAS ASFÁLTICAS

A obtenção de uma mistura asfáltica envolve a associação de agregado com ligante asfáltico em proporções predeterminadas no projeto de dosagem para produzir uma massa homogênea de acordo com especificações e critérios adotados (Capítulo 5). Antes da mistura com o ligante asfáltico, o agregado deve ser composto na graduação especificada por meio de mistura de diferentes frações granulométricas. Se o ligante a ser misturado é um cimento asfáltico de petróleo, o agregado deve ser aquecido previamente para remoção de umidade e sua temperatura elevada para que seja possível o seu envolvimento pelo ligante asfáltico. Esses procedimentos são realizados em instalações apropriadas conhecidas como usinas de asfalto, simplificação da designação, visto que se trata de usinas para a produção de misturas asfálticas a quente. Caso o ligante utilizado seja emulsão asfáltica, as usinas são para misturas a frio.

8.2.1 Tipos de usinas de asfalto para misturas a quente

O objetivo básico das usinas de asfalto é proporcionar de forma adequada a mistura de frações de agregados, aquecer essa mistura e o ligante asfáltico, e misturar todos esses materiais, produzindo misturas asfálticas dentro de características previamente especificadas.

Uma usina de asfalto é um conjunto de equipamentos mecânicos e eletrônicos interconectados de forma a produzir misturas asfálticas. Variam em capacidade de produção e princípios de proporcionamento dos componentes, podendo ser estacionárias ou móveis.

Existem dois tipos básicos de usina de asfalto que são: a usina de produção por batelada ou gravimétrica, conforme princípio geral exposto na Figura 8.1, que produz quantidades unitárias de misturas asfálticas, e a usina de produção contínua ou *drum-mixer*, conforme a Figura 8.2, cuja produção é contínua, como a própria designação classifica. As Figuras 8.3 e 8.4 mostram exemplos dessas usinas. Os dois tipos de usinas têm condições de produzir as misturas asfálticas em uso corrente no país. Normalmente, as misturas asfálticas, mesmo com características particulares, não exigem sua produção em um tipo específico de usina, a menos das misturas recicladas, que precisam de uma certa adaptação.

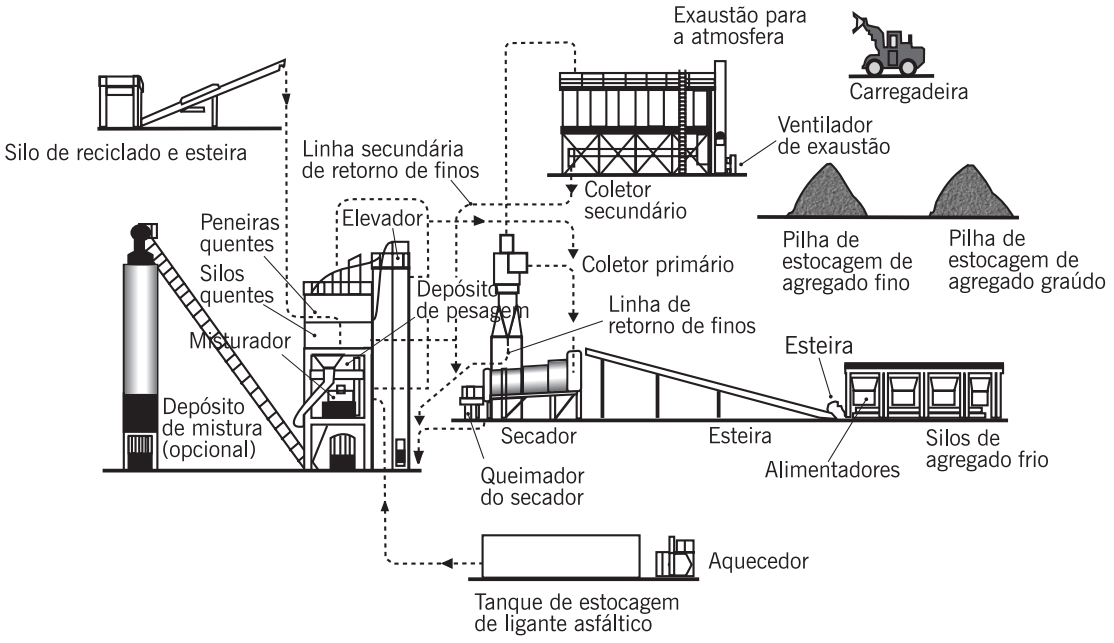


Figura 8.1 Representação esquemática de uma usina asfáltica por batelada (Asphalt Institute, 1998)

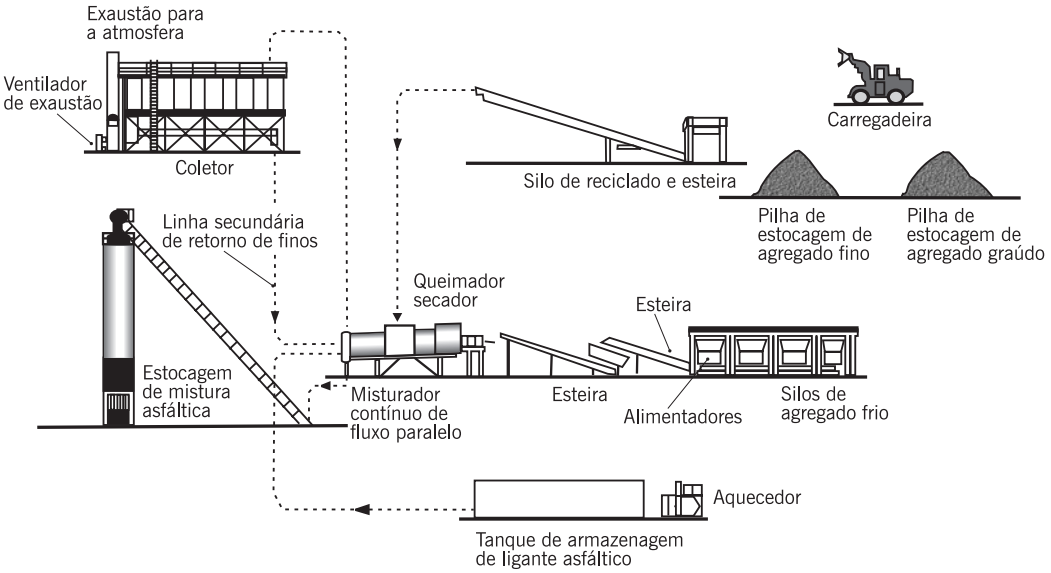


Figura 8.2 Representação esquemática de uma usina asfáltica contínua (Asphalt Institute, 1998)

Figura 8.3 Exemplo de uma usina asfáltica por batelada ou gravimétrica

Figura 8.4 Exemplo de uma usina asfáltica contínua
(Foto: Ciber Ltda.)

8.2.2 Operações básicas envolvidas na produção de misturas asfálticas a quente

As operações envolvidas na produção de misturas asfálticas a quente são as seguintes, descritas brevemente adiante:

- estocagem e manuseio dos materiais componentes das misturas asfálticas na área da usina;
- proporcionamento e alimentação do agregado frio no secador;
- secagem e aquecimento eficiente do agregado à temperatura apropriada;
- controle e coleta de pó no secador;
- proporcionamento, alimentação e mistura do ligante asfáltico com o agregado aquecido;
- estocagem, distribuição, pesagem e manuseio das misturas asfálticas produzidas.

Estocagem e manuseio dos materiais componentes das misturas asfálticas na área da usina

Os agregados devem ser manuseados e estocados de maneira a evitar contaminação e minimizar sua degradação e segregação. A área de estocagem deve ser limpa para a prevenção da contaminação do agregado. Deve ser também devidamente drenada para evitar acúmulo de umidade. Preferencialmente a estocagem de agregados deve ser feita em locais cobertos para evitar a ação de precipitação de águas – Figura 8.5.

O ligante asfáltico deve ser estocado em quantidade suficiente para manter a operação da usina de forma regular. Geralmente dois ou mais tanques são necessários, sendo um tanque abastecedor durante a usinagem e os demais de estocagem do ligante asfáltico. A Figura 8.6 apresenta um exemplo de tanque horizontal de ligante asfáltico.

Figura 8.5 Exemplo de estoques e silos cobertos para proteção dos materiais de uma usina gravimétrica

Figura 8.6 Exemplo de tanques horizontais para armazenamento com aquecimento de ligantes asfálticos de uma usina gravimétrica

O ligante asfáltico deve ser mantido fluido o suficiente para que possa se movimentar através dos dutos e ser utilizado na operação de usinagem. Para isso, os tanques devem possuir sistema de aquecimento através de circulação de óleo térmico ou elétrico. Nunca deve ser utilizado aquecimento através de chama em contato com o tanque ou seu conteúdo. Faz-se necessário uma atenção especial quanto às temperaturas de estocagem e

usinagem de ligantes asfálticos, pois quando superaquecidos esses materiais podem sofrer degradação térmica que por sua vez pode levar à perda das suas características aglutinantes. Na Tabela 8.1 estão indicadas, como exemplo de ordem de grandeza, faixas de temperaturas de estocagem e usinagem de alguns tipos de ligantes asfálticos e do agregado.

TABELA 8.1 EXEMPLO DE TEMPERATURAS DE ESTOCAGEM E USINAGEM DE ALGUNS LIGANTES ASFÁLTICOS E DO AGREGADO (ilustrativas)

Tipo de ligante	Temperatura de estocagem do ligante, máxima, ºC	Temperatura de usinagem, ºC	
		Ligante	Agregado
CAP – 50/70	160	150 – 155	160 – 165
Asfalto modificado por polímero SBS 45-70/55	170	160 – 165	170 – 175
Asfalto modificado por polímero SBS 45-70/60	175	165 – 170	175 – 180
Asfalto modificado por polímero SBS 45-70/70	180	170 – 175	180 –185
Asfalto modificado por 15,0% de borracha de pneus	185	170 – 180	180 – 185

Proporcionamento e alimentação do agregado frio no secador

O sistema de silos frios é um dos principais componentes de uma usina asfáltica. Ele recebe agregados frios, proporciona as diferentes frações granulométricas e conduz para o secador. São compostos por uma série de pelo menos quatro silos, que são carregados individualmente com frações de agregados provenientes da zona de estocagem, conforme mostra a Figura 8.7. Cuidados devem ser tomados a fim de evitar a mistura de frações granulométricas dos diferentes silos. Isto inclui o adequado dimensionamento da largura desses silos, a instalação de divisores verticais nos limites entre silos e o não sobrecarregamento dos mesmos.

Figura 8.7 Exemplo de sistema de silos frios

Portas localizadas no fundo de cada silo controlam as quantidades de cada fração de agregado a ser transportada ao secador através de correia transportadora. A Figura 8.8(a) mostra o controle no fundo de cada silo e a Figura 8.8(b) a correia transportadora de agregados para o secador.

(a) Controle no fundo dos silos frios

(b) Correia transportadora de agregados para o secador
(Foto: Ferreira, 2005)

Figura 8.8 Exemplo de controle de alimentação de agregados de um silo frio e correia transportadora de agregados para o secador

Secagem e aquecimento eficiente do agregado à temperatura apropriada

Os agregados devidamente proporcionados provenientes dos silos frios são conduzidos ao tambor secador onde são secos e aquecidos à temperatura adequada.

O secador é um cilindro rotatório com diâmetro entre 1,5m e 3,0m e comprimento entre 6,0m e 12,0m, dependendo da capacidade da usina. A Figura 8.9(a) mostra um exemplo de secador. O sistema possui um queimador de óleo ou gás numa extremidade e um ventilador de exaustão na outra – Figura 8.9(b).

(a) Sistema de aquecimento do secador
(Foto: Abdou, 2005)

(b) Secador de agregados com ventilador de exaustão

Figura 8.9 Exemplo de secador e sistema de aquecimento para secagem dos agregados

Há dois tipos básicos de secadores, diferenciados pela relação entre o fluxo de agregados e o fluxo de ar no seu interior.

Nos secadores de fluxo paralelo o agregado e o ar fluem na mesma direção, conforme a Figura 8.10. Nesses secadores o agregado frio é introduzido no secador na mesma extremidade onde existe o queimador e movimenta-se na direção da outra extremidade.

Nos secadores de contrafluxo o agregado e o fluxo de ar aquecido movimentam-se em direções opostas, conforme o esquema mostrado na Figura 8.11. As usinas asfálticas mais modernas são em sua grande maioria equipadas com secadores do tipo contrafluxo.

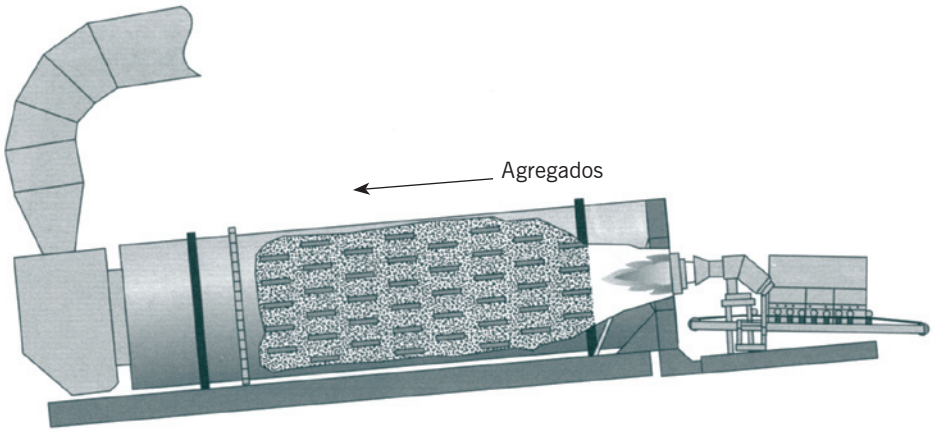


Figura 8.10 Secador de fluxo paralelo (Asphalt Institute, 1998)

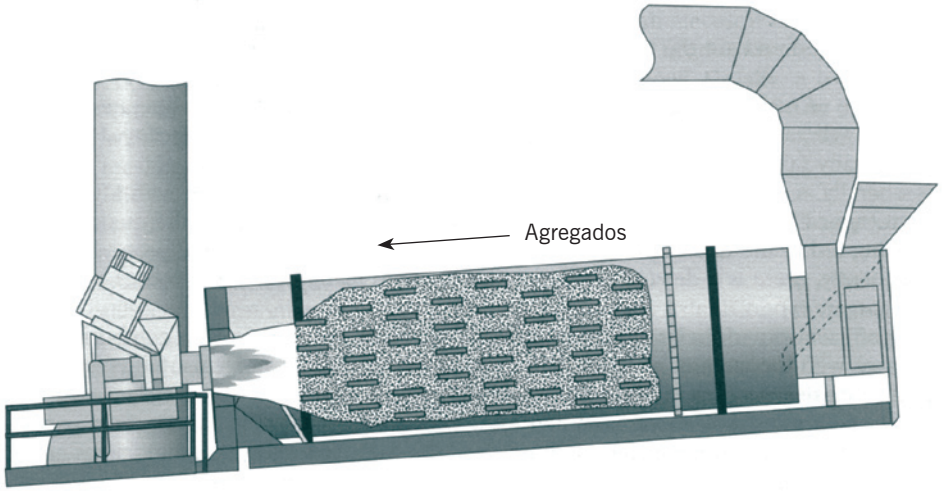


Figura 8.11 Secador de contrafluxo (Asphalt Institute, 1998)

Controle e coleta de pó no secador

O ar que flui através do secador carrega com ele gases de exaustão e pequena quantidade de partículas de pó do agregado. Essas partículas devem ser recolhidas antes que sejam descarregadas na atmosfera, por meio de um sistema de controle de emissões. Esse sistema é composto, na maioria das usinas de asfalto, por coletores de pó, primários e secundários. Eles são instalados no final do secador e filtram o ar que entra no queimador e o que sai no sistema de exaustão, conforme o esquema da Figura 8.12 e a foto de um exemplo do sistema na Figura 8.13 (existem outros fabricantes de usinas no país).

O coletor primário tem como função recolher as partículas maiores de pó contidas nos gases de exaustão. Os coletores primários mais usuais são a caixa de queda e o tipo ciclone. O coletor secundário filtra e recolhe as partículas de pó mais finas. Os coletores secundários mais usuais são o filtro de mangas e o de coleta úmida. O pó recuperado neste último não pode ser reincorporado à mistura asfáltica em produção.

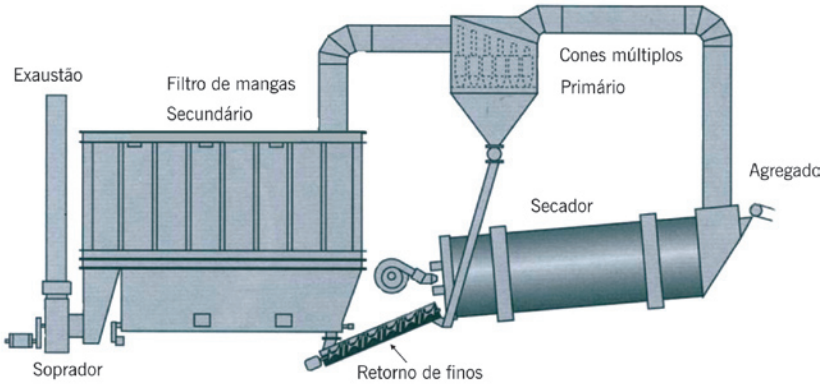


Figura 8.12 Esquema de coletores primário e secundário (Asphalt Institute, 1998)

Figura 8.13 Exemplo de sistema de coletores de pó
(Foto: Ciber Ltda)

Proporcionamento, alimentação e mistura do ligante asfáltico com o agregado aquecido

O processo de mistura do ligante asfáltico com o agregado varia de acordo com o tipo de usina de asfalto utilizado.

Na usina de produção por batelada ou gravimétrica, o agregado seco e aquecido proveniente do secador é transportado através de um elevador e passa por uma série de peneiras que o separa em várias frações granulométricas e que são depositadas nos silos quentes, conforme mostra o esquema da Figura 8.14. A Figura 8.15 mostra um exemplo de um elevador e os silos quentes.

Frações de agregados predeterminadas são pesadas e estocadas juntas em um depósito de pesagem. Deste depósito elas são transferidas a um misturador logo abaixo, onde são misturadas com o ligante asfáltico em proporção predeterminada. A Figura 8.16 ilustra o processo de mistura.

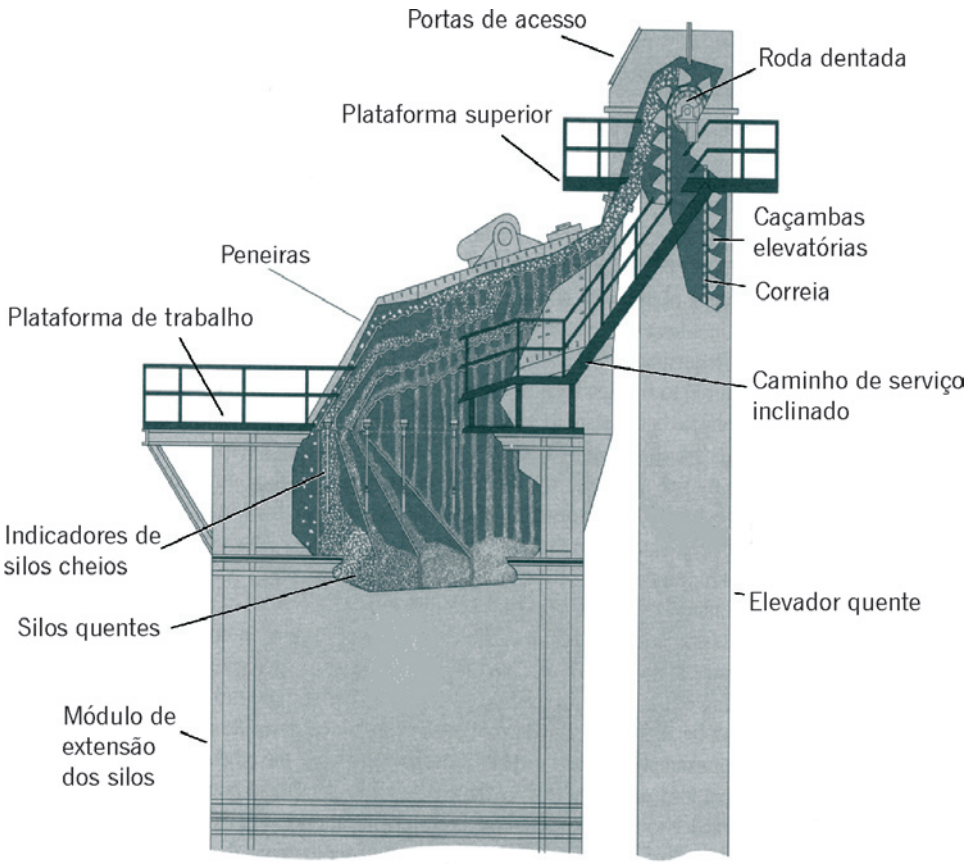


Figura 8.14 Esquema de unidade de peneiramento de usina asfáltica por batelada (Asphalt Institute, 1998)

Figura 8.15 Exemplo de um elevador de agregados aquecidos e silos quentes
(Foto: Abdou)

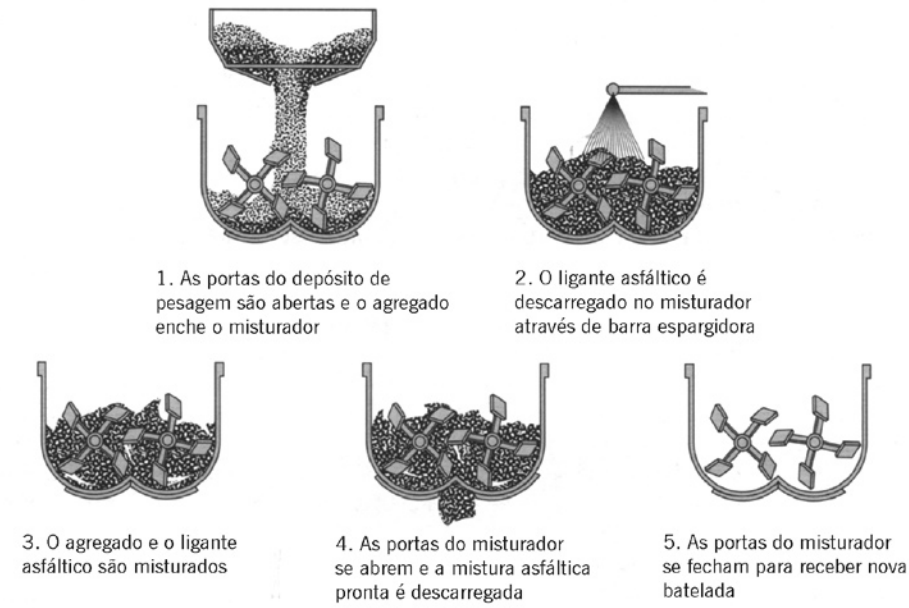


Figura 8.16 Esquema de produção de uma batelada de mistura asfáltica (Asphalt Institute, 1998)

Na usina de produção contínua, a mistura do ligante asfáltico com agregado é realizada no próprio tambor secador, após a secagem e aquecimento do agregado, num processo contínuo. O agregado entra na zona primária do tambor e é seco e aquecido pelo calor produzido pelo queimador. Movimenta-se então para a zona secundária onde o

ligante asfáltico é introduzido e vigorosamente misturado. Durante esse processo o controle efetivo da temperatura dos componentes da mistura asfáltica é fundamental para o seu desempenho futuro.

Dois são os tipos principais de tambores secadores e misturadores. No de fluxo paralelo, o agregado entra no tambor na extremidade do queimador e flui na mesma direção dos gases aquecidos. O ligante asfáltico é introduzido no último terço do tambor, juntamente com algum pó necessário à mistura asfáltica, conforme a Figura 8.17. No de contrafluxo o agregado entra na extremidade oposta ao queimador e flui na direção oposta aos gases aquecidos. O queimador é posicionado de modo que a injeção de ligante e a mistura deste com o agregado ocorram fora de sua zona de influência, conforme a Figura 8.18.

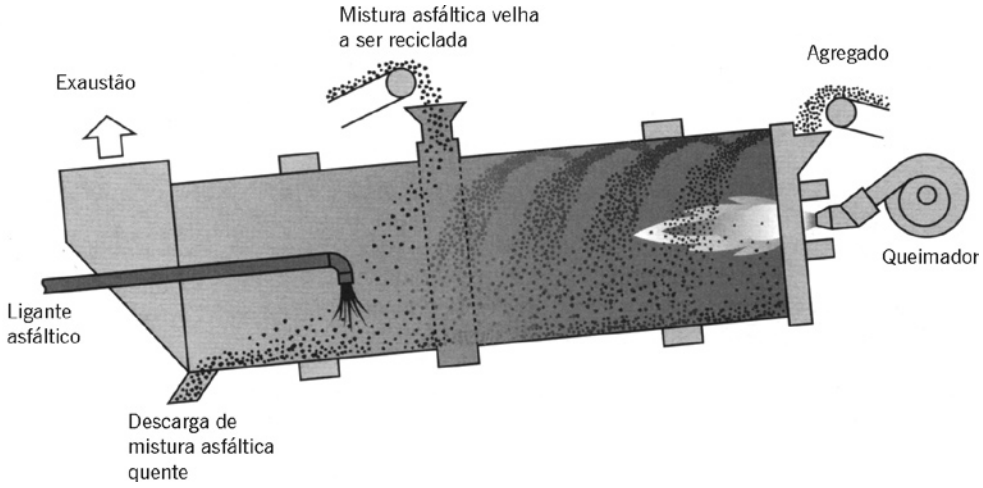


Figura 8.17 Esquema de tambor secador-misturador de fluxo paralelo em usina contínua (Asphalt Institute, 1998)

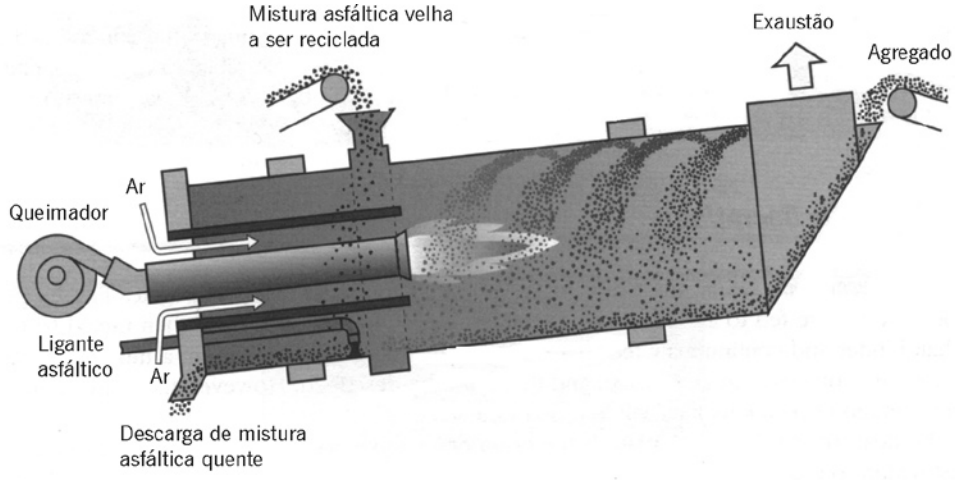


Figura 8.18 Esquema de tambor secador-misturador de contrafluxo de usina contínua (Asphalt Institute, 1998)

Esses tambores secadores das Figuras 8.17 e 8.18 admitem a introdução de material fresado para a sua reciclagem, devidamente afastado da chama para evitar danos.

Existem variantes dos dois tipos principais de tambores secadores e misturadores, como o de cilindro duplo onde o agregado é seco e aquecido em um tambor de contrafluxo e a mistura com o ligante asfáltico ocorre em um tambor de maior diâmetro que cobre dois terços do tambor interno. Há o sistema com tambor triplo de contrafluxo onde as fases de secagem, aquecimento e mistura são realizadas em três zonas distintas. E ainda o de tambor duplo, onde é utilizado um tambor de contrafluxo para secagem e aquecimento do agregado e um misturador rotatório no qual o ligante asfáltico e os finos são introduzidos e misturados.

Estocagem, distribuição, pesagem e manuseio das misturas asfálticas produzidas

A maioria das usinas asfálticas contínuas é equipada com silos de estocagem ou com depósitos de controle de produção das misturas asfálticas. Nesses, a prevenção de segregação da mistura asfáltica deve ser constante. Um sistema de pesagem deve ser conectado aos silos para controle de quantidade de mistura asfáltica a ser carregada em cada caminhão transportador.

8.2.3 Usinas para misturas a frio

As misturas dos agregados com emulsões asfálticas são realizadas em usinas que podem ser estacionárias ou móveis, com capacidade de produção de 30tf/h a 600tf/h. Essas usinas são mais simples por não terem necessidade de aquecimento nem do agregado, nem do ligante.

Geralmente as usinas estacionárias utilizadas são aquelas empregadas também para produzir misturas de solos, britas, solo-cimento etc. As de maior capacidade de produção possuem silos individuais para os agregados com comportas reguláveis, que descarregam os agregados em uma correia transportadora que os conduz ao misturador, onde é injetada a emulsão asfáltica na dosagem previamente estabelecida. A Figura 8.19 apresenta um exemplo de uma usina estacionária.

As usinas do tipo móvel são montadas sobre um chassi único e devido à sua funcionalidade podem ser colocadas em operação em poucas horas. Um exemplo de uma usina desse tipo está na Figura 8.20. Há vários fabricantes de usinas de misturas a frio no país.

8.3 TRANSPORTE E LANÇAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas são levadas ao local de execução do pavimento por meio de caminhões transportadores geralmente com báscula traseira. O número de caminhões necessário é determinado por alguns fatores tais como: a velocidade de produção da mistura asfáltica na usina; a distância de transporte; o tipo de tráfego no percurso e o tempo

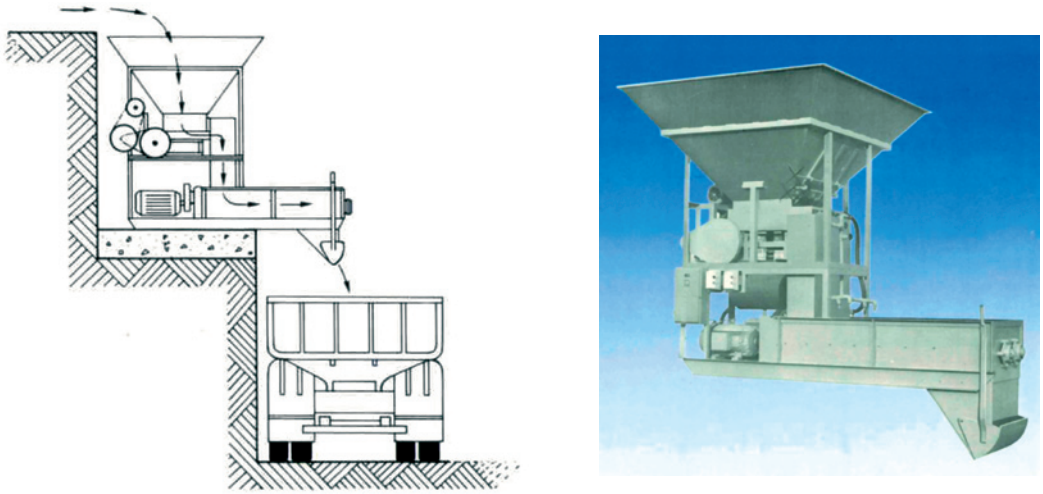


Figura 8.19 Exemplo de usina estacionária para produção de misturas a frio
(Fonte: Consmaq S.A.)

Figura 8.20 Exemplo de usina de pré-misturado a frio móvel
(www.ciber.com.br)

estimado para descarregamento. O número de caminhões necessários para manter constante o lançamento da mistura asfáltica na pista pode ser estimado considerando-se o tempo de ida e volta dividido pelo tempo de carregamento de cada caminhão mais um.

As principais razões que podem justificar a rejeição de cargas de mistura asfáltica transportadas para a obra, são:

- temperatura excessiva – o aquecimento em excesso da mistura é normalmente indicado por emanação de fumaça de coloração azul. A temperatura deve ser verificada imediatamente e se ultrapassar os limites especificados a carga deve ser rejeitada;
- temperatura baixa – a mistura asfáltica apresenta aspecto endurecido ou recobrimento irregular das partículas maiores do agregado. A temperatura deve ser verificada imediatamente e se for menor que os limites especificados a carga deve ser rejeitada;

- excesso de ligante asfáltico – a mistura asfáltica apresenta aparência de montes com picos abatidos na caçamba do caminhão e aspecto brilhante;
- falta de ligante asfáltico – a mistura asfáltica apresenta aspecto opaco, sem qualquer brilho e granular;
- mistura não-homogênea – são observados pontos onde o agregado encontra-se parcialmente recoberto e de aspecto opaco e pontos onde a mistura apresenta-se brilhante;
- excesso de agregado graúdo em relação ao projeto de dosagem – misturas asfálticas com excesso de agregado graúdo apresentam baixa trabalhabilidade e aparência granular após compactação;
- excesso de agregado miúdo – misturas asfálticas com excesso de agregado miúdo apresentam textura diferente daquelas com agregados apropriadamente graduados após compactação e aspecto de falta de ligante asfáltico;
- excesso de umidade – a liberação de vapor d'água durante o processo de descarregamento do caminhão transportador é indicativa de presença de umidade na mistura asfáltica. Essa apresenta aspecto brilhante e pode-se observar a formação de bolhas. A umidade em excesso faz com que a mistura asfáltica apresente comportamento como se tivesse ligante asfáltico em excesso;
- segregação – a segregação dos agregados da mistura asfáltica pode ocorrer em algum ponto antes da mistura ser lançada no local de execução da camada ou durante o processo de lançamento devido ao manuseio de maneira indevida. Sua causa deve ser corrigida na origem. A segregação pode ser potencializada pela graduação escolhida na dosagem (excesso de agregados graúdos) ou pela diferença de temperatura nos diversos componentes da massa asfáltica;
- contaminação – contato com substâncias indesejáveis normalmente devido à má limpeza das caçambas dos caminhões transportadores. Se verificada em pequena escala pode ser removida, caso contrário a carga deve ser rejeitada.

O lançamento de uma mistura asfáltica e o início de um serviço de compactação de uma camada de revestimento asfáltico devem ser precedidos por um planejamento onde são considerados detalhes importantes no processo, como por exemplo:

- continuidade e seqüência de operações;
- número de vibroacabadoras necessárias para a execução do serviço;
- número e tipos de rolos compactadores necessários;
- número de caminhões transportadores necessários;
- a cadeia de comando para dar e receber instruções;
- razões para possível rejeição de mistura asfáltica;
- condições climáticas e de temperatura;
- controle de tráfego.

Além da consideração desses detalhes, devem ser realizadas todas as preparações e inspeções necessárias para garantir seu sucesso. Normalmente os seguintes itens são verificados:

- superfície da base ou revestimento existente apropriadamente preparada (imprimação ou pintura de ligação executadas);
- plano de execução do serviço;
- sincronia apropriada de produção da mistura asfáltica, lançamento e compactação;
- equipamentos em boas condições e calibrados;
- meios para pesagem da mistura asfáltica;
- planejamento de amostragem e ensaios de controle.

A mistura asfáltica deve ser lançada em camada uniforme de espessura e seção transversal definidas, pronta para a compactação. O lançamento é realizado por vibroacabadoras que sejam capazes de executar camadas de menos de 25mm até aproximadamente 300mm de espessura, em larguras ajustáveis de acordo com o serviço. As velocidades de deslocamento são reguláveis e podem atingir até 20m/min.

As vibroacabadoras são compostas por duas unidades: a tratora e a de nivelamento.

A unidade tratora compreende o motor, as transmissões e os controles, o silo de carga com laterais basculantes, as barras alimentadoras, as roscas distribuidoras e o posto de condução. A unidade tratora é apoiada sobre um par de esteiras ou sobre pneus. Esta unidade tem como funções o deslocamento da vibroacabadora e o recebimento, condução e lançamento uniforme da carga de mistura asfáltica à frente da unidade de nivelamento.

A unidade de nivelamento é formada por uma mesa flutuante e vibratória ligada à unidade tratora por braços de nivelamento fixados através de articulações próximas à parte central do equipamento. Suas funções são nivelar e pré-compactar a mistura asfáltica sobre a superfície em que foi lançada, de acordo com especificações de geometria previamente definidas. As Figuras 8.21 e 8.22 apresentam tipos de vibroacabadoras e seus componentes e a Figura 8.23 mostra um exemplo de vibroacabadora.

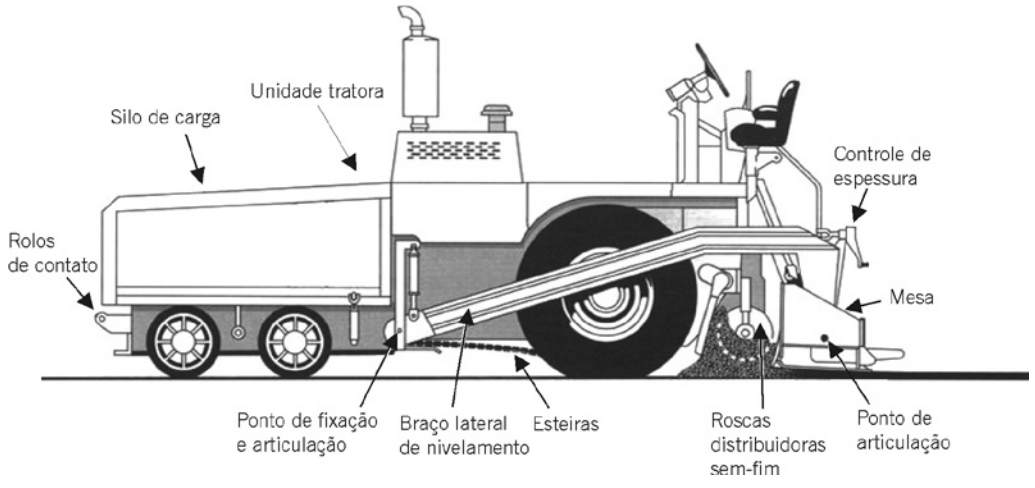


Figura 8.21 Esquema de componentes de uma vibroacabadora de pneus (Asphalt Institute, 1998)

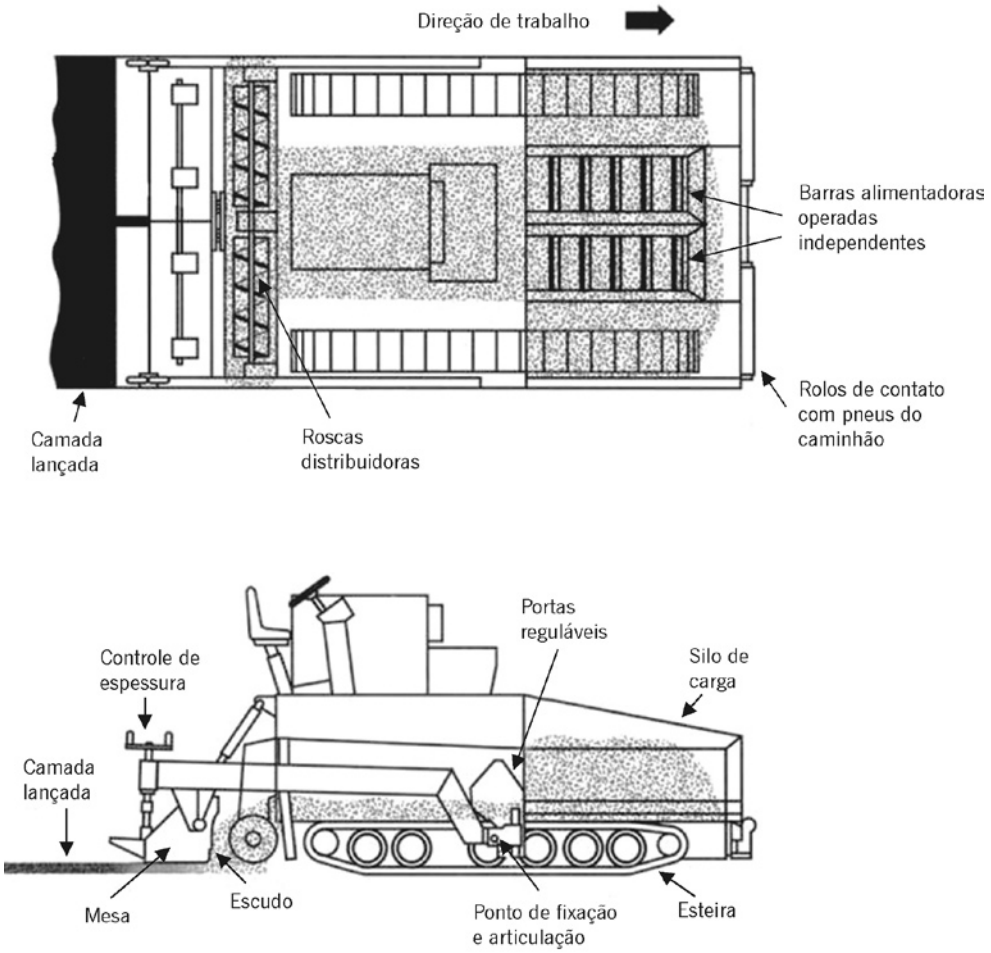


Figura 8.22 Esquema do fluxo de mistura asfáltica em uma vibroacabadora de esteiras (Asphalt Institute, 1998)

Figura 8.23 Exemplo de um tipo de vibroacabadora
(Foto: Ciber Ltda.)

8.4 COMPACTAÇÃO

A compactação de uma camada asfáltica de revestimento aumenta a estabilidade da mistura asfáltica, reduz seu índice de vazios, proporciona uma superfície suave e desempenada e aumenta sua vida útil. No país, a espessura máxima de mistura asfáltica compactada em uma única vez é de 100mm e está relacionada com a eficiência dos equipamentos de compactação disponíveis. Usualmente essas espessuras em uma única camada de compactação não ultrapassam 75 a 80mm.

Para que a compactação possa ser executada de maneira eficiente, duas condições fundamentais devem estar presentes: existência de confinamento ao compactar e temperatura adequada da mistura asfáltica.

O confinamento é adequado quando a mistura asfáltica a ser compactada é contida em todas as direções de modo que ela possa ser comprimida, estruturando os agregados e reduzindo o volume de vazios. Exemplo de excelentes condições de confinamento ocorre em laboratório quando uma mistura asfáltica é compactada no interior de um molde. O molde e o compactador confinam a mistura em todas as direções, e esta é compactada devido a não ser possível escapar da ação do esforço de compactação. No campo, a obtenção do confinamento adequado não é tão simples. Quando uma camada asfáltica é compactada, o confinamento a partir de baixo é obtido pela presença da camada subjacente, que deve ser estável. O confinamento na superfície é obtido pelo contato dos equipamentos de compactação durante sua execução. O confinamento lateral é interno, proveniente da mistura asfáltica circundante sendo compactada, que deve para isto ser resistente à fluência e ao escorregamento.

Misturas asfálticas com temperatura elevada tendem a fluir e deformar-se devido a maior lubrificação e menor ligação exercida pelo ligante asfáltico aquecido em excesso. Contrariamente, se a temperatura for muito baixa o ligante asfáltico torna-se plástico e pegajoso, dificultando a compressão da mistura e a obtenção de um estado mais denso. Cada mistura asfáltica tem uma faixa de temperatura de compactação própria, relacionada ao tipo de ligante asfáltico utilizado, conforme descrito no Capítulo 5. Geralmente é obtida maior eficiência na compactação quando se trabalha com temperaturas próximas do limite superior desta faixa.

A verificação se a compactação foi executada de forma apropriada é feita utilizando-se dois ensaios que determinam o grau de compactação (razão entre a massa específica aparente da mistura compactada e a massa específica aparente de projeto) e verificam a homogeneidade e a suavidade da superfície da camada compactada. A massa específica pode ser determinada de duas maneiras: pela remoção de corpos-de-prova da camada compactada e respectivas análises em laboratório, ou pela utilização de densímetros com fontes radioativas ou eletromagnéticas, conforme exemplos da Figura 8.24, que são posicionados sobre a superfície da camada, fornecendo em poucos segundos e automaticamente a densidade, que corresponde numericamente à massa específica da mistura asfáltica no local de posicionamento do equipamento. A suavidade (regularidade) e a

(a) Densímetro com fonte radioativa

(b) Densímetro eletromagnético

Figura 8.24 Exemplos de densímetros para determinação da massa específica *in situ*

homogeneidade da superfície são verificadas por meio de réguas ou equipamentos do tipo perfilômetros (Capítulo 9).

O processo de execução de uma camada asfáltica geralmente é compreendido por duas fases: a rolagem de compactação e a rolagem de acabamento. É na fase de rolagem de compactação que se alcança a densidade, a impermeabilidade e grande parte da suavidade superficial. Na rolagem de acabamento são corrigidas marcas deixadas na superfície da camada pela fase de rolagem anterior.

8.4.1 Tipos de rolos compactadores

Rolos compactadores estáticos

A compactação obtida por meio dos rolos estáticos é devida ao seu peso próprio. Em alguns rolos compactadores este peso pode ser aumentado pela utilização de lastros, que consiste em pesos adicionais inseridos dentro dos tambores. Três são os tipos de rolos compactadores estáticos: de pneus, em tandem liso e de três rodas liso. Com o rolo de pneus obtém-se um ajuste adicional pela possibilidade de variação da pressão dos pneus. Na Figura 8.25 são mostrados exemplos de rolo de pneus e rolo tandem liso. Há vários fabricantes e importadores no país.

Figura 8.25 Exemplos de rolo de pneus e rolo tandem liso

Rolos compactadores vibratórios

Os rolos vibratórios são compostos por um ou dois tambores de aço com pesos giratórios. Estes pesos são os responsáveis pela vibração dos tambores e criam forças dinâmicas que, somadas ao seu peso próprio, aumentam o esforço de compactação. Na Figura 8.26 é mostrado um rolo vibratório; ressalta-se que existem outros fabricantes ou importadores no país.

Figura 8.26 Exemplo de rolo vibratório

8.4.2 Técnicas de rolagem

A compactação eficiente é obtida a partir de uma correta escolha do padrão de rolagem a ser utilizado, conforme esquematizado na Figura 8.27. A figura apresenta a seqüência de rolagem (1 a 6) a partir de uma borda externa. Com isso é alcançada a uniformidade e a eficiência necessárias para se obter a densidade e a suavidade superficial de acordo com as especificações e com volume de produção adequado.

A escolha do padrão de rolagem adequado deve ser realizada através da execução de uma pista-teste com monitoramento de densidade por meio de densímetros. Nesta pista-teste devem ser definidos quatro parâmetros:

- número de passagens necessárias para uma cobertura da largura da faixa ou pista em execução;
- número de repetições necessárias para alcançar o grau de compactação de projeto;
- velocidade de rolagem;
- faixa de temperatura correta de aplicação e rolagem.

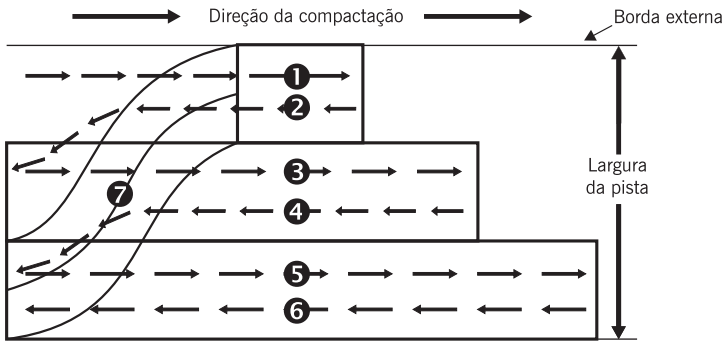


Figura 8.27 Exemplo de padrão de rolagem de uma camada de mistura asfáltica

Para determinar quantas passagens são necessárias para cobrir a largura da pista uma vez, deve-se comparar a largura do rolo de compactação a ser utilizado com a largura da pista, permitindo-se uma sobreposição mínima de 150mm, conforme a Figura 8.28, até metade da largura do rolo compactador.

Se existir mudança de inclinação transversal da pista no eixo longitudinal, o padrão mostrado na Figura 8.27 deverá ser modificado de forma a se ter o mesmo número de passagens em cada tramo inclinado, conforme a Figura 8.29.

Se a camada a ser compactada é espessa e não há confinamento lateral, para evitar o escorregamento lateral da mistura asfáltica no limite da camada, deve-se ajustar as passagens de maneira que a primeira seja realizada próxima dessa extremidade, mas a aproximadamente 300mm para conferir confinamento, conforme mostra a Figura 8.30.

Para obter-se uma compactação eficiente é necessário que a largura da pista seja coberta pelos rolos compactadores tantas vezes quantas forem necessárias para que o grau de compactação desejado seja atingido, sem que a temperatura da mistura asfáltica alcance valores abaixo do mínimo correspondente à faixa de trabalho. Para isto é necessário que os rolos compactadores trabalhem o mais próximo possível da vibroacabadora. São vários os fatores que influem na temperatura da mistura e determinam o tempo necessário de rolagem, conforme a Tabela 8.2.

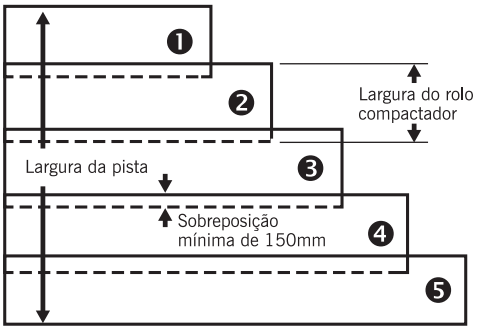


Figura 8.28 Definição do padrão de rolagem

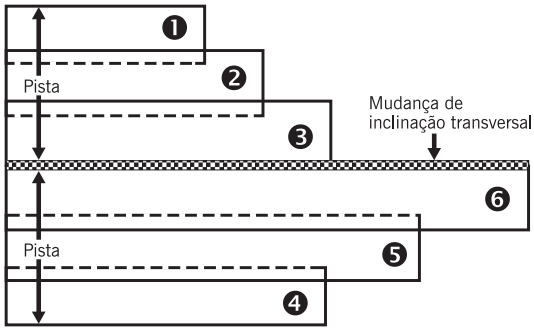


Figura 8.29 Esquema de padrão de rolagem em pista com mudança de inclinação transversal no eixo longitudinal

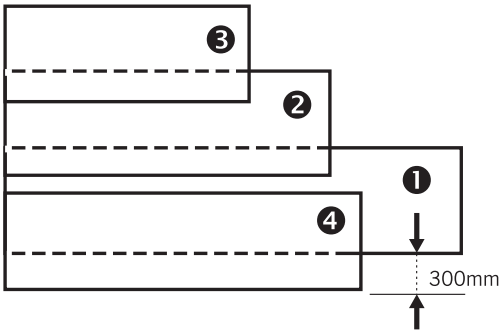


Figura 8.30 Esquema de padrão de rolagem em pistas com extremidade desconfinada

TABELA 8.2 FATORES QUE AFETAM O TEMPO DE ROLAGEM

Principais fatores que afetam o tempo de rolagem	Permite mais tempo	Permite menos tempo
Espessura da camada em execução	Espessa	Delgada
Temperatura da mistura em compactação	Alta	Baixa
Temperatura da superfície da camada subjacente	Alta	Baixa

A rolagem de compactação pode ser iniciada com rolos compactadores vibratórios ou rolos tandem lisos estáticos e em seguida são utilizados os rolos de pneus. Em algumas obras, inicia-se diretamente com os rolos de pneus. O número de rolos a serem utilizados deve ser o necessário para a obtenção do grau de compactação desejado, com a mistura asfáltica mantendo sua temperatura dentro da faixa de trabalho. A rolagem de acabamento é executada com rolos tandem lisos estáticos.

Na execução de camadas com misturas asfálticas com agregados de granulometria descontínua, a rolagem é realizada somente com o rolo tandem liso estático, pois é fundamental evitar a segregação durante o processo e também manter a estrutura pétrea desejada na camada compactada.

8.5 EXECUÇÃO DE TRATAMENTOS SUPERFICIAIS POR PENETRAÇÃO

A execução de tratamentos superficiais por penetração é realizada por meio da combinação de um caminhão espargidor, responsável pela distribuição do ligante asfáltico, com um distribuidor de agregados, conforme mostrado na Figura 8.31. O caminhão espargidor aplica o ligante asfáltico por meio de bicos espargidores instalados em uma barra transversal, que pode ser vista na Figura 8.31(a). É necessária a limpeza e a regulagem dos bicos antes do início de cada operação do caminhão espargidor, pois a uniformidade e a regularidade da aplicação do ligante são fundamentais no desempenho do revestimento executado.

Atualmente o equipamento mais indicado para esse tipo de serviço é o que está mostrado na Figura 8.32, que aplica o ligante asfáltico e o agregado, em seqüência, de forma homogênea e controlada, obtendo-se uma adequada uniformidade da camada executada. Para isso é necessário que o equipamento esteja devidamente ajustado para aplicar o ligante asfáltico e o agregado nas proporções definidas previamente e também calibrado adequadamente e com capacidade de operação uniforme de todos seus sistemas.

Normalmente os tratamentos superficiais por penetração são executados na forma invertida (Capítulo 4), conforme mostrado nas Figuras 8.33 e 8.34. Inicialmente deve ser feita uma varredura da pista (imprimada, no caso de aplicação sobre a base) para eliminar todas as partículas de pó. Em seguida é aplicado o ligante asfáltico e, imediatamente após, o agregado, ambos na quantidade indicada no projeto (Capítulo 5). A temperatura para aplicação do ligante é determinada em função da relação viscosidade-temperatura:

- para cimento asfáltico – 20 a 60SSF (segundos Saybolt-Furol);
- emulsão asfáltica – 20 a 100SSF, no caso de RR-1C e 100 a 250SSF, em se tratando da RR-2C.

(a) Aplicação do ligante

(b) Espalhamento do agregado

(c) Finalização: espalhamento do agregado

(d) Compressão

Figura 8.31 Exemplo das etapas de construção de um tratamento superficial
(Fotos: Franklin Chaves)

Geralmente os serviços de tratamento são realizados com emulsão do tipo RR-2C que pode ser modificada ou não por polímeros SBR ou SBS (Capítulo 2).

A compressão do agregado é realizada imediatamente após o seu lançamento na pista. Ela deve começar pelas bordas e progredir para o eixo, nos trechos em tangente e, nas curvas, deverá progredir sempre da borda mais baixa para a borda mais alta, sendo cada passagem do rolo recoberta na vez subseqüente em, pelo menos, metade da largura deste.

O número de passadas depende das características do rolo compressor, do substrato, do agregado e do ligante. É necessária uma avaliação subjetiva, por inspeção visual, do resultado da compressão de um trecho-teste para a determinação de qual o procedimento mais adequado de execução e o número ótimo de passadas do rolo. Como a compressão num tratamento superficial por penetração não é tão crítica como a compactação nas misturas asfálticas a quente, pode-se considerar que o número de passadas necessário deve ser tal que não se perceba mais o rearranjo significativo das

(a) Equipamento multidistribuidor

(b) Equipamento multidistribuidor em operação

(c) Detalhes dos sistemas de aplicação de ligante asfáltico e de agregado

(d) Sistemas de aplicação em operação

Figura 8.32 Exemplos de equipamento multidistribuidor para execução de tratamentos superficiais por penetração invertida
(Fotos: Romanelli S.A.)

partículas nem o sulcamento ou outra marcação pelo rolo compressor. Em agregados com baixa resistência à abrasão, faz-se necessária a limitação da compressão para evitar a quebra das partículas. O tipo de rolo a ser utilizado bem como a ordem de rolagem são geralmente recomendados na especificação de serviço do órgão responsável, podendo ser utilizados rolo tandem liso estático, rolo de pneu e/ou rolo conjugado. Após a compressão da camada, obtida a fixação ideal do agregado, faz-se uma varredura do material solto.

No caso de um tratamento superficial duplo executa-se a segunda camada de maneira idêntica à primeira. Em se tratando de um tratamento superficial triplo, o mesmo procedimento é repetido mais uma vez para a execução da terceira camada.

Pode-se aplicar uma capa selante sobre os tratamentos superficiais, sendo o ligante dessa capa quase sempre uma emulsão asfáltica, freqüentemente diluída com água. Em seguida à aplicação da emulsão, ela é coberta por agregado miúdo (areia ou pó-de-pedra) e realizada a compressão. Antes de aplicar o ligante, é aconselhável a passagem de

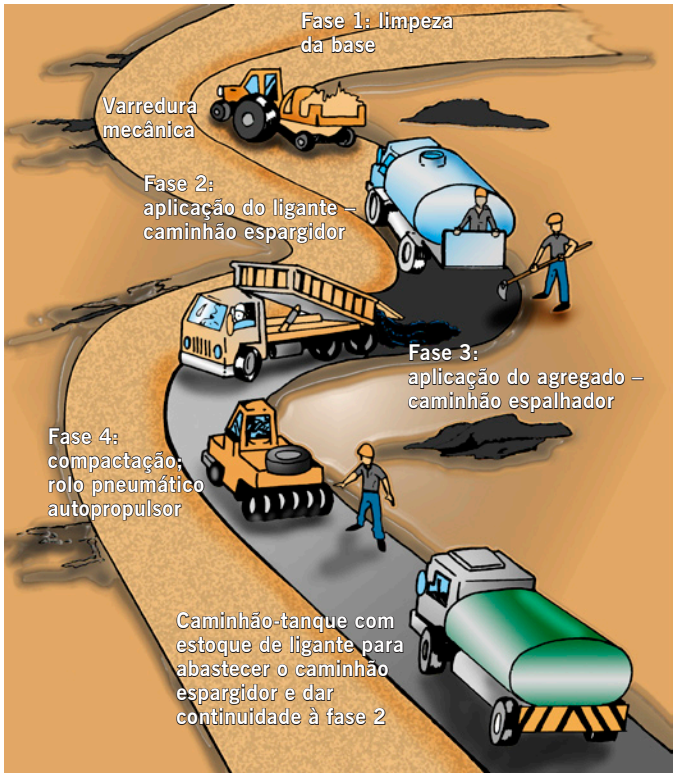


Figura 8.33 Seqüência esquemática de construção de um tratamento superficial
(Fonte: BR Distribuidora)

(a) Demarcação do início de aplicação de ligante asfáltico

(b) Caminhão espargidor

(c) Distribuição de camada de agregado

(d) Detalhe da distribuição de agregado

Figura 8.34 Exemplo de aplicação de tratamento superficial por penetração invertida
(Fotos: Betunel Koch S.A.)

vassoura de arrasto (sem contrapeso) sobre a última camada de agregado do tratamento, para melhor penetração da emulsão.

A liberação ao tráfego, no caso de se usar como ligante o cimento asfáltico, é permitida após o término da compactação. Quando se usa emulsão asfáltica como ligante, é aconselhável que a pista fique fechada até a ruptura e cura total desta, o que se dá em algumas horas.

8.6 EXECUÇÃO DE LAMAS E MICRORREVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

As lamas asfálticas são misturas de agregado miúdo, fíler (cal hidratada ou cimento Portland), água, aditivo (em casos específicos) e emulsão asfáltica. São aplicadas por usinas móveis como a da Figura 8.35, que possui depósitos para os constituintes, misturador e mesa ou caixa distribuidora. A Figura 8.36 apresenta dois exemplos de aplicação de lama asfáltica.

Assim como as lamas asfálticas, os microrrevestimentos a frio são misturas de agregado miúdo, fíler (cal hidratada ou cimento Portland), água, aditivo e emulsão asfáltica. A principal diferença entre ambos é o tipo de emulsão asfáltica utilizada: enquanto na lama asfáltica é utilizada uma emulsão de ruptura lenta convencional, no microrrevestimento a frio a emulsão deve ser de ruptura controlada modificada por polímero.

As usinas móveis para produção e aplicação de lama asfáltica geralmente não possuem depósito para armazenamento de aditivo controlador de ruptura. A mistura produzida com emulsão de ruptura lenta convencional não apresenta, necessariamente, um tempo preestabelecido para a ruptura da emulsão e cura da mistura, evaporação de toda a água e liberação ao tráfego, tempo este que pode ser de 4 a 6 horas.

No microrrevestimento a frio com emulsão de ruptura controlada, é necessária a utilização de aditivos retardadores que tem o propósito de evitar a ruptura prematura da

Figura 8.35 Exemplo de equipamento para produção e aplicação de lama asfáltica
(Foto: Romanelli S.A.)

Figura 8.36 Exemplos de aplicação de lama asfáltica
(Foto: Betunel Koch S.A.)

emulsão na caixa distribuidora ou aditivos aceleradores que são responsáveis em auxiliar na cura da mistura após a aplicação na pista. A usina móvel de microrrevestimento a frio difere da usina móvel de lama asfáltica pela presença de um depósito desses aditivos e de uma caixa distribuidora, dotada de uma rosca sem-fim com a função de levar a mistura de forma mais rápida aos pontos laterais da caixa – Figura 8.37.

Deve ser realizada uma regulagem prévia das taxas de cada componente da mistura de modo a assegurar o perfeito controle da dosagem dos materiais conforme projeto de laboratório (Capítulo 5). A mistura ocorre na seguinte seqüência:

a) O agregado cai do silo numa esteira que o leva até a parte de trás da usina móvel numa velocidade previamente estabelecida.
b) O fíler é dosado, numa taxa que geralmente varia de 0,5 a 1,5% sobre o total de agregado, logo antes do agregado cair no misturador (*pug-mill*), onde é adicionada a água já misturada com o aditivo (se necessário). A quantidade de água ideal é aquela na qual é obtida uma consistência uniforme da mistura de modo a facilitar a sua distribuição pela caixa. A quantidade de aditivo pode variar atingindo até 1,0%, dependendo das características da emulsão, agregado, temperatura de pista e condições climáticas.
c) Logo em seguida, após a total mistura dos componentes anteriores, é adicionada a emulsão convencional (no caso da lama asfáltica) ou modificada por polímeros (no caso do microrrevestimento a frio).
d) A mistura pronta cai numa caixa de distribuição que tem o objetivo de realizar, de forma contínua e homogênea, o espalhamento da mistura asfáltica sobre toda superfície a ser revestida. A largura da caixa de distribuição é regulável e varia de acordo com a largura da faixa de rolamento, algumas podendo chegar a até 4,0m.

Um tempo de mistura adequado deve ser aquele que permita que a mistura asfáltica seja conduzida do meio até os extremos da caixa distribuidora (trave) sem que ela rompa.

Após a distribuição da massa na pista o serviço está concluído, sendo necessário esperar a cura da mistura para que se possa liberar o tráfego. Esse período é denominado de tempo de cura ou liberação, podendo variar em geral de 1 a 3 horas.

O processo de cura se dá pela ação do calor e por reações físico-químicas que acontecem entre os emulsificantes e o agregado. Estes dois processos estimulam a liberação e evaporação da água do sistema, evento facilmente visualizado pela mudança na coloração da mistura aplicada, que passa de marrom (cor inicial) ao preto (cor final).

A espessura desses tipos de serviços varia entre 4 a 15mm, sendo que para espessuras superiores a 8mm recomenda-se sua aplicação em duas camadas.

Recomenda-se executar pintura de ligação somente sobre pavimentos bastante envelhecidos ou em concreto de cimento Portland. Essa pintura deve ser feita com emulsão de ruptura rápida diluída em água, na proporção de 1:3 em volume, respectivamente, e aplicada na taxa de 0,5 litros/m^2.

Geralmente a lama asfáltica ou o microrrevestimento a frio não são compactados. Caso isso seja necessário em áreas como estacionamentos, aeroportos e rodovias de alto volume de tráfego, recomenda-se o emprego de rolo pneumático de 10tf, com pressão de 50lb/in^2, equipado com sistema de aspersão de água e de limpeza dos pneus.

Os microrrevestimentos também podem ser a quente, consistindo de misturas de cimento asfáltico de petróleo e agregados, produzidas em usinas de asfalto e aplicadas utilizando-se vibroacabadora, exatamente como uma mistura a quente convencional discutida anteriormente, sendo utilizadas espessuras delgadas (10 a 25mm) e, por isso, recebendo esta denominação particular de microrrevestimento a quente.

É possível combinar técnicas consagradas, como o tratamento superficial, seguido de aplicação de microrrevestimento, gerando o que se denomina de *cape seal*, aplicada como uma solução técnica de recuperação estrutural (Capítulo 11). Em geral consiste de um tratamento superficial simples composto de pedrisco com diâmetro máximo de 12,5mm ou ½ polegada e emulsão asfáltica modificada por polímero do tipo RR-2C, sobre o qual se executa um microrrevestimento a frio ou lama asfáltica.

Foto: Romanelli S.A.

Foto: BR Distribuidora

Figura 8.37 Exemplos de equipamento e execução de microrrevestimento a frio

Na recuperação de revestimentos asfálticos com o *cape seal*, o tratamento superficial simples é responsável pela inibição da reflexão de pequenas trincas no pavimento existente, além de conferir características de flexibilidade e suporte ao sistema. O microrrevestimento a frio diminui o tempo para liberação ao tráfego (1,5 a 2 horas) e tem a função de reduzir a rugosidade excessiva do tratamento, promovendo uma característica ideal de macrotextura da superfície que garanta a segurança sem comprometer o conforto do usuário. Na Figura 8.38 estão apresentadas as etapas de execução de um serviço típico de *cape seal*.

(a) Aplicação do tratamento superficial simples

(b) Aplicação do microrrevestimento a frio

(c) *Cape seal* executado

Figura 8.38 Etapas da execução de *cape seal*
(Fotos: Greca Asfaltos S.A.)

8.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme foi mencionado na introdução do presente capítulo, o bom desempenho de revestimentos e de tratamentos superficiais asfálticos depende, entre outros aspectos, do uso de técnicas adequadas de produção, distribuição, execução e controle de execução das camadas asfálticas na pista.

Há vários anos vêm sendo produzidos e utilizados equipamentos com recursos que possibilitam o aprimoramento das técnicas envolvidas na execução. São usinas asfálticas com controles automatizados de fluxo de materiais, de pesagem e de temperaturas, vibroacabadoras capazes de conferir um lançamento de misturas asfálticas mais regular e uniforme e pré-adensadas, unidades capazes de executar tratamentos superficiais por penetração e microrrevestimentos de forma automatizada, equipamentos de compactação com eficiência aumentada e equipamentos que permitem o controle e o acompanhamento da evolução do grau de compactação de camadas durante a sua execução, e não apenas uma verificação posterior através de extração de corpos-de-prova.

O uso correto e o conseqüente bom desempenho destes equipamentos só é alcançado a partir do domínio pleno de seu funcionamento pelos operadores e de uma preocupação constante com manutenção e calibração de suas várias partes ou sistemas.

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

ABEDA – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO. *Manual básico de emulsões asfálticas*. Rio de Janeiro: ABEDA, 2001.

ANTOSCZEZEM JR., J.A.; MASSARANDUBA, J.C.M. *Contribuição ao estudo do comportamento de emulsões com polímero SBS e SBR em dosagens de microrrevestimento a frio*. Monografia. Universidade Tuiuti do Paraná. Curso de Especialização em Engenharia de Infra-Estrutura de Transporte Rodoviário, Curitiba, 2004.

ASPHALT INSTITUTE. *The asphalt handbook.* Manual Series n. 4 (MS-4). 1989.

_____. *HMA construction*. 2. ed. Manual Series n. 22 (MS-22). 1998.

DER-PR – DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ. *Manual de execução de serviços rodoviários*. Curitiba, 1991.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. *Especificações gerais para obras rodoviárias* – v. III/IV. Rio de Janeiro: DNER, 1997.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. ES 031: *pavimentos flexíveis*: *concreto asfáltico*. Rio de Janeiro, 2004.

FHWA – US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Crumb rubber modifier – Summary of practices in Arizona, California and Florida*. 1995.

GONTIJO, P.R.A. Vibroacabadoras de asfalto – princípios de funcionamento e de regulagem. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 7., 1984, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 1984. p. 15-36.

HUNTER, R.N. *Asphalts in road construction*. London: Thomas Telford Publishing, 2000.

LCPC – LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. *Les enduits superficiels et les routes économiques*. Paris: LCPC, 1989.

NAPA – NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *Rolling and compaction of asphalt pavement*. Riverdale: Napa, 1998.

SANTANA, H. *Manual de pré-misturados a frio*. 1. ed. Rio de Janeiro: IBP, 1993.

SHELL. *The Shell bitumen handbook*. 5. ed. London: Thomas Telford Publishing, 2003.

WAPA – WASHINGTON ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *The WAPA asphalt pavement guide*. Washington: WAPA, 2004.

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

8 TÉCNICAS EXECUTIVAS DE REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

Figura 8.1 Representação esquemática de uma usina asfáltica por batelada (Asphalt Institute, 1998) 374
Figura 8.2 Representação esquemática de uma usina asfáltica contínua (Asphalt Institute, 1998) 375
Figura 8.3 Exemplo de uma usina asfáltica por batelada ou gravimétrica 375
Figura 8.4 Exemplo de uma usina asfáltica contínua 375
Figura 8.5 Exemplo de estoques e silos cobertos para proteção dos materiais de uma usina gravimétrica 376
Figura 8.6 Exemplo de tanques horizontais para armazenamento com aquecimento de ligantes asfálticos de uma usina gravimétrica 376
Figura 8.7 Exemplo de sistema de silos frios 377
Figura 8.8 Exemplo de controle de alimentação de agregados de um silo frio e correia transportadora de agregados para o secador 378
Figura 8.9 Exemplo de secador e sistema de aquecimento para secagem dos agregados 378
Figura 8.10 Secador de fluxo paralelo (Asphalt Institute, 1998) 379
Figura 8.11 Secador de contra-fluxo (Asphalt Institute, 1998) 379
Figura 8.12 Esquema de coletores primário e secundário (Asphalt Institute, 1998) 380
Figura 8.13 Exemplo de sistema de coletores de pó 380
Figura 8.14 Esquema de unidade de peneiramento de usina asfáltica por batelada (Asphalt Institute, 1998) 381
Figura 8.15 Exemplo de um elevador de agregados aquecidos e silos quentes 382
Figura 8.16 Esquema de produção de uma batelada de mistura asfáltica (Asphalt Institute, 1998) 382
Figura 8.17 Esquema de tambor secador-misturador de fluxo paralelo em usina contínua (Asphalt Institute, 1998) 383
Figura 8.18 Esquema de tambor secador-misturador de contrafluxo de usina contínua (Asphalt Institute, 1998) 383
Figura 8.19 Exemplo de usina estacionária para produção de misturas a frio 385
Figura 8.20 Exemplo de usina de pré-misturado a frio móvel 385
Figura 8.21 Esquema de componentes de uma vibroacabadora de pneus (Asphalt Institute, 1998) 387
Figura 8.22 Esquema do fluxo de mistura asfáltica em uma vibroacabadora de esteiras (Asphalt Institute, 1998) 388
Figura 8.23 Exemplo de um tipo de vibroacabadora 388
Figura 8.24 Exemplos de densímetros para determinação da massa específica *in situ* 390
Figura 8.25 Exemplos de rolo de pneus e rolo tandem liso 390
Figura 8.26 Exemplo de rolo vibratório 391
Figura 8.27 Exemplo de padrão de rolagem de uma camada de mistura asfáltica 391
Figura 8.28 Definição do padrão de rolagem 392

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

Figura 8.29 Esquema de padrão de rolagem em pista com mudança de inclinação transversal no eixo longitudinal 392
Figura 8.30 Esquema de padrão de rolagem em pistas com extremidade desconfinada 392
Figura 8.31 Exemplo das etapas de construção de um tratamento superficial 394
Figura 8.32 Exemplos de equipamento multidistribuidor para execução de tratamentos superficiais por penetração invertida 395
Figura 8.33 Seqüência esquemática de construção de um tratamento superficial 396
Figura 8.34 Exemplo de aplicação de tratamento superficial por penetração invertida 396
Figura 8.35 Exemplo de equipamento para produção e aplicação de lama asfáltica 397
Figura 8.36 Exemplos de aplicação de lama asfáltica 398
Figura 8.37 Exemplos de equipamento e execução de microrrevestimento a frio 399
Figura 8.38 Etapas da execução de *cape seal* 400

Tabela 8.1 Exemplo de temperaturas de estocagem e usinagem de alguns ligantes asfálticos e do agregado (ilustrativas) 377
Tabela 8.2 Fatores que afetam o tempo de rolagem 393

9
Diagnóstico de defeitos, avaliação funcional e de aderência

9.1 INTRODUÇÃO

O objetivo principal da pavimentação é garantir a trafegabilidade em qualquer época do ano e condições climáticas, e proporcionar aos usuários conforto ao rolamento e segurança. Uma vez que o solo natural não é suficientemente resistente para suportar a repetição de cargas de roda sem sofrer deformações significativas, torna-se necessária a construção de uma estrutura, denominada pavimento, que é construída sobre o subleito para suportar as cargas dos veículos de forma a distribuir as solicitações às suas diversas camadas e ao subleito (Croney, 1977), limitando as tensões e as deformações de forma a garantir um desempenho adequado da via, por um longo período de tempo.

O desempenho adequado do conjunto de camadas e do subleito relaciona-se à capacidade de suporte e à durabilidade compatível com o padrão da obra e o tipo de tráfego, bem como o conforto ao rolamento e a segurança dos usuários. O desafio de projetar um pavimento reside no fato, portanto, de conceber uma obra de engenharia que cumpra as demandas estruturais e funcionais. Aliado a esses dois objetivos, o pavimento deve ainda ser projetado da forma mais econômica possível, atendendo as restrições orçamentárias.

Do ponto de vista do usuário, o estado da superfície do pavimento é o mais importante, pois os defeitos ou irregularidades nessa superfície são percebidos uma vez que afetam seu conforto. Quando o conforto é prejudicado, significa que o veículo também sofre mais intensamente as conseqüências desses defeitos. Essas conseqüências acarretam maiores custos operacionais, relacionados a maiores gastos com peças de manutenção dos veículos, com consumo de combustível e de pneus, com o tempo de viagem etc. Portanto, atender o conforto ao rolamento também significa economia nos custos de transporte. Modelos empíricos de desempenho mostram claramente a correlação entre a irregularidade e os custos operacionais (Geipot, 1981; Robinson, 1986). Esses modelos são empregados em planejamento e em gerência de pavimentos e de manutenção, tendo alguns sido desenvolvidos pela Pesquisa de Inter-relacionamento de Custos Rodoviários (Geipot, 1981), utilizados nos programas de gerência do HDM III (*The Highway Design and Maintenance-III)*, World Bank (1985), e também incorporados na nova versão IV (World Bank, 2000).

9.2 SERVENTIA

A avaliação funcional de um pavimento relaciona-se à apreciação da superfície dos pavimentos e como este estado influencia no conforto ao rolamento. O primeiro método estabelecido de forma sistemática para a avaliação funcional foi o da serventia de um dado trecho de pavimento, concebida por Carey e Irick (1960) para as pistas experimentais da AASHO (American Association of State Highway Officials, hoje AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials). O valor de serventia atual é uma atribuição numérica compreendida em uma escala de 0 a 5, dada pela média de notas de avaliadores para o conforto ao rolamento de um veículo trafegando em um determinado trecho, em um dado momento da vida do pavimento. Esta escala compreende cinco níveis de serventia, conforme expresso na Tabela 9.1, sendo também adotada no país pelo DNIT 009/2003-PRO (DNIT, 2003d).

TABELA 9.1 NÍVEIS DE SERVENTIA (DNIT, 2003d)

Padrão de conforto ao rolamento	Avaliação (faixa de notas)
Excelente	4 a 5
Bom	3 a 4
Regular	2 a 3
Ruim	1 a 2
Péssimo	0 a 1

Nos Estados Unidos a avaliação subjetiva de conforto ao rolamento do pavimento é denominada *present serviceability ratio* (PSR), correspondendo no Brasil ao valor de serventia atual (VSA) (DNIT, 2003d).

O VSA é, em geral, elevado logo após a construção do pavimento, quando bem executado pois este exibe uma superfície suave, praticamente sem irregularidades. A condição de perfeição, sem qualquer irregularidade (VSA = 5), não é encontrada na prática. Como exemplo, nas pistas experimentais da AASHO, na década de 1960, foram obtidos valores de serventia atual inicial de 4,2 para pavimentos asfálticos e de 4,5 para pavimentos de concreto de cimento Portland. Com o aprimoramento das técnicas construtivas, é possível obter nos dois tipos de pavimento valores iniciais mais próximos da nota 5. Portanto, o VSA, logo após o término da construção do pavimento, depende muito da qualidade executiva e das alternativas de pavimentação selecionadas.

O VSA do pavimento diminui com o passar do tempo por dois fatores principais: o tráfego e as intempéries. A forma da curva de serventia com tempo decorrido de utilização da via é mostrada esquematicamente na Figura 9.1.

Todos os veículos que passam pelo trecho são "registrados" na estrutura uma vez que cada passagem de carga contribui incrementalmente para o estado de deterioração do pavimento. Portanto, a superfície sofre alterações que deterioram seu estado de superfície e causam desconfortos crescentes aos usuários. Os veículos, principalmente os caminhões e ônibus, ao trafegarem sobre as irregularidades (depressões, corrugações, trilhas

de rodas, entre outras), têm sua carga estática acrescida devido a efeitos dinâmicos e que atuam por um período curto de tempo nas proximidades da irregularidade (Fernandes Jr. e Barbosa, 2000). Como ilustração desse efeito, a Figura 9.2 mostra a variação da carga dinâmica produzida por um eixo simples de rodas duplas com a carga legal estática de 100kN e por um eixo tandem duplo com a carga legal estática de 170kN, trafegando a 90km/h sobre um pavimento com elevada irregularidade. O aumento na magnitude de solicitação intensifica de forma não-linear a progressão dos defeitos, acentuando-os e provocando um aumento na irregularidade da superfície ou queda da serventia.

O clima contribui para a aceleração da deterioração do pavimento uma vez que a água da chuva pode provocar queda de capacidade de suporte. Como conseqüência, a estrutura ao ser solicitada pelo tráfego sofre maiores deslocamentos, provocando maiores danos estruturais e de superfície. O pavimento já trincado na superfície facilita a entrada de água. Com a evolução das trincas, o decréscimo do valor de serventia é ainda mais acentuado. A temperatura também afeta o comportamento dos materiais. O aumento

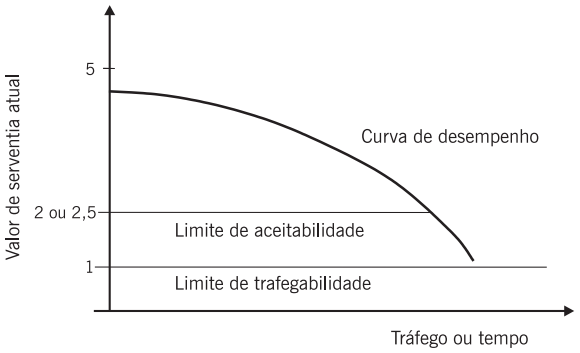


Figura 9.1 Variação da serventia com o tráfego ou com o tempo decorrido de utilização da via

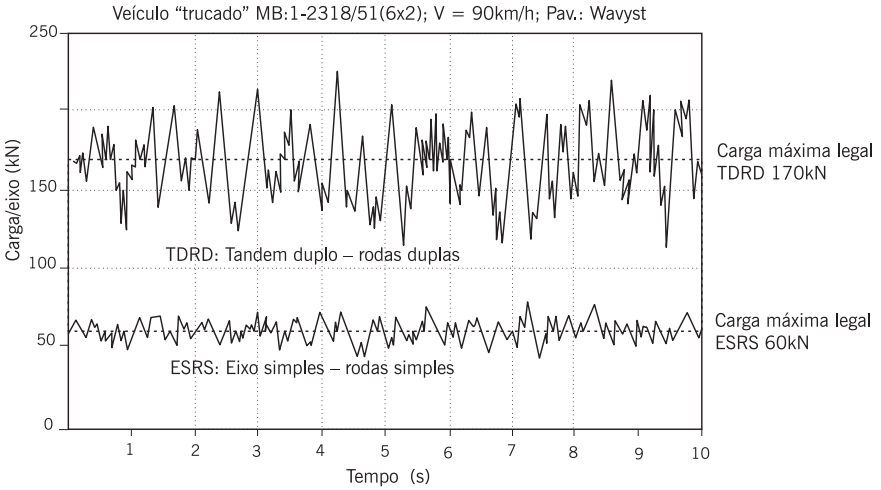


Figura 9.2 Variação da carga dinâmica de dois eixos legais trafegando em uma via com elevada irregularidade (Fernandes Jr. e Barbosa, 2000)

da temperatura reduz a viscosidade dos ligantes asfálticos e a resistência das misturas asfálticas às deformações permanentes. Temperaturas muito baixas podem provocar trincamento no revestimento asfáltico por retração e levam ainda ao seu enrijecimento que, se muito delgado, e construído sobre materiais muito deformáveis, fica mais suscetível ao trincamento por fadiga.

Na Figura 9.1 estão indicados dois limites: de aceitabilidade e de trafegabilidade. Para os usuários, há um limite de aceitabilidade das condições de rolamento do pavimento, abaixo do qual o nível de conforto passa a ser inaceitável; este limite depende da categoria da rodovia e do tráfego. O guia de dimensionamento de pavimentos norte-americano da AASHTO (1993) introduziu pioneiramente já na sua primeira versão da década de 1960, além do critério de resistência, também o critério de serventia para o cálculo das estruturas de pavimento. Esse método atribui como limite da aceitabilidade a nota 2,5 para vias de alto volume de tráfego e 2,0 para as demais. Na prática, sempre que o valor de serventia atual atinge este patamar, uma intervenção de manutenção corretiva deve ser realizada de modo a repor o índice a um valor superior – Figura 9.3. No período em que o pavimento apresenta VSA acima deste valor, deve-se realizar manutenção preventiva periódica de modo a prolongar o tempo em que o mesmo permanece em condição aceitável quanto ao rolamento. Caso não haja manutenção ou esta seja inadequada, o pavimento pode atingir o limite de trafegabilidade, situação na qual se torna necessária sua reconstrução. Este limite depende dos padrões estabelecidos, estando geralmente próximo ao valor de serventia atual de 1,0 – Figura 9.1.

Após manutenção corretiva, o valor de serventia eleva-se novamente podendo atingir valores menores, iguais ou maiores à serventia inicial do pavimento. Esta situação é representada na Figura 9.4 pelas letras A, B e C. Este novo valor depende do tipo de revestimento asfáltico, da espessura projetada e da qualidade executiva. Após a restauração do pavimento, a serventia volta a diminuir dependendo da estrutura original, do grau

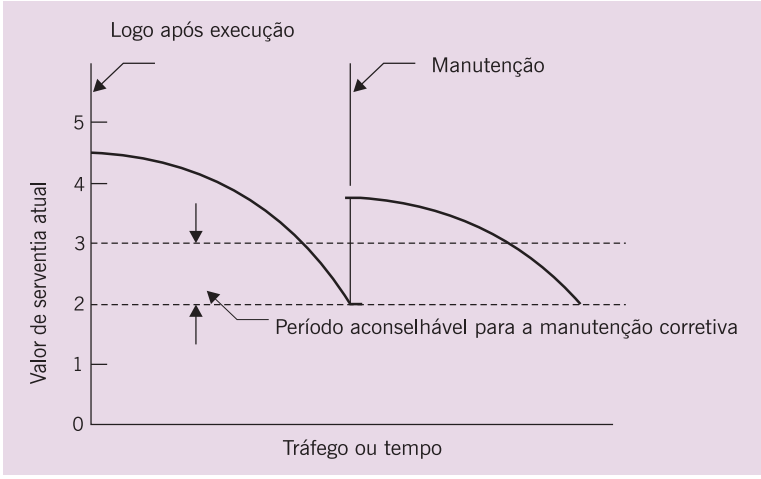


Figura 9.3 Período recomendável para a manutenção dos pavimentos

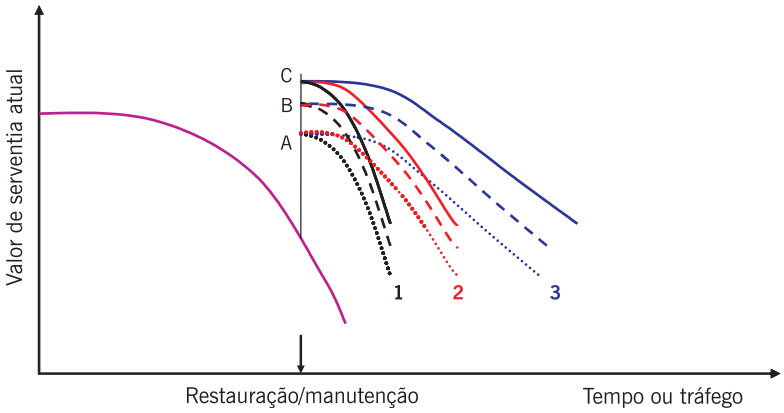


Figura 9.4 Período recomendável para a manutenção dos pavimentos

de deterioração em que se encontrava, e do tipo e espessura da camada de manutenção. Essas diferenças podem ser observadas no exemplo da restauração do tipo A, onde se destacam três diferentes curvas de serventia, denominadas pelos algarismos 1, 2 e 3.

A manutenção de um pavimento asfáltico não deve ser realizada tão-somente como correção funcional ou estrutural e próxima ao limite de aceitabilidade. É aconselhável um plano estratégico de intervenções periódicas, envolvendo também manutenção preventiva, de modo a garantir um retardamento do decréscimo das condições de superfície. Essas técnicas envolvem às vezes uma simples selagem de trincas ou execução de camadas asfálticas delgadas. Algumas técnicas de restauração são apresentadas no Capítulo 11. Serviços periódicos de conservação devem ser sempre realizados envolvendo técnicas reparadoras em locais específicos, como limpeza e preservação do sistema de drenagem, dos acostamentos e das áreas lindeiras à estrada.

9.3 IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

A irregularidade longitudinal é o somatório dos desvios da superfície de um pavimento em relação a um plano de referência ideal de projeto geométrico que afeta a dinâmica do veículo, o efeito dinâmico das cargas, a qualidade ao rolamento e a drenagem superficial da via. Existe um índice internacional para a medida da irregularidade, designado de IRI – *international roughness index* (índice de irregularidade internacional) que é um índice estatístico, expresso em m/km, que quantifica os desvios da superfície do pavimento em relação à de projeto. A Figura 9.5 mostra as faixas de variação do IRI em diversas situações (Sayers e Karamihas, 1998). O IRI tem sido utilizado como ferramenta de controle de obras e aceitação de serviços em alguns países.

A irregularidade longitudinal é medida ao longo de uma linha imaginária, paralela ao eixo da estrada e, em geral, coincidente com as regiões de trilhas de roda, podendo em alguns casos haver o interesse de melhor detalhar o perfil, levantando-o

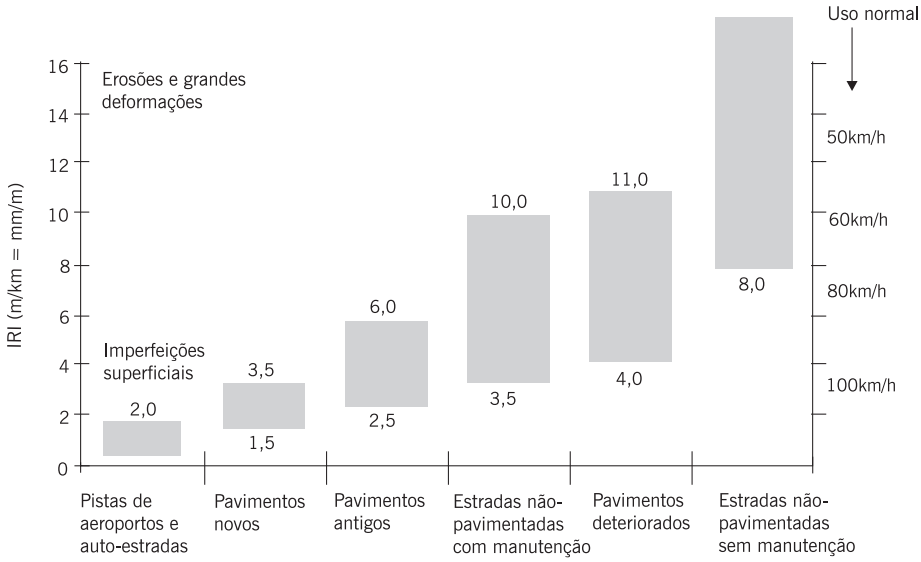


Figura 9.5 Diversas faixas de variação do IRI dependendo do caso e situação (Sayers e Karamihas, 1998)

em diversas linhas paralelas imaginárias. A linha de levantamento longitudinal possui uma largura variável de alguns milímetros a centímetros e depende do tipo de equipamento empregado.

Há mais de um século os técnicos procuram quantificar a qualidade de rolamento de seus pavimentos. Um dos primeiros equipamentos norte-americanos para tal finalidade foi o perfilógrafo; um dos exemplos é o perfilógrafo da Departamento de Transportes de Illinois, da década de 1920, que operava à baixa velocidade – Figura 9.6. Outro exemplo bastante conhecido é o perfilógrafo da Departamento de Transportes da Califórnia de 1958, que também operava com baixa velocidade.

O primeiro equipamento para a avaliação da irregularidade usado na pista da AASHO levou seu nome: AASHO *road test profilometer* – Figura 9.7. Para a avaliação mais extensiva das irregularidades, e não só para pesquisa, foi desenvolvido o perfilômetro CHLOE que também foi empregado nas pistas da AASHO e nos departamentos de transportes norte-americanos.

A irregularidade pode ser levantada com medidas topográficas ou por equipamentos medidores do perfil longitudinal com ou sem contato, ou ainda indiretamente avaliada por equipamentos do tipo "resposta", que fornecem um somatório de desvios do eixo de um veículo em relação à suspensão. Essa terminologia se deve ao fato desses equipamentos medirem mais o efeito da irregularidade nos veículos do que propriamente a irregularidade. Têm sido empregadas diversas classificações de equipamentos, dependendo do tipo e princípio utilizado para o levantamento. Segundo Sayers e Karamihas (1998), tem-se empregado largamente a seguinte classificação:

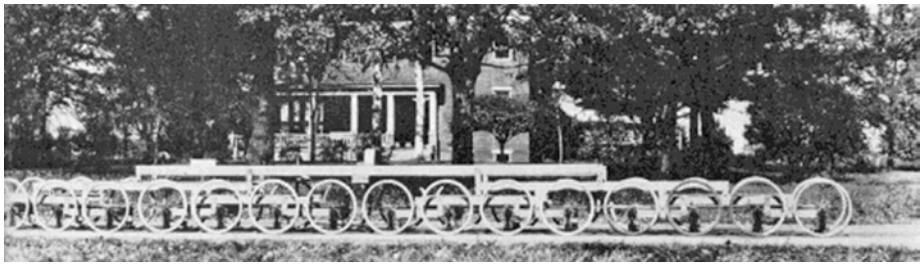
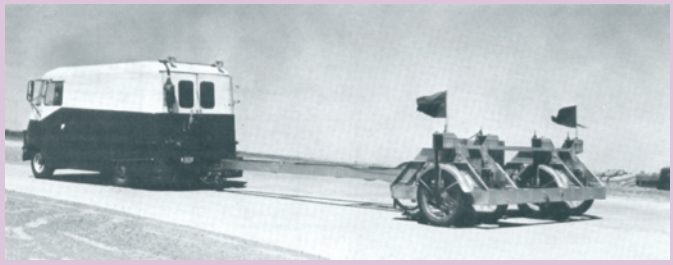
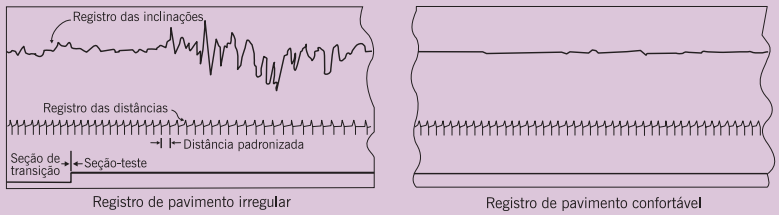


Figura 9.6 Perfilógrafo do Departamento de Transportes de Illinois (Carey, Huckins e Leathers, 1962)



(a) Perfilômetro empregado nas pistas experimentais da AASHO



(b) Exemplo de registro do perfil longitudinal com alta irregularidade

(c) Exemplo de registro do perfil longitudinal com baixa irregularidade

Figura 9.7 Perfilômetro da AASHO empregado inicialmente na avaliação de suas pistas experimentais (Carey, Huckins e Leathers, 1962)

- *avaliação direta*: por meio de equipamentos de classe I (nível e mira; Dipstick, perfilômetro do TRL etc.) e classe II (perfilógrafos, equipamentos com sensores a laser, APL francês etc.);
- *avaliação indireta*: equipamentos de classe III do tipo-resposta (TRL Bump integrator, Maysmeter, Merlin etc.).

A avaliação subjetiva da serventia realizada por um painel de avaliadores é classificada por alguns autores e órgãos como classe IV, uma vez que a serventia e a irregularidade se correlacionam.

Como classe I, tem-se o levantamento topográfico do perfil longitudinal feito por nível e mira (DNER-ES 173/86). O levantamento longitudinal é feito nas trilhas de roda externa e interna a cada 0,50m, geralmente. Trata-se de método relativamente lento e trabalhoso, sendo empregado para calibração de outros instrumentos de medida de irre-

gularidade de maior rendimento. A Figura 9.8 mostra um exemplo de uma plotagem de levantamento de irregularidade longitudinal efetuado pelo método topográfico.

O *dipstick* é um equipamento classe I também usado para calibração de trecho de referência por se tratar de um método manual de nivelamento de pequeno rendimento. Um operador caminha com o aparelho ao longo das trilhas de roda; o aparelho é girado 180º em torno do segundo ponto de apoio de modo que os dois apoios estão sempre em uma linha imaginária na longitudinal paralela ao eixo. O aparelho possui um inclinômetro instalado que fornece leituras da ordem de um milésimo de polegada. A Figura 9.9 mostra uma foto do equipamento portátil e um esquema de seu funcionamento.

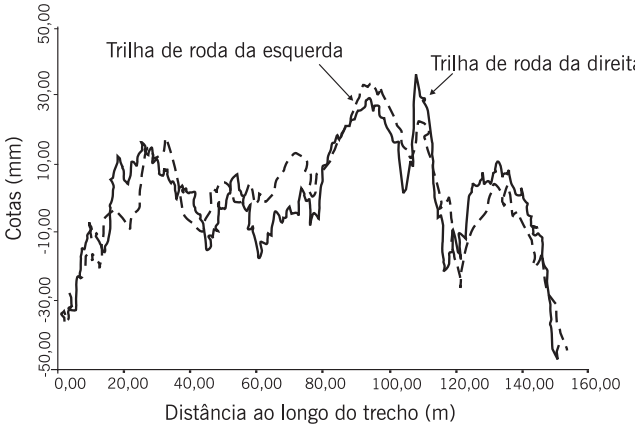
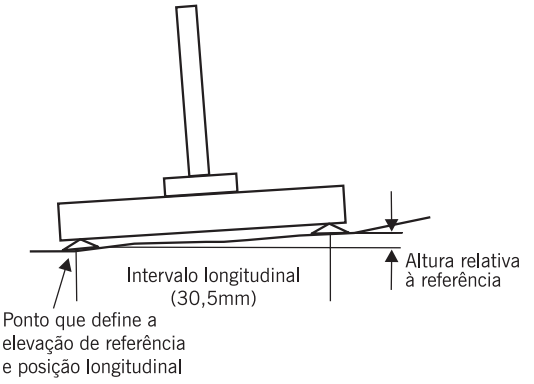


Figura 9.8 Exemplo de levantamento da irregularidade longitudinal por nível e mira (Queiroz, 1984)

(a) Equipamento
(Foto: Face Company – EUA)



(b) Esquema (Sayers e Karamihas, 1998)

Figura 9.9 Exemplo de equipamento *dipstick* e esquema de funcionamento

O APL – *analyseur de profil en long* (analisador de perfil longitudinal) francês foi desenvolvido pelo Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Laboratório Central de Pontes e Estradas) para medida de irregularidade. É um equipamento rebocável, podendo ser empregado um único equipamento ou dois paralelos, para o levantamento das

irregularidades nas trilhas de roda. O reboque é puxado por um braço muito rígido, com uma roda em contato com a superfície e possui um pêndulo inercial de baixa freqüência que serve como referência horizontal. A velocidade de levantamento é de 72km/h; são registrados comprimentos de onda entre 1 e 40m (comprimentos de onda que interferem nos veículos trafegando entre 80 e 130km/h). A Figura 9.10 mostra uma foto do equipamento francês classificado como de classe II.

Ainda na classe II, existem os equipamentos que fazem o levantamento do perfil longitudinal sem contato. Um exemplo de equipamento dessa classe é mostrado na Figura 9.11, que é o TUS – *transversoprofilomètre à ultrasons* que emprega ondas ultra-sônicas para levantamento da irregularidade.

A Figura 9.12 mostra outro tipo de equipamento sem contato que utiliza o princípio da onda de luz laser para as medidas de irregularidade. Na Figura 9.12(a) encontra-se uma foto do equipamento francês Palas 2 que utiliza um conjunto composto por diodo laser e uma câmera filmadora acoplada capaz de levantar 175 pontos de uma seção transversal com 4m de largura. Na Figura 9.12(b) mostra-se um equipamento brasileiro da mesma

Figura 9.10 Exemplo de equipamento APL francês
(Foto: Vectra, 2005)

Figura 9.11 Exemplo de equipamento munido de barra com ultra-som
(Foto: Vectra, 2005)

(a) PALAS 2 com laser e câmara filmadora digital
(Foto: LCPC, 2003)

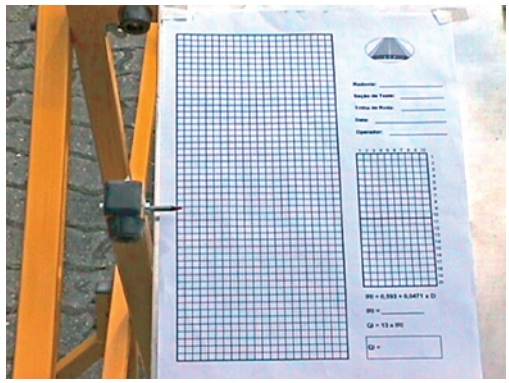
(b) Barra com vários lasers
(Foto: Cibermétrica, 2004)

Figura 9.12 Exemplos de equipamentos medidores de irregularidade de classe II

classe com uma barra contendo cinco lasers para o levantamento da seção transversal com até 3,5m de comprimento.

A avaliação da irregularidade pode ser feita por equipamento Merlin, de classe III, desenvolvido pelo Transport Research Laboratory (TRL) inglês, para ser utilizado em países em desenvolvimento (Cundill, 1991). Na atualidade são mais empregados para levantamento de pequenos trechos ou para calibração de trechos para os equipamentos tipo-resposta também de classe III. Trata-se de uma estrutura metálica com 1,80m de comprimento, munido de uma roda na parte dianteira, uma ponta de prova e um pé traseiro – assemelha-se a uma bicicleta sem a roda traseira – Figura 9.13(a). Anexada à ponta de prova, há uma haste capaz de registrar em uma folha de papel um gráfico condizente com os movimentos da ponta de prova na proporção de 1:10 (1mm de irregularidade : 10mm de registro) – Figura 9.13(b).

(a) Vista geral do equipamento
(Foto: Silva, 2005)



(b) Folha de registros
(Foto: Silva, 2005)

Figura 9.13 Exemplo de equipamento Merlin medidor de irregularidade

Há uma série de equipamentos tipo-resposta de classe III, muito difundidos e utilizados pela sua praticidade. São sistemas de simples operação e relativamente de baixo custo, com uma unidade sensora/transmissora que registra os movimentos da carroceria do veículo em relação ao eixo traseiro, por meio de um sistema sensível a uma fotocélula, e transmite essas vibrações do movimento a uma unidade de processamento. Um registrador mostra a contagem de movimentos verticais em um trecho de via de determinada extensão (em geral de 80 a 320m). Os registros são de QI (quociente de irregularidade). A Figura 9.14 mostra o princípio de funcionamento de equipamentos dessa natureza.

O Maysmeter é um equipamento medidor de irregularidade do tipo-resposta; foi utilizado no Brasil na Pesquisa do Inter-relacionamento de Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias que estudou extensivamente a irregularidade longitudinal dos pavimentos e sua relação com os custos operacionais; seus modelos foram introduzidos pelo Banco Mundial no Programa HDM III para gerência de rodovias e de manutenção de pavimentos. A medição de irregularidade pelo Maysmeter é normatizada no Brasil pelo DNIT (DNER-PRO 182/94).

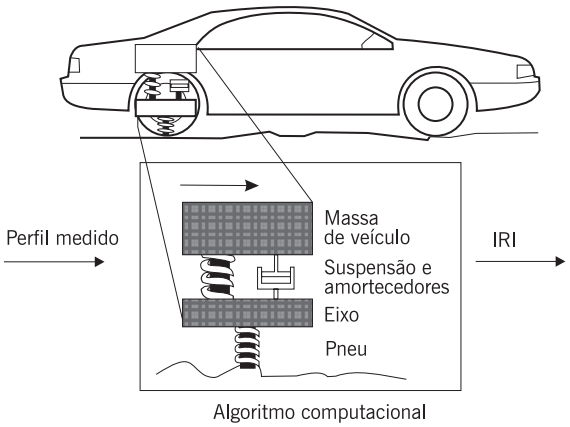


Figura 9.14 Princípio de funcionamento de equipamento tipo-resposta (Gillespie *et al.*, 1980)

Na década de 1980, dentro do mesmo conceito, foi concebido um equipamento pelo IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias e pela USP – Universidade de São Paulo, denominado integrador IPR/USP. O equipamento é composto por dois conjuntos: um sensor de deslocamentos vertical instalado no diferencial para ser sensibilizado pelo movimento vertical entre o chassi e o diferencial, e um quantificador de irregularidades digital. A medição de irregularidade pelo IPR/USP é normatizada no Brasil pelo DNIT (DNER-PRO 182/94 – DNER, 1994b). Os equipamentos tipo-resposta fornecem um valor de QI (quociente de irregularidade) que numericamente pode ser relacionado com o IRI através da seguinte expressão:

$$QI = 13 \times IRI \tag{9.1}$$

O DNER especifica o procedimento de calibração e manutenção dos equipamentos Maysmeter e do IPR/USP, (DNER-PRO 164/94 e PRO 229/94, DNIT 1994a, 1994c). Alguns estudos complementares foram realizados para ajuste dos procedimentos de calibração para projetos de vias e de redes rodoviárias, e ainda para controle de concessões (Bottura, 1998).

9.4 DEFEITOS DE SUPERFÍCIE

Os defeitos de superfície são os danos ou deteriorações na superfície dos pavimentos asfálticos que podem ser identificados a olho nu e classificados segundo uma terminologia normatizada (DNIT 005/2003-TER-DNIT, 2003a). O levantamento dos defeitos de superfície tem por finalidade avaliar o estado de conservação dos pavimentos asfálticos e embasa o diagnóstico da situação funcional para subsidiar a definição de uma solução tecnicamente adequada e, em caso de necessidade, indicar a melhor ou melhores alternativas de restauração do pavimento. Na gerência de pavimentos ou de manutenção, o

conjunto de defeitos de um dado trecho pode ser resumido por índices que auxiliem na hierarquização de necessidades e alternativas de intervenção.

9.4.1 Causas dos defeitos e importância do diagnóstico correto

Os defeitos de superfície podem aparecer precocemente (devido a erros ou inadequações) ou a médio ou longo prazo (devido à utilização pelo tráfego e efeitos das intempéries). Entre os erros ou inadequações que levam à redução da vida de projeto, destacam-se os seguintes fatores, agindo separada ou conjuntamente: erros de projeto; erros ou inadequações na seleção, na dosagem ou na produção de materiais; erros ou inadequações construtivas; erros ou inadequações nas alternativas de conservação e manutenção.

Os erros de projeto decorrem de diferentes fatores, muitos comumente relacionados à dificuldade de prever o tráfego real que atuará no período de projeto. Essa dificuldade advém da ausência de dados de tráfego local ou da falta de planejamento estratégico regional, o que leva ao desconhecimento das taxas de crescimento real. Também é difícil quantificar o volume de tráfego gerado por uso não previsto em projeto, tais como utilização como via alternativa pelo maior conforto ao rolamento ou por não ser cobrado o pedágio. Deve-se incluir nessas falhas de prognóstico a dificuldade de prever o excesso de carga, comumente praticado em muitas rodovias brasileiras não controladas por balança.

Ainda com relação ao projeto, podem ocorrer erros ou problemas no dimensionamento estrutural, tais como: incompatibilidade estrutural entre as camadas gerando fadiga precoce dos revestimentos (ex.: revestimento asfáltico com módulo de resiliência muito elevado – alta rigidez, e muito delgado sobre camadas muito resilientes ou deformáveis); especificação em projeto de material inexistente ou de difícil disponibilidade local, obrigando substituições incorretas durante a obra; concepção estrutural que permita aprisionamento de água na estrutura de pavimento e falhas no sistema de drenagem; ou mesmo subdimensionamento estrutural, seja por erro de projeto ou erro na previsão da capacidade de suporte dos materiais.

Quanto aos erros ou inadequações na seleção de materiais, na dosagem ou na produção de misturas, destacam-se alguns exemplos ilustrativos: seleção incorreta de solo para reforços do subleito ou para misturas; seleção imprópria de agregados e de graduação para compor bases e sub-bases, ou ainda revestimentos asfálticos; dosagem incorreta de materiais estabilizados com cimento ou cal; dosagem incorreta do teor de ligante asfáltico nas misturas asfálticas; variações de materiais e teores durante a usinagem; uso de temperatura inadequada na usinagem das misturas asfálticas, entre outros.

Entre os erros e problemas construtivos, destacam-se alguns exemplos: espessuras menores que as previstas em projeto; falta de compactação apropriada das camadas, causando deformações e afundamentos excessivos ou rupturas localizadas; técnica de compactação inadequada, com uso de equipamentos de baixa eficiência; compactação de misturas asfálticas em temperaturas inadequadas ou variabilidade de temperatura na massa asfáltica durante o processo de compactação; erros nas taxas de imprimação ou de pintura de ligação, entre outros.

As inadequações na seleção de alternativas de conservação e manutenção podem causar novos defeitos, como por exemplo: reforço de revestimento asfáltico delgado de rigidez elevada sobre pavimento muito trincado possibilitando a reflexão de trincas precocemente; tratamentos superficiais delgados para redução de irregularidade; restauração com revestimentos permeáveis sobre superfícies já muito trincadas, permitindo a entrada de água, entre outros.

Antes da adoção de qualquer alternativa de restauração ou aplicação de qualquer critério numérico ou normativo para cálculo de reforços, um bom diagnóstico geral dos defeitos de superfície é imprescindível para o estabelecimento da melhor solução. Portanto, para corrigir ou minimizar uma conseqüência (defeito), deve-se conhecer as prováveis causas que levaram ao seu aparecimento. Para tanto, recomenda-se: verificação *in situ* dos problemas de superfície, relações com as condições geométricas, dos taludes e de drenagem; levantamento de dados climáticos, de tráfego, de mapas geológicos, pedológicos ou geotécnicos; levantamento de memórias técnicas e de relatórios de projeto e de controle; e estabelecimento de um cenário global dos defeitos e sua relação com todos os dados observados e levantados.

9.4.2 Terminologia e tipos de defeitos

Para a classificação dos defeitos, utiliza-se a norma DNIT 005/2003 – TER: *Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos: terminologia*.

Os tipos de defeitos catalogados pela norma brasileira e que são considerados para cálculo de indicador de qualidade da superfície do pavimento (IGG – Índice de Gravidade Global) são: fendas (F); afundamentos (A); corrugação e ondulações transversais (O); exsudação (EX); desgaste ou desagregação (D); panela ou buraco (P); e remendos (R).

As **fendas** são aberturas na superfície asfáltica e podem ser classificadas como *fissuras*, quando a abertura é perceptível a olho nu apenas à distância inferior a 1,5m, ou como *trincas*, quando a abertura é superior à da fissura. As fendas representam um dos defeitos mais significativos dos pavimentos asfálticos e são subdivididas dependendo da tipologia e da gravidade.

A gravidade é caracterizada por *classe 1* (fendas com abertura não superior a 1mm), *classe 2* (fendas com abertura superior a 1mm), e *classe 3* (fendas com abertura superior a 1mm e desagregação ou erosão junto às bordas).

Quanto à tipologia, as trincas *isoladas* podem ser: transversais curtas (TTC) ou transversais longas (TTL), longitudinais curtas (TLC) ou longitudinais longas (TLL), ou ainda de retração (TRR). As trincas *interligadas* são subdivididas em: trincas de bloco (TB) quando tendem a uma regularidade geométrica, ou ainda (TBE) quando as trincas de bloco apresentam complementarmente erosão junto às suas bordas; ou trincas tipo couro de jacaré (J) quando não seguem um padrão de reflexão geométrico de trincas como as de bloco e são comumente derivadas da fadiga do revestimento asfáltico, ou ainda (JE) quando as trincas tipo couro de jacaré apresentam complementarmente erosão junto às suas bordas.

Outro defeito importante são os **afundamentos** derivados de deformações permanentes seja do revestimento asfáltico ou de suas camadas subjacentes, incluindo o subleito.

Os afundamentos são classificados como: afundamento por consolidação (AC), quando as depressões ocorrem por densificação diferencial, podendo ser localizado (ALC) quando a extensão não supera 6m, ou longitudinal nas trilhas de roda (ATC) no caso que exceda 6m de extensão; ou afundamentos plásticos (AP), quando as depressões são decorrentes principalmente da fluência do revestimento asfáltico, podendo ser localizado (ALP) ou longitudinal nas trilhas de roda (ATP). Em geral, neste último tipo de afundamento, há certa compensação volumétrica, com solevamento da massa asfáltica junto às bordas do afundamento.

As **corrugações** (O) são deformações transversais ao eixo da pista, em geral compensatórias, com depressões intercaladas de elevações, com comprimento de onda entre duas cristas de alguns centímetros ou dezenas de centímetros. As **ondulações** (O) são também deformações transversais ao eixo da pista, em geral decorrentes da consolidação diferencial do subleito, diferenciadas da corrugação pelo comprimento de onda entre duas cristas da ordem de metros. Ambas são classificadas pela letra (O) na norma brasileira, embora sejam decorrentes de fenômenos diferentes.

A **exsudação** (EX) é caracterizada pelo surgimento de ligante em abundância na superfície, como manchas escurecidas, decorrente em geral do excesso do mesmo na massa asfáltica.

O **desgaste** (D) ou ainda **desagregação** decorre do desprendimento de agregados da superfície ou ainda da perda de mástique junto aos agregados.

A **panela** (P) ou **buraco** é uma cavidade no revestimento asfáltico, podendo ou não atingir camadas subjacentes. O **escorregamento** (E) é decorrente de fluência do revestimento asfáltico.

O **remendo** (R) é um tipo de defeito apesar de estar relacionado a uma conservação da superfície e caracteriza-se pelo preenchimento de panelas ou de qualquer outro orifício ou depressão com massa asfáltica.

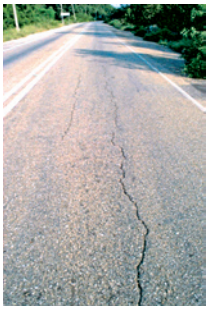
Outros defeitos, apesar de não acarretarem prejuízo nos indicadores do tipo IGG, são também importantes e devem ser considerados para uma análise da solução de restauração: escorregamento do revestimento asfáltico, polimento de agregados, bombeamento de finos, trincas distintas das anteriores como trincas de borda próximas aos acostamentos e parabólicas, falhas do bico espargidor, desnível entre pista e acostamento, marcas impressas na superfície – marcas de pneus, empolamento ou elevações por expansão ou raízes de árvores, entre outros.

São ilustrados nas Figuras 9.15 a 9.20 alguns tipos dos defeitos de superfície citados e que serão considerados para o cálculo do IGG, além de alguns exemplos de defeitos não considerados pela especificação brasileira, mas que a observação e anotação de sua ocorrência auxiliarão na solução ou minimização de problemas futuros. A cada tipo de defeito são associadas algumas causas prováveis para seu aparecimento na superfície. O importante a ser ressaltado é que o diagnóstico da situação geral, envolvendo a compreensão das causas dos defeitos é a etapa mais importante do levantamento da condição funcional para fins de projeto de restauração ou de gerência de manutenção.

DEFEITOS

ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS

(a) Trincas isoladas curtas longitudinais (TLC)



(b) Trincas longitudinais longas (TLL)

(a) TLC: falhas na execução, na temperatura de compactação ou mesmo na dosagem da mistura asfáltica. Envelhecimento de ligante asfáltico

(b) TLL: falhas executivas, recalques diferenciais. Podem também aparecer junto à trilha de roda ou como falha de juntas longitudinais de diferentes frentes de compactação. Envelhecimento do ligante asfáltico

(c) Trinca de retração (TRR)

(d) Trinca de retração (TRR)

(c) e (d) TRR: trincas decorrentes da reflexão de trincas de placas de concreto de cimento Portland ou de trincas preexistentes

(e) Trincas de bloco com erosão (TBE)

(f) Trincas de bloco sem erosão (TB)

(e) TBE: trincas de bloco em tratamento superficial decorrentes de reflexão de trincas em solo-cal da base, com erosão junto às bordas

(f) TB: trincas de bloco decorrentes de reflexão das trincas em solo-cimento da base

Figura 9.15 Fendas

DEFEITOS		ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS
(g) Trincas tipo couro de jacaré com erosão (JE)	(h) Trincas tipo couro de jacaré (J)	(g) e (h) JE e J – várias causas podem gerar o trincamento jacaré, entre elas: ação da repetição de cargas do tráfego; ação climática – gradientes térmicos; envelhecimento do ligante e perda de flexibilidade seja pelo tempo de exposição seja pelo excesso de temperatura na usinagem; compactação deficiente do revestimento; deficiência no teor de ligante asfáltico; subdimensionamento; rigidez excessiva do revestimento em estrutura com elevada deflexão; reflexão de trincas de mesma natureza; recalques diferenciais; entre outros. Podem aparecer em trilhas de roda, localizadamente, junto às bordas ou de forma generalizada
(i) Conjunto de trincas longitudinais longas	(j) Trinca de retração térmica	(i) Trincas decorrentes da ação de umedecimento da base por infiltração de água pelos acostamentos não protegidos e ação conjunta do tráfego (j) Trinca de retração térmica em ambientes sujeitos a baixas temperaturas

Figura 9.15 Fendas (continuação)

DEFEITOS

ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS

(a) Afundamento por consolidação em trilha de roda (ATC)

(b) Afundamento por consolidação localizado (ALC)

(a) ATC: afundamento decorrente de densificação ou ruptura por cisalhamento de camadas subjacentes ao revestimento; pode também ocorrer por descolamento de película de asfalto junto ao agregado (*stripping*); em geral desenvolvem-se trincas dentro das trilhas de roda ou à sua borda. Em geral sem compensação volumétrica lateral, a não ser em alguns casos de ruptura por cisalhamento

(b) ALC: problemas ou deficiências construtivas, falhas de compactação, presença de solo "borrachudo"; problemas de drenagem; rupturas por cisalhamento localizadas; em geral desenvolvem-se trincas nas depressões

(c) Afundamento plástico nas trilhas de roda (ATP)

(d) Escorregamento de massa (E)

(c) ATP: falha na dosagem de mistura asfáltica – excesso de ligante asfáltico; falha na seleção de tipo de revestimento asfáltico para a carga solicitante; em geral com solevamento lateral – compensação volumétrica junto à depressão

(d) E: Escorregamento de massa asfáltica por fluência decorrente de excesso de ligante; em geral junto às depressões localizadas, às trilhas de roda e às bordas de pavimentos

Figura 9.16 Afundamentos e escorregamentos

DEFEITOS

ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS

(a) Escorregamento do revestimento (E)

(b) Corrugação (O)

(a) E: escorregamento do revestimento asfáltico por falhas construtivas e de pintura de ligação; difere do escorregamento de massa por fluência do subitem (d) anterior

(b) O: corrugação devido à fluência da massa asfáltica – comprimento de onda da ordem de centímetros a dezenas de centímetros; em geral ocorre em área de aceleração ou desaceleração, rampas sujeitas ao tráfego de veículos pesados e lentos, curvas, entre outros locais. Não se deve confundir com a ondulação causada por adensamento diferencial do subleito que provoca comprimentos de ondas da ordem de metros

(c) Exsudação (EX)
(Foto: Moura, 2004)

(d) Detalhe de exsudação (EX)

(c) e (d) EX: falhas de dosagem provocando excesso de ligante em alguns pontos ou de maneira generalizada; pode ocorrer por segregação de massa, com concentração de ligante em alguns pontos e falta em outros; ou ainda por cravamento de agregados em base e ascensão de ligante à superfície

Figura 9.17 Escorregamento, corrugação e exsudação

DEFEITOS

ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS

(a) Desgaste (D)

(b) Desagregação (D)

(a) e (b) D: falhas de adesividade ligante-agregado (*stripping*); presença de água aprisionada e sobrepressão em vazios da camada de revestimento gerando descolamento de ligante (*stripping*); problemas de dosagem – deficiência no teor de ligante; falhas de bico em tratamentos superficiais; problemas executivos ou de projeto de misturas – segregação de massa asfáltica

(c) Deslocamento e perda de agregados

(c) D: problemas na adesividade ligante asfáltico-agregado provocando o descolamento e remoção dos agregados pelo tráfego; agregados com baixa resistência mecânica ou química

(d) Polimento de agregado

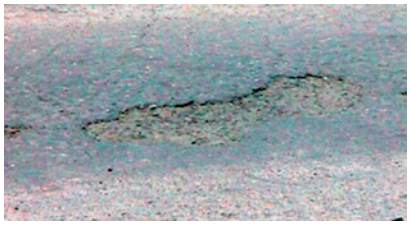
(d) Seleção deficiente de agregados – problemas de adesividade somados à potencialidade de polimento das superfícies dos agregados pela ação dos pneus de veículos

Figura 9.18 Desgaste, desagregação, polimento de agregados

DEFEITOS

ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS

(a) Panela atingindo a base (P)



(b) Panela (P)
(Foto: Silva, 2003)

(a) e (b) P: local onde havia trincas interligadas e com a ação do tráfego e intempéries houve remoção do revestimento ou mesmo de parte da base; falha construtiva – deficiência na compactação, umidade excessiva em camadas de solo, falha na imprimação; desagregação por falha na dosagem, *stripping* ou ainda segregação. Na foto (b): falha na pintura de ligação em camadas de revestimento causando o destacamento ou "despelamento"

(c) Remendo mal executado (R)

(d) Remendo bem executado (R)

(c) e (d) R: preenchimento de depressões ou panelas com massa asfáltica; apesar de ser uma atividade de conservação é considerado um defeito por apontar um local de fragilidade do revestimento e por provocar danos ao conforto ao rolamento. Na foto (d) consta uma conservação bem executada; na foto (c), demonstra-se falta de técnica para reparos

Figura 9.19 Panelas e remendos

DEFEITOS

ALGUMAS CAUSAS PROVÁVEIS

(a) Segregação

(a) Concentração de agregados em uma área e de mástique em outras, resultado da deficiência de ligante em alguns locais e excesso em outros; problemas na definição de faixa granulométrica da mistura, problemas de usinagem, problemas diferenciais de temperatura de distribuição e compactação. Pode ser classificado como desgaste (D)

(b) Bombeamento de finos

(b) Subida à superfície por meio de fendas de material fino devido à presença de água sob pressão causada pela ação do tráfego e rapidamente aliviada após solicitação provocando a ascensão dos finos

(c) Falha de bico espargidor

(d) Recalque diferencial

(c) Falha nos bicos espargidores em tratamentos superficiais, em geral com falta de ligante asfáltico provocando deficiência de cobertura e envolvimento dos agregados e seu conseqüente desprendimento pela ação do tráfego

(d) Falhas construtivas de compactação, adensamento diferencial causado por alterações substanciais no material da fundação, alargamentos de faixas com preexistência de pistas anteriores

Figura 9.20 Outros defeitos

9.5 AVALIAÇÃO OBJETIVA DE SUPERFÍCIE PELA DETERMINAÇÃO DO IGG

A condição de superfície de um pavimento asfáltico deve ser levantada, analisados seus defeitos e causas, e atribuídos indicadores numéricos que classifiquem seu estado geral. O DNIT 006/2003 – PRO (DNIT, 2003b) estabelece um método de levantamento sistemático de defeitos e atribuição do Índice de Gravidade Global (IGG), que poderá ser empregado em projetos de reforço. Para sistemas de gerência de manutenção emprega-se geralmente o DNIT 007/2003 – PRO (DNIT, 2003c). Muitas vezes o levantamento dos defeitos e o cálculo do IGG precedem o levantamento estrutural para poder melhor embasá-lo.

Para o levantamento dos defeitos são utilizadas planilhas para anotações das ocorrências, material para demarcação de estacas e áreas da pesquisa, e treliça metálica para determinação do afundamento nas trilhas de roda das áreas analisadas. A Figura 9.21 mostra um exemplo de treliça, com haste móvel central, capaz de medir os afundamentos com a precisão de 0,5mm.

O IGG não é determinado para toda a área da pista, mas de forma amostral para algumas estações com área e distanciamento entre elas prefixados pela especificação do DNIT. As estações são inventariadas nas rodovias de pista simples a cada 20m, alternados entre faixas, portanto, em cada faixa a cada 40m; nas rodovias de pista dupla, a cada 20m, na faixa mais solicitada pelo tráfego, em cada uma das pistas. A superfície de avaliação corresponde a 3m antes e 3m após cada uma das estacas demarcadas, totalizando em cada estação uma área correspondente a 6m de extensão e largura igual a da faixa a ser avaliada. A Figura 9.22 mostra um exemplo das estações em pista simples.

Faz-se a anotação numa planilha utilizando a terminologia e codificação de defeitos apresentados no item 9.4 existentes na área demarcada. Observe-se que não se dá importância neste método à área atingida pelo defeito, mas à sua ocorrência ou não. Os afundamentos nas trilhas de roda externa e interna devem ser mensurados com o auxílio

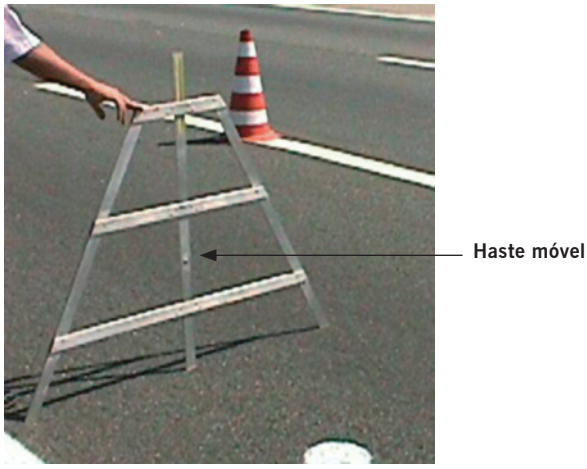


Figura 9.21 Treliça metálica para medida dos afundamentos em trilhas de roda

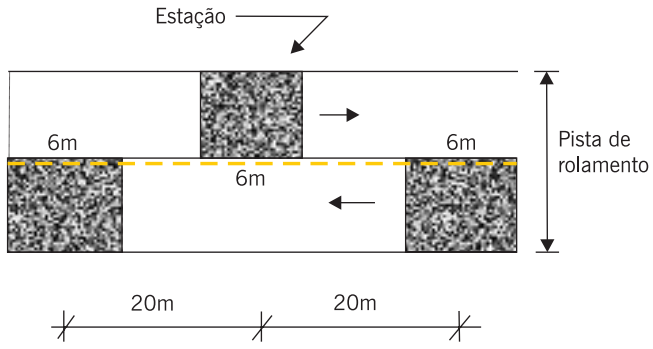


Figura 9.22 Exemplo de demarcação de áreas para inventário de defeitos

da treliça metálica e anotados na planilha na coluna referente à estação onde foi feita uma única medida em cada trilha. A Figura 9.23 mostra um exemplo de uma planilha com 18 estações inventariadas. A especificação do DNIT subdivide em oito categorias de defeitos: 1. fissuras e trincas; 2. trincas de bloco ou tipo couro de jacaré sem erosão; 3. trincas de bloco ou tipo couro de jacaré com erosão; 4. afundamentos localizados ou nas trilhas; 5. corrugação e panelas (além de ondulações); 6. exsudação; 7. desgaste; 8. remendos. Devem ser anotados os afundamentos nas trilhas externa e na interna, e registrada a existência de afundamentos por consolidação e escorregamentos.

De posse dos dados levantados, deve-se proceder a uma análise prévia de forma a subdividir a via em segmentos que possuam as mesmas características ou defeitos. No exemplo da planilha da Figura 9.23, há dois segmentos: o primeiro que se inicia na estação 1 e termina na 10, e o segundo com início na estação 11 e final na 18. O método contabiliza as freqüências absolutas f_a de cada um dos oito tipos de defeitos (somatório da quantidade de estações que apresentam aquele tipo de defeito) e uma freqüência f_r, relativa ao conjunto das estações de um dado segmento; ou seja, é a freqüência absoluta multiplicada pela porcentagem de estações onde ocorre este determinado tipo de defeito, sendo que 100% corresponde à totalidade das estações de um dado segmento.

A Figura 9.24 mostra um exemplo do cálculo das freqüências absolutas e relativas do primeiro segmento do exemplo anterior, com a computação dos defeitos da estação 1 a 10. Observe-se que a estação 5 possui dois defeitos do tipo 1; contabiliza-se apenas um defeito desta categoria nessa estação. Da mesma forma, deve-se contabilizar para os defeitos dos tipos 1, 2 e 3 apenas o mais grave deles na estação. Observe-se no exemplo que na estação 4 há trincas do tipo 1 e 2; deve prevalecer apenas o tipo 2 que é o mais grave deles; da mesma forma, no exemplo da estação 7, há trincas do tipo 1 e 3, devendo prevalecer a do tipo 3, ou seja, a mais grave delas. Assim, os defeitos do tipo 2 prevalecem sobre o 1, da mesma forma que o 3 prevalece sobre o 1 e 2. Os defeitos do tipo 1 somente são considerados quando não houver defeitos do tipo 2 ou 3.

A norma estabelece um fator de ponderação prefixado para os defeitos, ou seja, confere a gravidade daquele tipo de defeito sobre os demais. Na Figura 9.24 são apre-

Inventário de superfície																			
Rodovia				Trecho									Operador						
				Subtrecho									Revestimento tipo						
Data	Folha			Estaca inicial									Estaca final						
Estação			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Faixa			D	E	D	E	D	E	D	E	D	E	D	E	D	E	D	E	D	E
Configuração da terraplenagem			A	A	A	SMA	C	C	SMC	C	C	C	A	A	SMC	C	C	A	A	A
Tipo	OK	Sem defeito																		
1	F1	Fissuras																		
(FCI)	TTC	Trincas transversais curtas					X													
	TTL	Trincas transversais longas				X						X	X			X		X		
	TLC	Trincas longitudinais curtas					X		X											
	TLL	Trincas longitudinais longas	X														X			
	TRR	Trincas isoladas retração																		
2	J	Couro de jacaré				X		X		X								X		X
(FCII)	TB	Trincas em bloco																		
3	JE	Couro de jacaré com erosão		X					X	X			X	X	X	X	X		X	
(FCIII)	TBE	Trincas em bloco com erosão																		
4	ALP	Afundamento plástico local									X		X							
	ATP	Afundamento plástico trilha		X					X				X	X	X	X	X	X	X	X
5	O	Ondulação																		
	P	Panela											X				X			
6	EX	Exsudação																		
7	D	Desgaste	X		X	X	X		X				X	X	X	X	X		X	X
8	R	Remendo												X				X		
	ALC	Afundamento consolidação local																		
	ATC	Afundamento consolidação trilha																		
	E	Escorregamento													X					
	TRI	Afundamento trilha interna (mm)	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	4	6	8	3	2	5	5	4
	TRE	Afundamento trilha externa (mm)	0	3	1	0	1	0	3	1	0	1	7	4	9	6	7	6	4	8

Figura 9.23 Exemplo de planilha empregada para levantamento do estado de superfície pela norma do IGG

D = direita
E = esquerda
A = aterro
C = corte
SMA = seção mista (meia encosta)

Tipo	Natureza do defeito	Freqüência absoluta	Freqüência relativa	Fator de ponderação	Índice de gravidade individual
1	(FCI) F, TTC, TTL, TLC, TLL, TRE	3	30,0%	0,2	6,00
2	(FCII) J, TB	2	20,0%	0,5	10,00
3	(FCIII) JE, TBE	3	30,0%	0,8	24,00
4	ALP, ATP	3	30,0%	0,9	27,00
5	O, P, E	0	0,0%	1,0	0,00
6	Ex	0	0,0%	0,5	0,00
7	D	5	50,0%	0,3	15,00
8	R	0	0,0%	0,6	0,00
9	F = (TRI + TRE)/2 em mm	TRI = 0,2	TRE = 1,0	F = 0,6	0,15
10	FV = (TRIv + TREv)/2	TRIv = 0,18	TREv = 1,33	FV = 0,76	0,76
Número de estações inventariadas		10	IGI = (F x 4/3) quando F≤30		IGI = FV quando FV≤50
Índice de gravidade global		83	IGI = 40 quando F>30		IGI = 50 quando FV>50

Figura 9.24 Exemplo de planilha de cálculo do IGG

sentados estes fatores, que devem ser utilizados para o cálculo do índice de gravidade individual IGI, expresso por:

$$IGI = f_r \cdot f_p \tag{9.2}$$

Onde:
IGI = índice de gravidade individual de cada tipo de defeito;
f_r = freqüência relativa;
f_p = fator de ponderação.

Exemplificando, observe-se que o defeito do tipo 1, aparece em três das estações, entre as dez do segmento. Dessa forma, a freqüência absoluta é 3, a freqüência relativa é 30% (3 estações em 10), o fator de ponderação é 0,2 (prefixado por norma) e o IGI é 6 (30 x 0,2). Observe-se que a existência de corrugação (O) e panela (P) eleva significativamente o valor final do IGG uma vez que o fator de ponderação é igual à unidade.

Para o cálculo do IGI dos afundamentos em trilha de roda, considera-se a média F dos afundamentos (a norma denomina flechas para os afundamentos nas trilhas de roda) e a média FV das variâncias das flechas da seguinte forma:

$$F = (\sum_{i}^{j} FRE + \sum_{i}^{j} FRI)/2 \tag{9.3}$$

$$FV = (FRE_v + FRI_v)/2 \tag{9.4}$$

Onde:
FRE = flecha na trilha externa em milímetros de cada uma das estações do segmento;
FRI = flecha na trilha interna em milímetros de cada uma das estações do segmento;
i = primeira estação do segmento;
j = última estação do segmento;
F = média aritmética da média das flechas na trilha externa e da média das flechas na trilha interna do segmento;
FRE_v = variância das flechas medidas na trilha externa do segmento, considerando todas as estações de i a j;
FRI_v = variância das flechas medidas na trilha interna do segmento, considerando todas as estações de i a j;
FV = média da variância das flechas na trilha externa e da variância das flechas na trilha interna do segmento.

Para a contabilização da contribuição das flechas ou afundamentos nas trilhas para o IGG, calculam-se dois índices de gravidade individual da seguinte forma:

$$IGI_F = F \cdot 4/3 \quad \text{(quando F}\leq 30\text{)} \tag{9.5}$$

ou

$$IGI_F = 40 \quad \text{(quando F}>30\text{)} \tag{9.6}$$

e

$$IGI_{FV} = FV \cdot 1{,}0 \quad \text{(quando FV}\leq 50\text{)} \tag{9.7}$$

ou

$$IGI_{FV} = 50 \quad \text{(quando FV=50)} \tag{9.8}$$

A contribuição das flechas compreende, portanto, dois índices de gravidade individual: o primeiro calculado utilizando-se as expressões 9.5 ou 9.6, dependendo da magnitude da média das flechas; e um segundo calculado empregando-se as expressões 9.7 ou 9.8, dependendo da magnitude das variâncias. Além desses dois índices, observe-se que a norma leva ainda em consideração nos defeitos tipo 4 a existência de trilhas, com fator de ponderação bastante elevado de 0,9. Assim, pode-se constatar que a existência de trilhas de roda nos segmentos pode elevar sobremaneira o valor do índice de gravidade global.

O índice de gravidade global é calculado pela seguinte expressão:

$$IGG = \sum IGI \tag{9.9}$$

Onde:
IGG = índice de gravidade global do segmento em análise;
IGI = cada um dos índices de gravidade individual calculados para os oito tipos de defeitos e para as trilhas de roda.

A norma DNIT 06/2003 foi revista em substituição à DNER-PRO 08/1994 e estabelece um novo critério ou novas faixas de qualidade do segmento com base no valor de IGG. A Tabela 9.2 mostra as duas escalas.

TABELA 9.2 CONCEITOS DO ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL IGG POR FAIXA DE VALORES

Norma DNIT 06/2003		Norma DNER 08/1994	
Conceito	Limites	Conceito	Limites
Ótimo	0 < IGG ≤ 20		
Bom	20 < IGG ≤ 40	Bom	0 < IGG ≤ 20
Regular	40 < IGG ≤ 80	Regular	20 < IGG ≤ 80
Ruim	80 < IGG ≤ 160	Mau	80 < IGG ≤ 150
Péssimo	IGG > 160	Péssimo	IGG > 150

Embora o IGG reflita as condições funcionais do estado superficial dos pavimentos, a atribuição de um conceito serve para distinguir casos, subdividindo-os em poucas classes, mas o conceito não deve substituir a referência ao valor calculado, visto que segmentos de mesmo conceito podem ter diferentes valores de IGG, e portanto, condições diversas a serem consideradas no projeto de restauração. Vale a pena, mais uma vez, reforçar a idéia de que um bom diagnóstico dos defeitos, com observações globais, identificando as causas que levaram às patologias é imprescindível para um adequado projeto de restauração. O valor de IGG é um critério complementar.

9.6 AVALIAÇÃO DE ADERÊNCIA EM PISTAS MOLHADAS

A avaliação da segurança envolve vários aspectos do pavimento, da sinalização, do comportamento humano etc. Quanto ao aspecto do pavimento, além da geometria e irregularidade superficial, é importante avaliar o atrito pneu-pavimento, principalmente em dias de chuva, que envolve a quantificação da resistência à derrapagem que é função da aderência.

Vários fatores colaboram para a aderência pneu-pavimento em pistas molhadas, mas dois são essenciais: a textura superficial da pista e características dos pneus (ranhuras, pressão de inflação, dimensões e tipo). A habilidade do motorista, a geometria da via e as condições gerais do veículo como amortecedores, freios etc., contribuem para evitar acidentes. A segurança em pistas molhadas pode ser considerada como um dos aspectos funcionais de um pavimento, muito embora haja pouca tradição no país de sua avaliação ou medida em rodovias, sendo mais usual em aeroportos. As condições de aderência de pavimentos aeroportuários constituem-se fatores de grande relevância nas avaliações de superfície e na decisão de manutenções, principalmente das pistas de pouso e decolagem.

A hidroplanagem ou aquaplagem ocorre quando os pneus perdem o contato com o pavimento devido à presença de um filme de água não rompido pelos pneus ou pela textura da pista. Nessa situação os pneus deixam de rolar sobre a superfície e passam a escorregar sobre ela. A manutenção do contato entre as superfícies é essencial, portanto, para evitar a hidroplanagem. Através desse contato pode-se garantir o atrito, que é mobilizado quando uma das superfícies está em movimento em relação à outra. Quando o atrito fica reduzido, pode-se perder o controle da direção e a frenagem também fica prejudicada. Um fator que interfere consideravelmente na redução do atrito é o aumento de velocidade de deslocamento de uma das superfícies (no caso os pneus) em relação à outra (no caso os pavimentos). O contato de um pneu com um pavimento é uma interação complexa, dependendo de fatores como adesão entre a borracha e o pavimento e histerese decorrente da deformação do pneu provocada principalmente pelos agregados presentes na superfície.

9.6.1 Microtextura e macrotextura

Como a textura do pavimento é um dos aspectos da aderência que os engenheiros rodoviários podem interferir, este é o principal foco das avaliações e medidas desses especialistas. A classificação da textura segundo a PIARC (The World Road Association) depende do comprimento de onda ou distância entre dois picos ou depressões na superfície conforme indicado na Tabela 9.3.

TABELA 9.3 CLASSIFICAÇÃO DA TEXTURA DE UM PAVIMENTO

Classificação da textura	Faixa de comprimento de onda
Microtextura	$\lambda < 0{,}5$mm
Macrotextura	$0{,}5\text{mm} \leq \lambda < 50$mm
Megatextura	$50\text{mm} \leq \lambda < 500$mm
Irregularidade	$0{,}5\text{m} \leq \lambda < 50$m

A megatextura e a irregularidade interferem na dinâmica veicular e no contato do veículo com o pavimento, afetando também a estabilidade direcional e a aderência em pistas molhadas. No entanto, para a avaliação da textura da superfície no que se refere à aderência são enfocadas a microtextura, dependente da superfície e aspereza dos agregados, e a macrotextura, dependente da rugosidade formada pelo conjunto agregados e mástique. A Figura 9.25 representa esquematicamente esses dois tipos de textura.

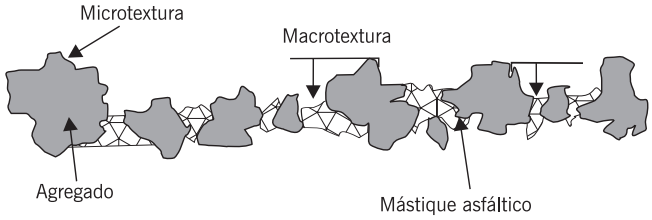


Figura 9.25 Micro e macrotextura na superfície de um revestimento asfáltico

A microtextura pode ser avaliada por um equipamento simples como o pêndulo britânico (ASTM E 303). Esse equipamento é munido de um braço pendular cuja extremidade tem uma sapata recoberta de borracha para ser atritada contra a superfície do pavimento umedecida. A Figura 9.26 mostra o equipamento pêndulo britânico sendo operado para a determinação do VRD – valor de resistência à derrapagem. A Tabela 9.4 mostra as classes de microtextura dependentes do VRD.

Tem-se recomendado o valor mínimo de 47 para garantir pelo menos uma microtextura medianamente rugosa. A microtextura é uma característica muito importante para rompimento da película de água e promoção do contato pneu-pavimento para baixas velocidades de deslocamento, de até cerca de 40km/h.

A macrotextura pode ser determinada de várias formas, sendo a mais comum pelo ensaio simples de altura média da mancha de areia (ASTM E 965). Os materiais envolvidos nesse teste são de baixo custo e são mostrados na Figura 9.27(a). A areia deve ser

TABELA 9.4 CLASSES DE MICROTEXTURA (ABPv, 1999)

Classe	Valor de resistência à derrapagem
Perigosa	< 25
Muito lisa	25 ≤ VRD ≤ 31
Lisa	32 ≤ VRD ≤ 39
Insuficientemente rugosa	40 ≤ VRD ≤ 46
Medianamente rugosa	47 ≤ VRD ≤ 54
Rugosa	55 ≤ VRD ≤ 75
Muito rugosa	VRD > 75

uniforme, arredondada, passante na peneira Nº 60 (0,177mm) e retida na peneira Nº 80 (0,250mm), com um volume de 25.000mm^3. A areia deve ser espalhada sobre a superfície do pavimento com auxílio de uma base de um pistão circular, que é movimentada em círculos, paralelamente à superfície do pavimento, de modo a distribuí-la de forma homogênea, perfazendo um círculo de areia – Figura 9.27(b). O espalhamento cessa quando aparecem algumas pontas dos agregados. Mede-se na seqüência o diâmetro do círculo de areia com auxílio de uma trena ou régua, em três direções distintas e faz-se a média das três determinações – Figura 9.27(c).

(a) Logo após o início do ensaio, com o pêndulo sendo solto livremente em direção ao pavimento

(b) Após atrito sobre a superfície do pavimento quando o pêndulo empurra a haste que marca o valor de VRD

Figura 9.26 Operação do pêndulo britânico para a determinação do valor de resistência à derrapagem
(Fotos: Moura)

(a) Materiais empregados no teste

(b) Espalhamento da areia sobre a superfície

(c) Medida do diâmetro do círculo formado

Figura 9.27 Equipamentos e passos do ensaio de mancha de areia
(Fotos: Moura, 2004)

A altura média de mancha de areia pode ser calculada pela expressão:

$$HS = \frac{4V}{D^2\pi} \tag{9.10}$$

Onde:
HS = altura média de mancha de areia em mm;
V = volume constante de areia de 25.000mm^3;
D = diâmetro médio do círculo de areia em mm.

A classificação da macrotextura é dada pela altura média de mancha de areia segundo critérios mostrados na Tabela 9.5.

TABELA 9.5 CLASSES DE MACROTEXTURA (ABPV, 1999)

Classe	Altura média de mancha de areia (mm)
Muito fina ou muito fechada	HS ≤ 0,20
Fina ou fechada	0,20 < HS ≤ 0,40
Média	0,40 < HS ≤ 0,80
Grosseira ou aberta	0,80 < HS ≤ 1,20
Muito grosseira ou muito aberta	HS > 1,20

Tem-se recomendado a macrotextura dos pavimentos asfálticos na faixa entre 0,6mm e 1,2mm de altura média da mancha de areia (ABPv, 1999). Abaixo de 0,6mm, a macrotextura passa a ter uma tendência de ser fechada e aumenta o risco de hidroplanagem. Acima de 1,2mm, a textura é muito aberta, causando desgaste excessivo nos pneus, maior consumo de combustível e tendência a maior ruído ao rolamento. A macrotextura é uma das características mais importantes e que afetam a aderência, principalmente para velocidades de deslocamento acima de 50km/h.

A Figura 9.28 mostra dois exemplos de mancha de areia em revestimentos asfálticos: um concreto asfáltico de macrotextura fechada, e um microrrevestimento asfáltico a frio com textura aberta.

(a) Concreto asfáltico com macrotextura fechada

(b) Microrrevestimento asfáltico a frio com macrotextura aberta

Figura 9.28 Exemplo de mancha de areia em dois tipos de revestimento com macrotexturas distintas
(Fotos: Moura, 1998)

Um dos fatores que mais interfere no atrito é a macrotextura, portanto, qualquer defeito de superfície que promova o fechamento da textura é prejudicial. A exsudação (EX), vista no item 9.3, é um dos defeitos mais indesejáveis sob este aspecto. Em contrapartida, o desgaste (D) pode causar melhoria de macrotextura, pois a perda de mástique e a conseqüente exposição das pontas dos agregados fazem com que os canais formados entre agregados possibilitem maior vazão superficial. O polimento de agregados é prejudicial para a microtextura, tornando a superfície do agregado menos áspera e, portanto, com menor capacidade de ruptura da lâmina d'água.

Todos os defeitos que interferem na geometria da via, como afundamentos de trilhas de roda ou localizados, e que resultem no acúmulo de água na superfície do pavimento, são indesejáveis para a aderência, pois aumentam a espessura de película de água, aumentando o risco de hidroplanagem.

9.6.2 Equipamentos medidores de atrito

Para a medida do atrito, há diferentes métodos e técnicas. Os equipamentos medidores não-estáticos mais comuns são em geral rebocáveis e permitem a medida do atrito de um ou mais pneus que são bloqueados e arrastados (simulação de frenagem), ou ainda com pneus livres para rolarem, porém neste caso com certo ângulo em relação à direção de deslocamento. Um exemplo deste último tipo de equipamento é o μMeter, muito utilizado em pistas de aeroportos e disponível no país para esta finalidade específica – Figura 9.29.

Tendo em vista que o teste de medida de atrito em condições molhadas é mais severo, a superfície é umedecida artificialmente de forma uniforme e com quantidade de água preestabelecida de modo a formar uma lâmina d'água de espessura padronizada. Por causa da complexidade desse fenômeno, as normas têm especificado dois padrões de pneu (liso ou ranhurado) para os equipamentos medidores de atrito de forma a analisar somente o efeito das diferentes texturas superficiais e dos agregados que compõem os

Figura 9.29 Exemplo de equipamento de medida de atrito μMeter
(Foto: M. Paraízo)

revestimentos. Emprega-se comumente a velocidade de referência de 60km/h para as medidas de atrito.

Há equipamentos capazes de realizar as medidas de atrito a diferentes velocidades, como é o caso do equipamento francês Adhera que opera com pneu liso e roda bloqueada, sobre lâmina d'água de 1mm de espessura sobre o pavimento e velocidades de 40 a 120km/h. Resultados do coeficiente de atrito longitudinal obtidos com este equipamento são mostrados na Figura 9.30. Observe-se que nesse caso, o revestimento drenante, tipo camada porosa de atrito (CPA), é aquele que mostra a menor redução do atrito com o aumento da velocidade.

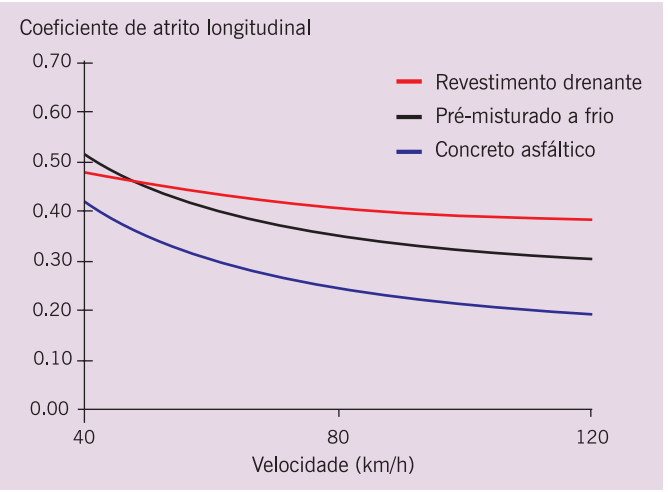


Figura 9.30 Resultados de coeficiente de atrito longitudinal medido em três tipos diferentes de revestimentos asfálticos e a diferentes velocidades (modificado de Brosseaud, 2002)

9.6.3 Índice de Atrito Internacional – IFI

Da mesma forma que o IRI para a avaliação da irregularidade longitudinal dos pavimentos, para o atrito foi concebido o Índice Internacional de Atrito IFI (*International Friction Index*), em 1992 pela PIARC para criar uma escala única, permitindo a comparação de resultados. A concepção deste índice foi resultado de uma extensa pesquisa com 41 equipamentos diferentes, empregados para a investigação de atrito, e as correlações empíricas entre eles foram geradas a partir de 15.000 dados. O procedimento de cálculo do IFI consta na norma ASTM E-1960. O IFI corresponde ao atrito de um veículo de passeio deslocando-se a 60km/h, com pneus lisos e rodas travadas, sobre pavimento molhado.

Vários estudos vêm sendo realizados atualmente para definição de limites aceitáveis para o IFI, tanto em pavimentos asfálticos de rodovias como de aeroportos (Aps *et al*., 2003; 2004a; 2004b).

9.7 AVALIAÇÃO DE RUÍDO PROVOCADO PELO TRÁFEGO

Cresce cada vez mais no mundo a preocupação com os danos ao meio ambiente e à qualidade de vida das pessoas. Um aspecto desses problemas é o excesso de ruído gerado nas cidades. Parte desse ruído provém do deslocamento dos veículos e nesse caso o pavimento tem também influência nessa geração. No país esta preocupação ainda é recente, mas espera-se que passe a ser cada vez mais considerada, especialmente nas áreas urbanas. Muitos tipos de misturas asfálticas têm sido projetadas atualmente já voltadas para esta questão. Devido à limitação de espaço, este tópico é somente introduzido neste livro, recomendando-se ao leitor interessado buscar informações sobre o assunto em outras publicações tais como Láo (2004), Láo e Motta (2004), Nascimento *et al.* (2005) entre outros. O excesso de ruído pode provocar doenças no homem, baixar sua capacidade de trabalho, aumentar o estresse etc.

Muitos estudos verificaram a contribuição de alguns tipos de revestimentos de pavimentos na emissão, propagação e absorção do ruído proveniente da interação de sua superfície com os pneumáticos dos veículos automotores que por ele circulam. No exterior esses estudos já se fazem há algum tempo. No país estão se iniciando. São necessários sensores e microfones adaptados para essas medições. Há também uma série de ensaios de laboratório que permitem avaliar a absorção dos ruídos em cada tipo de mistura asfáltica projetada, testando-se corpos-de-prova, e também revestimentos de concreto de cimento Portland.

Láo (2004) realizou campanhas de campo e de laboratório de medições do ruído no interior e exterior de um veículo, com ele se deslocando com o motor desligado. Essas medidas foram associadas à textura dos revestimentos asfálticos, à distribuição granulométrica dos agregados, sua disposição nos revestimentos dos pavimentos, a determinações do coeficiente de absorção acústico e à porcentagem de vazios em corpos-de-prova moldados ou extraídos das estações de teste.

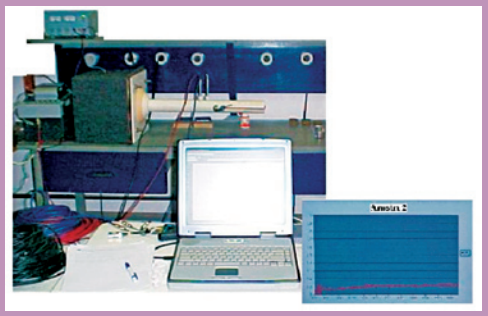
A Figura 9.31 mostra parte do esquema utilizado por Láo (2004) nessas medições de campo de ruído gerado pelo veículo em movimento em pista seca e molhada, externos e internos ao veículo, e parte dos equipamentos usados nas avaliações de absorção acústica de amostras de misturas asfálticas em laboratório em tubos de impedância. A Figura 9.32 mostra alguns dos resultados obtidos no campo e no laboratório. As medidas são feitas em geral em decibéis.

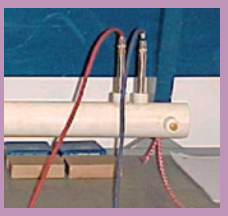
Todos os estudos mostram a grande influência da textura superficial dos revestimentos nos ruídos gerados no deslocamento dos pneus sobre os pavimentos, da presença ou não de água no contato, da velocidade, do tipo de mistura asfáltica e, em algum grau, do tipo de ligante asfáltico.

O emprego de técnicas de pavimentação capazes de contribuir com a redução do ruído oriundo das vias de alta velocidade e alto volume de tráfego, que cortam os grandes centros urbanos, traz benefícios econômicos ao poder público, pois poderá reduzir gastos com isolamentos das edificações que apresentam fragilidade acústica de suas fachadas

como por exemplo hospitais e repartições públicas de atendimento aos cidadãos, e traz grandes benefícios à saúde da população, além de reduzir o gasto energético devido à possibilidade de se manter as janelas abertas mesmo em moradias próximas a viadutos, auto-estradas etc.

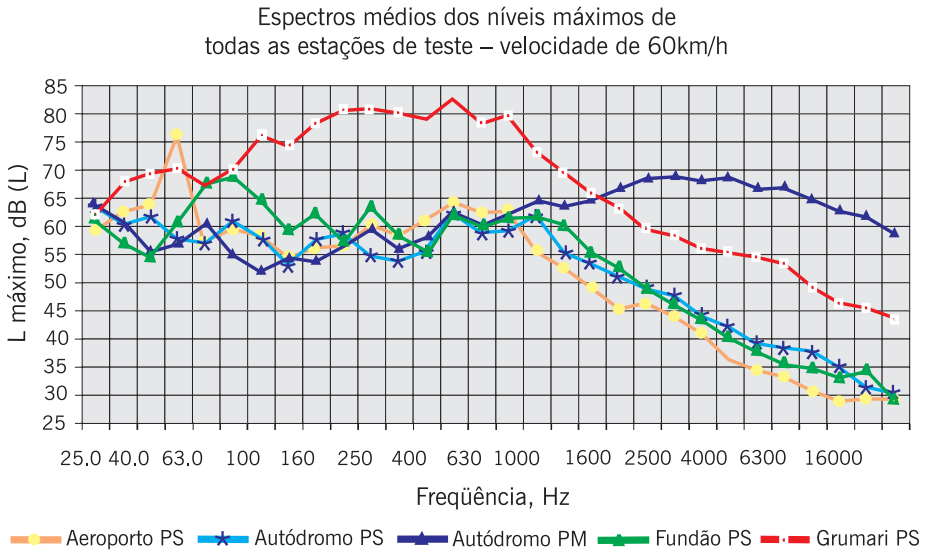
(a) Parte dos equipamentos usados nas medições de ruído em campo uma estação de teste



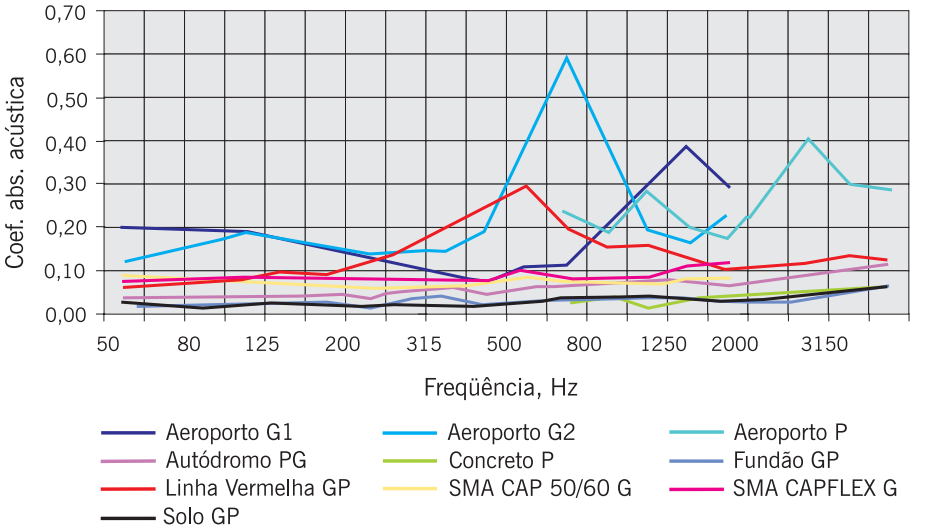


(b) Equipamentos de laboratório e detalhes do tubo de impedância com amostra de concreto asfáltico

Figura 9.31 Exemplo de arranjos de conjunto de equipamentos para medições de ruído gerado com a contribuição do pavimento (Láo, 2004)



(a) Medições de campo



(b) Medições de laboratório

Figura 9.32 Exemplo de resultados obtidos em medições de ruído em campo e em laboratório (Láo, 2004)

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *Guide for design of pavement structures*. Washington: AASHTO, 1993.

ABPv – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO. Informativo técnico sobre avaliação da resistência à derrapagem através de aparelhagem portátil. *Boletim Técnico*, Rio de Janeiro, n. 18, 1999.

APS, M.; RODRIGUES FILHO, O.S.; BERNUCCI, L.L.B.; QUINTANILHA, J.A. Avaliação de superfícies antiderrapantes de pavimentos aeroportuários. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 17., 2003, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ANPET, 2003. v. 1. p. 286-97.

APS, M.; BERNUCCI, L.L.B.; FABRÍCIO, J.M.; FABRÍCIO, J.V.F.; MOURA, E. Determinação do IFI – International Friction Index por intermédio de aparelhagem portátil. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 17., 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: IBP, 2004a.

APS, M.; BERNUCCI, L.L.B.; FABRÍCIO, J.M.; FABRÍCIO, J.V.F. Classificação da aderência pneu-pavimento por meio de um índice combinado de macro e microtextura. In: ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA, 9., 2004b, Natal. 1 CD-ROM, p. 84-91.

ASTM – AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. ASTM E 965-96: *standard test method for measuring pavement macro texture depth using a volumetric technique*. USA, 2001.

_____. ASTM E 303-93: *standard test method for measuring surface frictional properties using the British Pendulum tester*. USA, 2003.

_____. ASTM E-1960: *Standard practice for calculating international friction index of a pavement surface*. USA, 2003.

BALBO, J.T. *Pavimentos asfálticos. Patologias e manutenção*. 1. ed. São Paulo: Plêiade Editora. 1997.

BOTTURA, E.J. *Contribuição para o estudo da calibração e controle de sistemas medidores de irregularidade rodoviária tipo resposta*. 1998. 316 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

BROSSEAUD, Y. Palestra no 17. Encontro do Asfalto. Instituto Brasileiro do Petróleo e Gás. Rio de Janeiro, 2002.

CAREY JR., W.N.; IRICK, P.E. The pavement serviceability-performance concept. *HRB Bulletin*, n. 250, p. 40-58, 1960.

CAREY JR., W.N.; HUCKINS, H.C.; LEATHERS, R.C. Slope variance as a measure oh roughness and the Chloe profilometer. *Highway Research Board Special Report*, n. 73, 1962.

CRONEY, D. *The design and performance of road pavements*. London: Her Majesty's Stationery Office, 1977.

CUNDILL, M.A. The MERLIN low-cost road roughness measuring machine. *Research Report*, n. 301, 1991.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ES 173/86: *método de nível e mira para a calibração de sistemas medidores de irregularidades tipo resposta*. Rio de Janeiro, 1986.

_____. DNER-PRO 08/94: *avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirígidos: procedimento*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. DNER-PRO 164/94: *calibração e controle de sistemas de medidores de irregularidade de superfície de pavimento (sistemas IPR/USP e Maysmeter)*. Rio de Janeiro, 1994a.

_____. DNER-PRO 182/94: *medição da irregularidade de superfície de pavimento com sistemas integradores IPR/USP e Maysmeter*. Rio de Janeiro, 1994b.

_____. DNER-PRO 229/94: *manutenção de sistemas medidores de irregularidade de superfície de pavimento: integrador IPR/USP e Maysmeter*. Rio de Janeiro, 1994c.

DNIT — DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 005-TER: *defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos*: *terminologia*. Rio de Janeiro, 2003a.

_____. DNIT 006-PRO: *avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos: procedimento*. Rio de Janeiro, 2003b.

_____. DNIT 007-PRO: *levantamento para avaliação da condição de superfície de subtrecho homogênio de rodovias de pavimentos flexíveis e semi-rígidos para gerência de pavimentos e estudos de projetos: procedimento*. Rio de Janeiro, 2003c.

_____. DNIT 009-PRO: *avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos: procedimento*. Rio de Janeiro, 2003d.

FERNANDES JR., J.L.; BARBOSA, R.E. Estimativa das cargas dinâmicas dos veículos rodoviários que atuam sobre os pavimentos e pontes. *Transportes*, São Paulo, v. 8, n. 2, p. 32-50, 2000.

GEIPOT – GRUPO EXECUTIVO DE INTEGRAÇÃO DA POLÍTICA DE TRANSPORTES. *Pesquisa sobre inter-relacionamento dos custos de construção, conservação e utilização de rodovias*. Relatório Final. Brasília: Ministério dos Transportes, 1981.

GILLESPIE, T.D.; SAYERS, M.W.; SEGEL, L. Calibration and correlation of response-type road roughness measuring systems. *National Cooperative Highway Research Program Report*, Washington, n. 228, 1980. 88p.

HAAS, R.; HUDSON, W.R.; ZANIEWSKI, J. *Modern pavement management*. Florida: Krieger Publishing Company, 1994.

HENRY, J. Evaluation of pavement friction characteristics. A synthesis of highway practice. *NCHRP Synthesis*, Washington, n. 291, 2000.

LÁO, V.L.E.S.T. *Estudo comparativo do desempenho acústico de diferentes tipos de revestimento dos pavimentos*. 2004. 270 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

LÁO, V.L.E.S.T.; MOTTA, L.M.G. Verificação do desempenho acústico de alguns tipos de revestimentos de pavimento empregados nos logradouros da cidade do Rio de Janeiro. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35., 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2004. CD-ROM.

NASCIMENTO, L.A.H.; LEITE, L.F.M.; LÁO, V.L.E.S.T.; JESUS, G.F. Pavimentos silenciosos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 36., 2005, Curitiba. *Anais...* Rio de Janeiro: ABPv, 2005. CD-ROM.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. *Pavimentação rodoviária. Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis*. 2. ed. Rio de Janeiro: S. Pinto, 2002.

QUEIROZ, C.A.V. *Modelos de previsão do desempenho para a gerência de pavimentos no Brasil*. Brasília: Ministério dos Transportes, 1984. 366p.

ROBINSON, R. Road maintenance planning and management for developing countries. *Highways and Transportation*, v. 33, n. 6, p. 8-13; n. 7, p. 4-10, 1986.

SAYERS, M.W.; KARAMIHAS, S.M. *The little book of profiling*. Basis information about measuring an interpreting road profiles. The Regent of the University of Michigan. 1998. 98p.

SILVA, P.F.A. *Manual de patologia e manutenção de pavimentos*. 1. ed. São Paulo: Pini Editora, 2005.

SOUZA, R.O. *Influência da irregularidade longitudinal na avaliação de pavimentos*. 2002. 215 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Brasília, 2002.

VILLIBOR, D.F.; FORTES, F.Q.; NOGAMI, J.S. Defeitos de pavimentos de baixo custo e sua conservação. In: 28 Reunião Anual de Pavimentação, 1994. Belo Horizonte. *Anais...* ABPv, v.2, p.1099-1126.

WORLD BANK. *The highway design and maintenance standards model* – HDM-III. Washington: World Bank, 1985.

_____. *The highway design and maintenance standards model – HDM-IV*. Washington, 2000.

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

9 DIAGNÓSTICO DE DEFEITOS, AVALIAÇÃO FUNCIONAL E DE ADERÊNCIA

Figura 9.1 Variação da serventia com o tráfego ou com o tempo decorrido de utilização da via 405
Figura 9.2 Variação da carga dinâmica de dois eixos legais trafegando em uma via com elevada irregularidade (Fernandes Jr. e Barbosa, 2000) 405
Figura 9.3 Período recomendável para a manutenção dos pavimentos 406
Figura 9.4 Período recomendável para a manutenção dos pavimentos 407
Figura 9.5 Diversas faixas de variação do IRI dependendo do caso e situação (Sayers e Karamihas, 1998) 408
Figura 9.6 Perfilógrafo do Departamento de Transportes de Illinois (Carey, Huckins e Leathers, 1962) 409
Figura 9.7 Perfilômetro da AASHO empregado inicialmente na avaliação de suas pistas experimentais (Carey, Huckins e Leathers, 1962) 409
Figura 9.8 Exemplo de levantamento da irregularidade longitudinal por nível e mira (Queiroz, 1984) 410
Figura 9.9 Exemplo de equipamento *dipstick* e esquema de funcionamento 410
Figura 9.10 Exemplo de equipamento APL francês 411
Figura 9.11 Exemplo de equipamento munido de barra com ultra-som 411
Figura 9.12 Exemplos de equipamentos medidores de irregularidade de classe II 411
Figura 9.13 Exemplo de equipamento Merlin medidor de irregularidade 412
Figura 9.14 Princípio de funcionamento de equipamento tipo-resposta (Gillespie *et al.*, 1980) 413
Figura 9.15 Fendas 417
Figura 9.15 Fendas (continuação) 418
Figura 9.16 Afundamentos e escorregamentos 419
Figura 9.17 Escorregamento, corrugação e exsudação 420
Figura 9.18 Desgaste, desagregação, polimento de agregados 421
Figura 9.19 Panelas e remendos 422
Figura 9.20 Outros defeitos 423
Figura 9.21 Treliça metálica para medida dos afundamentos em trilhas de roda 424
Figura 9.22 Exemplo de demarcação de áreas para inventário de defeitos 425
Figura 9.23 Exemplo de planilha empregada para levantamento do estado de superfície pela norma do IGG 426
Figura 9.24 Exemplo de planilha de cálculo do IGG 427
Figura 9.25 Micro e macrotextura na superfície de um revestimento asfáltico 430
Figura 9.26 Operação do pêndulo britânico para a determinação do valor de resistência à derrapagem 431
Figura 9.27 Equipamentos e passos do ensaio de mancha de areia 431
Figura 9.28 Exemplo de mancha de areia em dois tipos de revestimento com macrotexturas distintas 432

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

Figura 9.29 Exemplo de equipamento de medida de atrito μMeter 433
Figura 9.30 Resultados de coeficiente de atrito longitudinal medido em três tipos diferentes de revestimentos asfálticos e a diferentes velocidades (modificado de Brosseaud, 2002) 434
Figura 9.31 Exemplo de arranjos de conjunto de equipamentos para medições de ruído gerado com a contribuição do pavimento (Láo, 2004) 436
Figura 9.32 Exemplo de resultados obtidos em medições de ruído em campo e em laboratório (Láo, 2004) 437

Tabela 9.1 Níveis de serventia (DNIT, 2003c) 404
Tabela 9.2 Conceitos do índice de gravidade global IGG por faixa de valores 428
Tabela 9.3 Classificação da textura de um pavimento 430
Tabela 9.4 Classes de microtextura (ABPv, 1999) 431
Tabela 9.5 Classes de macrotextura (ABPv, 1999) 432

10
Avaliação estrutural de pavimentos asfálticos

10.1 INTRODUÇÃO

Os pavimentos são estruturas que em geral não apresentam ruptura súbita, mas sim deterioração funcional e estrutural acumuladas a partir de sua abertura ao tráfego. A parcela estrutural é associada aos danos ligados à capacidade de carga do pavimento e é tratada neste capítulo, enquanto os aspectos funcionais são objeto do Capítulo 9.

A avaliação de pavimentos tem como conceitos associados:

- serventia: qualidade do pavimento, num determinado instante, quanto aos aspectos para o qual foi construído em relação ao conforto ao rolamento e segurança;
- desempenho: variação da serventia ao longo do tempo (ou do tráfego) de uso do pavimento;
- gerência: administração, gestão e otimização dos recursos aplicada ao planejamento, projeto, construção, manutenção e avaliação dos pavimentos;
- restauração: conjunto de operações destinadas a restabelecer na íntegra ou em parte as características técnicas originais de um pavimento (intervenções); incluem as ações de manutenção denominadas preventivas e reforço;
- manutenção preventiva: operação de correções localizadas que não atingem a maioria da superfície do pavimento, repondo pequena parcela da condição de serventia;
- reforço: operação de restauração onde se aproveita o valor residual da estrutura do pavimento e acrescenta-se nova camada de mistura asfáltica (também dito recapeamento). Atualmente, pode incluir a fresagem de parte do revestimento antigo além da colocação de nova camada estrutural de revestimento ou camadas de reposição de conforto ao rolamento;
- reconstrução: operação de refazer o pavimento, no todo desde o subleito, ou mais comumente atualmente a partir da sub-base por retirada total dos materiais de base e revestimentos antigos e substituição por novos materiais ou por reciclagem dos mesmos sem ou com adição de estabilizantes tais como asfalto-espuma, cimento Portland ou cal hidratada. Após a reciclagem constrói-se nova capa asfáltica como revestimento.

Uma forma de se representar uma curva de desempenho de um pavimento ao longo de vários ciclos de restauração pode ser a indicada na Figura 10.1. O critério de avaliação

pode ser funcional ou estrutural, e o nível mínimo aceitável para este parâmetro define o momento de fazer a intervenção corretiva de restauração ou reforço.

A avaliação funcional, incluindo a segurança, como visto no Capítulo 9, tem como palavras-chave: conforto ao rolamento, condição da superfície, interação pneu-pavimento, defeitos e irregularidades.

A avaliação estrutural, por sua vez, está associada ao conceito de capacidade de carga, que pode ser vinculado diretamente ao projeto do pavimento e ao seu dimensionamento. Os defeitos estruturais resultam especialmente da repetição das cargas e vinculam-se às deformações elásticas ou recuperáveis e plásticas ou permanentes. As deformações elásticas são avaliadas por equipamentos próprios chamados genericamente de defletômetros por medirem os deslocamentos verticais nomeados como "deflexão" do pavimento. Elas são responsáveis pelo surgimento da maioria dos trincamentos ao longo da vida do pavimento, e que podem levar à fadiga do revestimento. As deformações plásticas são acumulativas durante os anos de vida de um pavimento e resultam em defeitos do tipo afundamento localizado ou nas trilhas de roda, medidos por meio de treliça normatizada, mostrada no Capítulo 9.

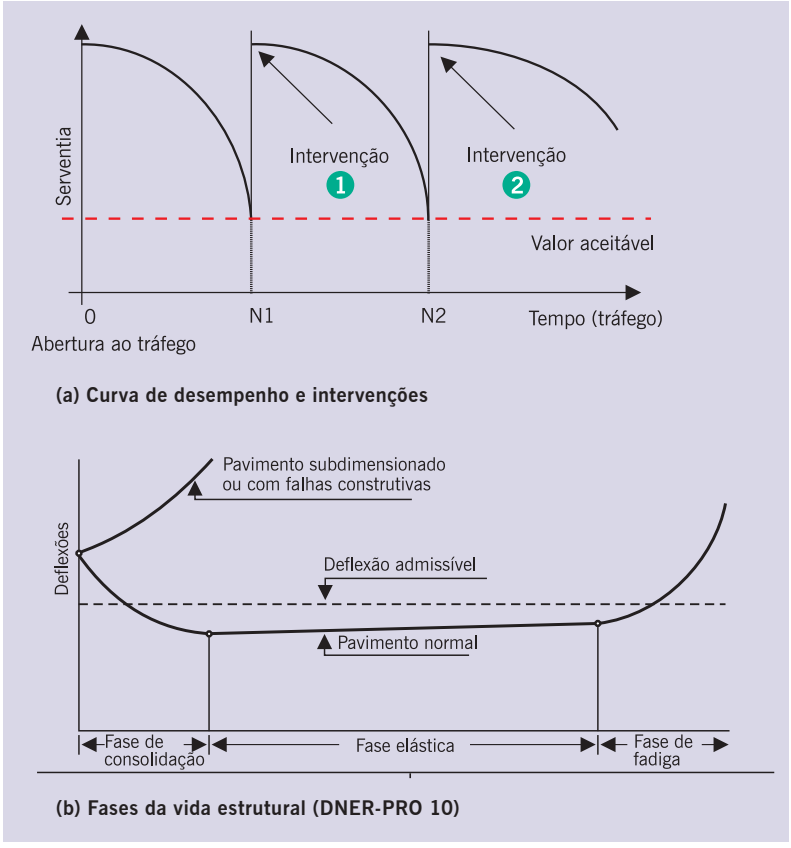


Figura 10.1 Representações esquemáticas de curvas de desempenho de um pavimento e etapas de restauração

10.2 MÉTODOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

A avaliação estrutural de um pavimento pode ser feita por métodos: destrutivo, semidestrutivo ou não-destrutivo.

Um método destrutivo é aquele que investiga a condição estrutural de cada camada que compõe o pavimento por abertura de trincheiras ou poços de sondagem, permitindo recolher amostras de cada material até o subleito e realizar ensaios de capacidade de carga *in situ*. Pela sua própria natureza destrutiva só pode ser empregado em alguns poucos pontos selecionados como representativos de cada segmento a ser avaliado.

A Figura 10.2 mostra exemplos de extração de corpos-de-prova e de poços de sondagem em pavimentos em uso para avaliação das camadas. Com a extração de amostras do pavimento é possível identificar os tipos de materiais das camadas e subleito, as espessuras de camadas e fazer coleta de amostras para ensaios de laboratório. É possível determinar a massa específica e a umidade de cada camada para comparar com as condições de umidade ótima e massa específica máxima dos ensaios de compactação, e assim, avaliar eventuais excessos de umidade ou deficiência de grau de compactação. A retirada de corpos-de-prova do revestimento asfáltico, por sonda rotativa, permite avaliar o grau de envelhecimento do ligante, entre outras observações possíveis.

Um método semidestrutivo é aquele que se vale de aberturas menores de janelas no pavimento que permitam utilizar um instrumento portátil de pequenas dimensões para avaliar a capacidade de carga de um pavimento, tal como o uso de cones dinâmicos de penetração – DCP (Trichês e Cardoso, 2001; Trichês *et al.*, 2004). A Figura 10.3 mostra um exemplo dessa técnica expedita de avaliação da capacidade de carga de subleitos e camadas de solo fino do pavimento. A aplicação deste ensaio só permite em geral correlação com o ISC dos materiais, com certa precisão. Atualmente também começam a ser usados, com mais propriedade, equipamentos portáteis para avaliação expedita do módulo de elasticidade do pavimento, através de pulsos, aplicados na superfície, e medições do retorno dos mesmos, como o exemplo mostrado na Figura 10.4 (www.dynatest.com).

A avaliação mais adequada para ser feita em grandes extensões de pistas e com possibilidade de inúmeras repetições no mesmo ponto, de forma a acompanhar a variação da capacidade de carga com o tempo, é a que lança mão de medidas não-destrutivas, representadas por medidas de deflexão.

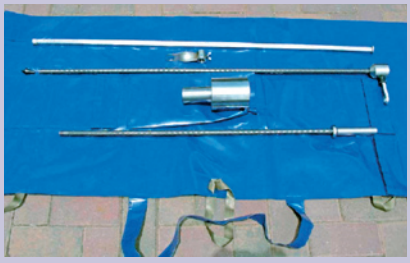
A cada passagem de roda o pavimento sofre um deslocamento total que tem duas componentes:

1. Deformação elástica que resulta na flexão alternada do revestimento, chamada por convenção de deflexão, cuja medida é a principal forma de avaliação estrutural de um pavimento em uso.
2. Deformação permanente que resulta no afundamento de trilha de roda cuja medida também é um critério de definição da vida útil estrutural e funcional de um pavimento visto que, a partir de certo valor, pode interferir na condição de conforto e segurança do tráfego.

Foto: Dynatest, 2004

Figura 10.2 Exemplos de extração de corpos-de-prova e de poços de sondagem em pavimentos em uso

(a) Equipamento em uso
(Foto Abdou, 2005)



(b) Equipamento desmontado para transporte

Figura 10.3 Exemplo de equipamentos DCP de avaliação estrutural expedita de subleitos e camadas de solo

Figura 10.4 Equipamento de avaliação expedita do módulo elástico do pavimento
(Foto Abdou, 2005)

Quando se mede o deslocamento elástico em vários pontos a partir da carga tem-se a denominada bacia de deflexão ou linha de influência da carga sobre um ponto do pavimento (DNER-ME 061/94).

A Figura 10.5(a) mostra o resultado da repetição das deformações elásticas num pavimento de revestimento de concreto asfáltico como trincamento generalizado e interligado, chamado de "couro de jacaré". Já na Figura 10.5(b) observa-se o resultado do acúmulo das deformações permanentes, que podem ocorrer tanto no revestimento quanto no subleito ou como contribuição de todas as camadas do pavimento. As deformações permanentes são medidas por treliça padronizada com 120cm de base, conforme mostrado na Figura 9.21.

(a) Fadiga **(b) Deformação permanente**

Figura 10.5 Defeitos estruturais de trincamento e afundamento por repetição de cargas

10.3 EQUIPAMENTOS DE AVALIAÇÃO ESTRUTURAL NÃO-DESTRUTIVA

Os equipamentos utilizados em avaliações não-destrutivas (NDT – *nondestructive deflection testing*) podem ser divididos em:

1. Carregamento quase-estático: ensaio de placa e viga Benkelman, por exemplo.
2. Carregamento vibratório: dynaflect, por exemplo.
3. Carregamento por impacto: *falling weight deflectometer* (FWD).

Há bastante diferença entre os valores numéricos de avaliação estrutural realizados utilizando-se cada um desses tipos de equipamentos, que podem ser usados para levantamentos da condição de pavimentos para sistema de gerência em nível de rede, para análises de rotina ou para projeto de reabilitação. Todos os equipamentos devem ser constantemente calibrados por processos específicos e seguem rotinas de aplicação determinada pelo tipo de carregamento (ASTM D 4695).

Os equipamentos de medição de deflexão do pavimento – defletômetros – mais utilizados no país são de duas gerações bastante distintas:

- o primeiro a ser desenvolvido, na década de 1950, foi a viga Benkelman, sendo o engenheiro do Departamento de Transportes da Califórnia, A. C Benkelman, o seu criador. Foi introduzido no Brasil em 1962 (Carneiro, 1965);
- o segundo grupo é dos equipamentos de peso batente (*falling weight deflectometer*) – FWD – criados na década de 1980. Foi introduzido no Brasil em 1994 (DNER, 1998).

Os dois tipos de equipamentos são empregados no país para avaliação estrutural. Com esses equipamentos são medidos os seguintes parâmetros:

1. Deflexão máxima: deslocamento sob o centro da carga (FWD) ou sob o centro das rodas duplas de um eixo simples (viga Benkelman), sendo a deflexão normalmente expressa em 10^{-2}mm (d_0).
2. Raio de curvatura: círculo ou arco de parábola que passa por dois pontos da deformada (viga Benkelman), normalmente sob a carga e a 25cm do centro da mesma (d_0 e d_{25}).
3. Deformada, bacia de deformação ou bacia deflectométrica: medidas dos deslocamentos elásticos ou recuperáveis em vários pontos a partir do centro do carregamento (d_0, d_{25}, d_{50} etc.).

Como complemento à avaliação estrutural não-destrutiva de pavimentos podem ser usados equipamentos como o geo-radar, munido de radar para estimar as espessuras das camadas ao longo da via (Gonçalves e Ceratti, 1998; ASTM D 4748). A seguir são descritos os equipamentos mencionados.

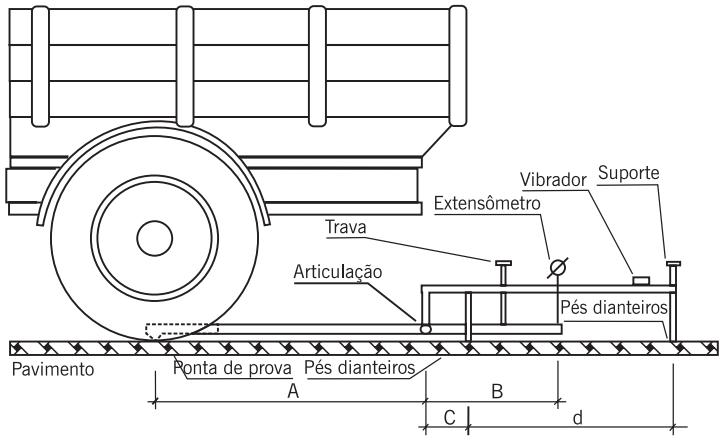
10.3.1 Viga Benkelman (VB)

A viga Benkelman consiste de um equipamento muito simples que necessita de um caminhão com eixo traseiro simples de roda dupla carregado com 8,2t, para aplicar a carga sob a qual será medida a deformação elástica. A Figura 10.6 mostra um esquema desse equipamento com o caminhão (DNER-ME 24/94) e um exemplo de medida em campo.

O ensaio completo consiste em: (i) colocar a ponta de prova da viga Benkelman entre os pneus da roda geminada traseira do caminhão, colocando-a exatamente sob o seu eixo; (ii) fazer uma leitura inicial do extensômetro que se situa a uma distância segura para o operador sobre o braço móvel da viga – leitura Li; (iii) fazer o caminhão se afastar lentamente até 10m de distância da ponta de prova ou até que o extensômetro não acuse mais variação da leitura; (iv) ler o extensômetro – leitura Lf. (Figura 10.7).

A leitura final corresponde ao descarregamento do pavimento e todo o deslocamento recuperado é associado à deformação elástica do pavimento (deflexão). Calcula-se a deflexão d_0 pela expressão (10.1), sendo K a constante da viga dada pela relação entre o braço maior e o braço menor, articulados:

$$d_0 = (Li - Lf) \cdot K \qquad (10.1)$$



(a) Esquema da viga Benkelman (DNER ME 24/94)

(b) Medida com viga Benkelman em campo

Figura 10.6 Esquema da viga Benkelman (DNER-ME 24/94) e exemplo de medida em campo

A Figura 10.8 mostra o esquema de medidas quando se deseja obter a bacia de deflexão com a viga Benkelman. É um procedimento trabalhoso e de pouca precisão quando realizado com a viga convencional, mas hoje é possível encontrar no país vigas automatizadas, nas quais a leitura dos deslocamentos se faz com medidores elétricos tipo LVDT. Todas as leituras intermediárias devem ser referidas à leitura final, para o cálculo da deflexão no ponto considerado.

Na maioria das vezes medem-se somente a deflexão máxima d_0 e mais um ponto, em geral a 25cm do inicial (d_{25}), para cálculo do chamado raio de curvatura, que representa um arco de parábola que passa pelos dois pontos. A Figura 10.9 mostra o esquema deste cálculo (DNER-ME 24/94). A partir da expressão (10.2), indicada para cálculo do raio de curvatura R com as deflexões em centésimos de milímetro, obtém-se o raio em metros:

$$R = \frac{6250}{2(d_0 - d_{25})} \qquad (10.2)$$

(a) Posicionamento do caminhão

(b) Colocação da viga Benkelman e leitura inicial

(c) Afastamento do caminhão e leitura final

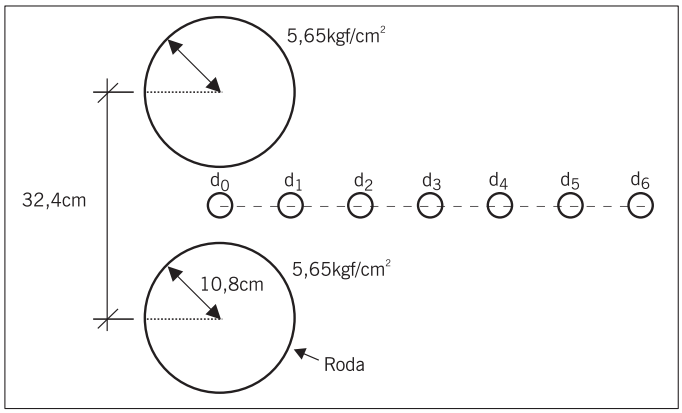
Figura 10.7 Passos do ensaio com a viga Benkelman

10.3.2 Equipamento por impacto *falling weight deflectometer* (FWD)

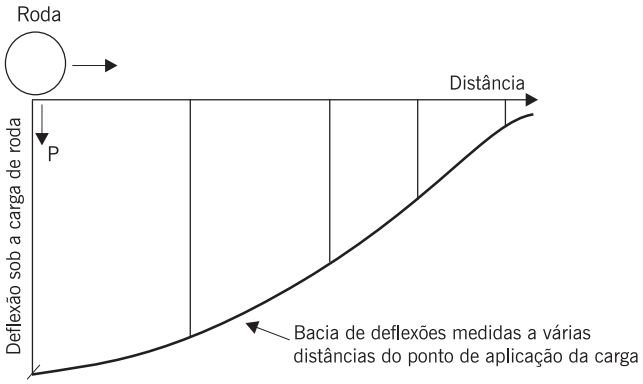
Os equipamentos mais atuais de medida dos deslocamentos elásticos de um pavimento são os de impacto por queda de um peso suspenso a certa altura, sobre amortecedores que comunicam o choque a uma placa metálica apoiada sobre o pavimento no ponto de leitura da deflexão máxima – Figura 10.10.

As normas DNER-PRO 273 e ASTM D 4695 descrevem o uso desse tipo de equipamento. O equipamento é totalmente automatizado, sendo rebocado por um veículo utilitário leve que carrega parte do sistema de aquisição de dados feito por computador, conectado aos sensores instalados na parte rebocada, que é o defletômetro propriamente dito. O ensaio consiste em se aplicar a carga de impacto e ler os deslocamentos em vários sensores colocados ao longo de um suporte em posições convenientemente escolhidas para se obter a linha de deslocamentos. Note-se que essa é uma diferença importante entre o FWD e a viga Benkelman. Outra diferença marcante está na forma de aplicação da carga: dinâmica no FWD e quase estática na VB.

Embora ambos os tipos de defletômetros sejam preparados para medir os deslocamentos elásticos, pelas diferenças de concepção entre eles, as deflexões não são iguais, nem existe



(a) Em planta



(b) Resultado

Figura 10.8 Esquema de leituras com a viga Benkelman para obtenção da deformada
(Desenhos – Nóbrega, 2003)

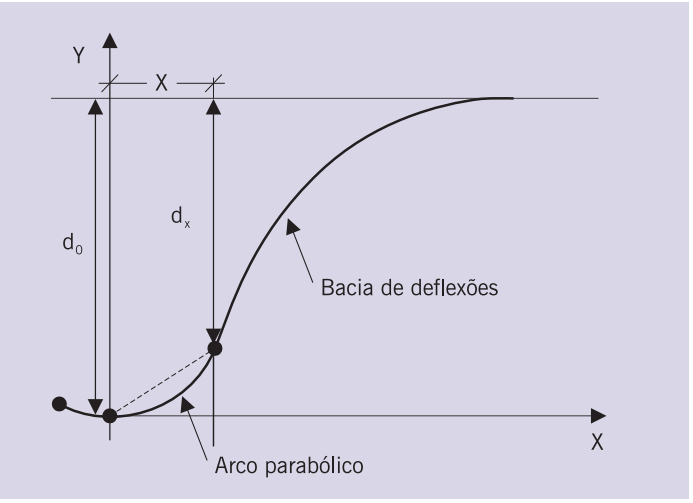


Figura 10.9 Esquema de medida e cálculo do raio de curvatura

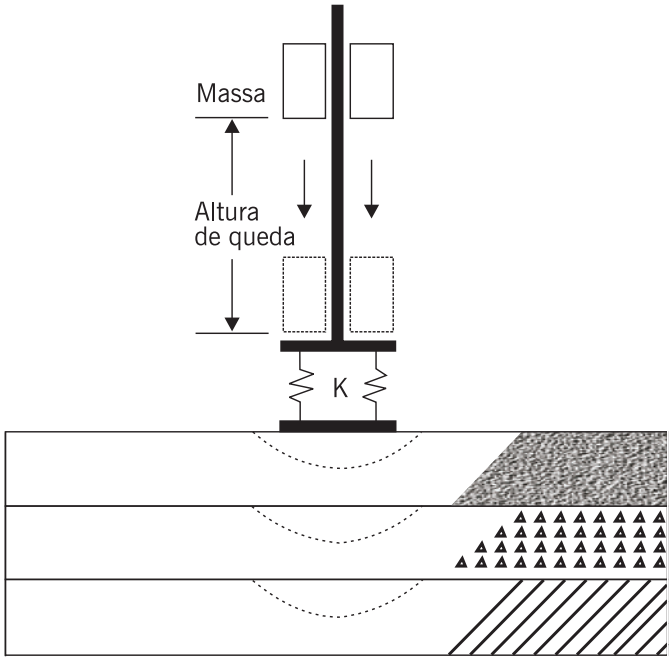


Figura 10.10 Esquema de um defletômetro de impacto

uma correlação simples e universal entre medidas realizadas com o FWD e a VB. Em cada tipo de pavimento pode-se obter certa correlação entre esses valores, porém não generalizável.

A Figura 10.11 mostra exemplos de FWD existentes no país, sendo de duas marcas, e tendo diferenças entre eles como: tipo de amortecedor, placas segmentadas ou não, tipo de sensor de medida de deslocamentos, forma do pulso de carga etc. (Macêdo, 1996). Por serem equipamentos mais sofisticados exigem, também, calibrações periódicas e especializadas. Lamentavelmente, embora já se tenha no país cerca de 20 equipamentos FWD, não existe nenhum centro de calibração como em outros países. Um exemplo de centro de calibração de FWD está na Figura 10.12 (Fonte: DOT Pensilvânia). Em 2009, foi criado nos EUA novo procedimento e, equipamento expedito e portátil para calibração de FWD (FHWA – HRT –07 -040).

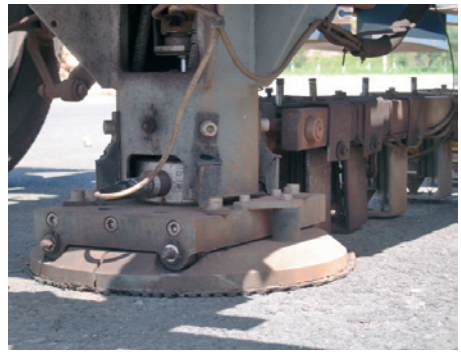
A Figura 10.13 mostra o esquema de medidas da deformada com o FWD e o esquema das leituras internas dos sensores.

As vantagens do FWD em relação à VB convencional são:

- acurácia nas medições;
- possibilidade de aplicação de vários níveis de carga;
- maior produtividade (mais pontos levantados por dia);
- ensaio não influenciado pelo operador;
- registro automático de temperatura e de distâncias dos pontos de ensaio.

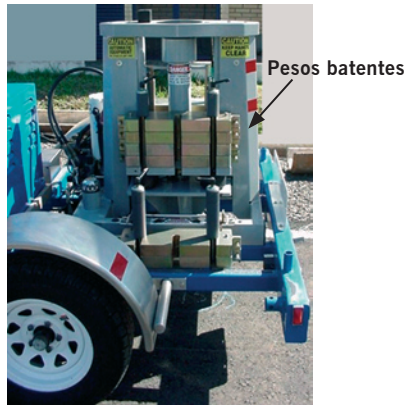
Algumas desvantagens do FWD são: custo do equipamento, necessidade de calibrações mais sofisticadas, diferenças de resultados entre marcas.

(a) Vista geral do FWD Dynatest



(b) Detalhe do prato de aplicação de carga e da barra de sensores

(c) FWD – KWAB



(d) Detalhe do sistema de carregamento

Figura 10.11 Exemplos de modelos de FWD

Figura 10.12 Exemplo de modelo de centro de calibração de FWD
(Fotos: Centro Regional de Calibração do Norte dos EUA)

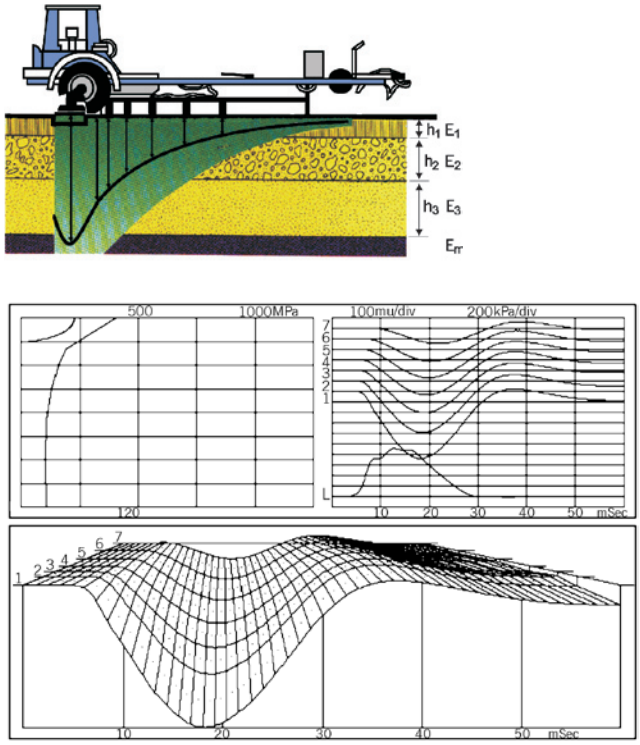


Figura 10.13 Esquema de medidas com o FWD
(www.dynatest.com)

Tanto o FWD quanto a VB podem ser usados no controle da capacidade de suporte das camadas do pavimento desde a sua construção, o que vem sendo cada vez mais usado no país com muitas vantagens (Soares *et al*., 2000).

A ordem de grandeza das deflexões dos pavimentos asfálticos varia muito com as características da estrutura, o tipo de revestimento, o nível de trincamento, as condições climáticas etc. Mas como valor típico pode-se indicar de 30 a 50 ($x10^{-2}$mm) para um pavimento com revestimento de concreto asfáltico e base granular em boa condição estrutural, e da ordem de 80 ($x10^{-2}$mm) para um pavimento com revestimento de tratamento superficial.

A vantagem de se poder medir com acurácia a bacia deflectométrica do pavimento é utilizá-la para estimar os módulos de elasticidade das camadas, o que permite uma avaliação estrutural mais adequada de cada segmento e o cálculo do reforço estrutural, se necessário, pelos princípios da mecânica dos pavimentos. Isto é possível através da técnica chamada de retroanálise, que será discutida, sucintamente, a seguir.

10.4 NOÇÕES DE RETROANÁLISE

O entendimento do pavimento como uma estrutura que forma um sistema em camadas que trabalham solidariamente, permite compatibilizar os materiais em termos de rigidez. Aplicando-se os princípios da mecânica dos pavimentos (Medina e Motta, 2005) é possível fazer uma avaliação estrutural mais adequada de todas as camadas e do subleito.

Para se aplicar o cálculo de tensões e deformações para um dimensionamento apropriado do reforço do pavimento, é necessário se conhecer a rigidez de todas as camadas do pavimento e do subleito. Como a maioria dos pavimentos, em uso, foi dimensionada pelo método do CBR (ou ISC), não se conhece a princípio essa característica dos materiais em cada trecho. Mesmo se conhecendo os valores dos módulos de resiliência da época do projeto e construção, eles tendem a ser variáveis com o tempo e o uso e, em alguns casos, pelo clima. Uma forma de resolver esse problema seria por meio da avaliação destrutiva por abertura de poços, que permitam coletar amostras para determinação destes parâmetros em laboratório. Mas isto é um serviço lento e causa transtornos adicionais ao pavimento.

Surgiu então um método que permite inferir os módulos de elasticidade das camadas do pavimento e do subleito por interpretação das bacias de deformação – a retroanálise. Usa-se aqui o termo módulo de elasticidade por ser nesse caso um parâmetro retrocalculado e não determinado em laboratório por meio do ensaio de carga repetida, como é o caso do módulo de resiliência.

A Figura 10.14 indica os elementos necessários para entender o conceito do método de retroanálise de pavimentos. Tendo-se o conhecimento da carga externa aplicada para a qual foi obtida a bacia deflectométrica e, conhecendo-se as características básicas dos tipos de materiais presentes em cada camada e suas espessuras, é possível inferir os

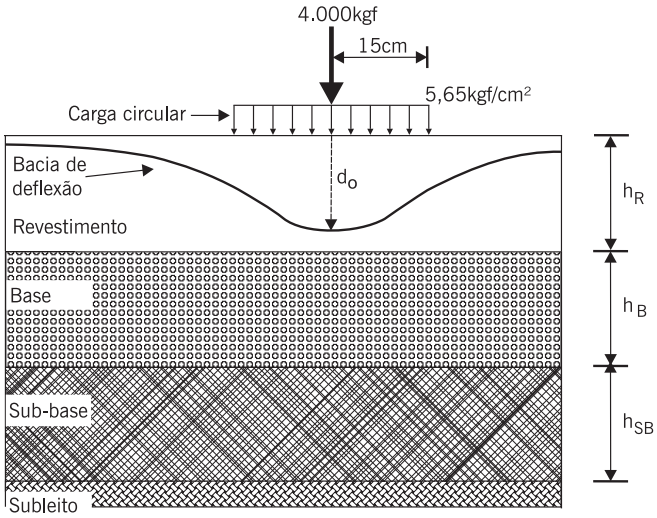


Figura 10.14 Esquema dos dados necessários para se fazer uma retroanálise de pavimento (Nóbrega, 2003)

módulos de elasticidade a partir das deflexões obtidas. Esta especificação é feita considerando-se uma determinada combinação de módulos das camadas de modo a fazer coincidirem a bacia teórica calculada e a bacia de campo determinada. Esta última pode ser obtida a partir de ensaios não-destrutivos, utilizando-se equipamentos como a viga Benkelman, universalmente usada, ou o FWD, instrumento capaz de obter determinações mais acuradas (Macedo, 1996; Albernaz, 1997; Villela e Marcon, 2001; Nóbrega, 2003).

A norma ASTM D 5858 apresenta uma diretriz de entendimento desta técnica e cuidados na sua interpretação. Não se tem ainda norma correspondente no país, mas o *Manual de reabilitação do DNER* (1998) comenta a retroanálise.

Os dados de entrada do processo de retroanálise são: a configuração do carregamento, a bacia deflectométrica, seção-tipo do pavimento, coeficientes de Poisson e faixas de valores modulares para cada camada da estrutura.

Em relação aos procedimentos de avaliação estrutural e projeto de reforço de pavimentos flexíveis adotados pelo DNER (PRO-10/79 – procedimento A, PRO-11/79 – procedimento B, PRO-159/85 e PRO-269/94), a retroanálise dos módulos de elasticidade de um pavimento apresenta as seguintes vantagens:

- possibilita a obtenção dos módulos nas condições de campo;
- minimiza o número de sondagens para determinação das espessuras e coletas de amostras para determinação dos parâmetros desejados, que são de difícil reprodução em laboratório, além de serem onerosas, perigosas e demoradas;
- os ensaios não-destrutivos são menos onerosos e menos demorados do que os ensaios destrutivos;
- possibilita o uso pleno da bacia deflectométrica, não só a deflexão máxima (d_0) como nas técnicas de avaliação estrutural preconizadas pelo DNER.

Os métodos tradicionais fazem a caracterização estrutural de um pavimento a partir dos valores individuais de deflexão máxima, considerando-os isoladamente. A deflexão máxima possibilita a determinação dos locais onde o pavimento apresenta variações nas deformações verticais reversíveis quando do carregamento imposto pelo tráfego. Entretanto, um mesmo valor de deflexão reversível máxima pode representar inúmeros níveis de qualidade estrutural, tanto mais crítica quanto mais concentrada a bacia, dependendo também do tipo da estrutura. Ou seja, pode-se obter uma mesma deflexão máxima para diversas combinações estruturais, conforme ilustra a Figura 10.15.

Nos procedimentos A e B do DNER é recomendado o levantamento da bacia deflectomética, em poucos pontos (dois ou três pontos em 1km de extensão), mas não é feito o uso pleno desta determinação. O procedimento B incorpora esses dados no cálculo do raio de curvatura, o que subestima a potencialidade da bacia deflectomética que, usada de forma adequada, fornece parâmetros bastante úteis para a avaliação estrutural completa, que engloba a estimativa dos módulos de elasticidade das camadas que compõem o pavimento.

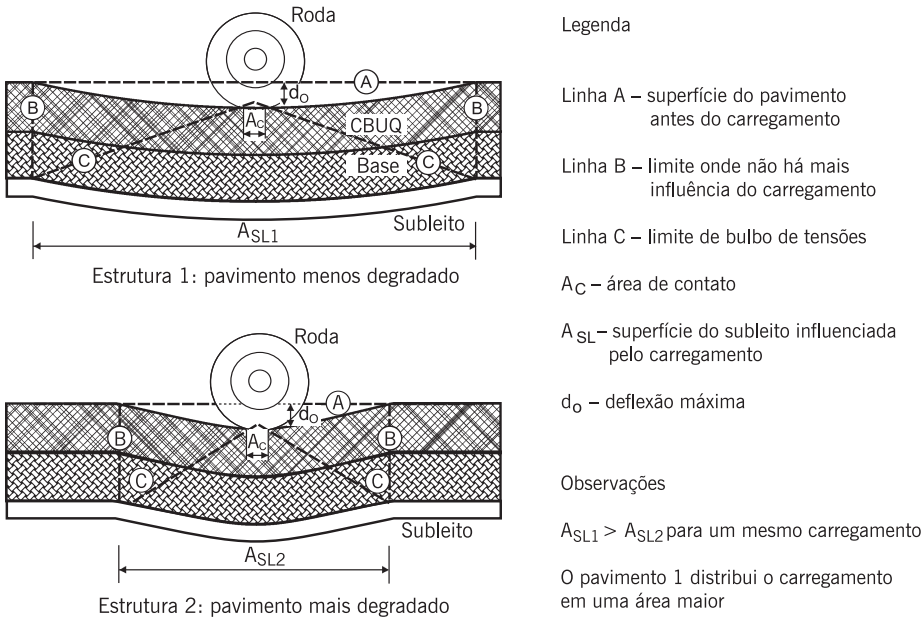


Figura 10.15 Diferentes formas de bacia deflectométrica indicam diferentes capacidades de carga para a mesma deflexão máxima (Nóbrega e Motta, 2003)

A sistemática de retroanálise se justifica por permitir:

- inferir os módulos de elasticidade "E" nas condições de campo;
- eliminar ou minimizar coleta de amostras;
- caracterizar com rapidez as camadas em termos de elasticidade;
- verificar a condição estrutural de cada camada e subleito.

As desvantagens de obtenção dos módulos de elasticidade por retroanálise são:

- a sensibilidade do cálculo dos valores dos módulos de elasticidade aos valores das bacias deflectométricas que possuem uma imprecisão inerente aos levantamentos de campo;
- a confiabilidade dos instrumentos e dos procedimentos operacionais de medição das deflexões deve ser continuamente verificada;
- os módulos de elasticidade retroanalisados não representam necessariamente os módulos reais dos materiais das camadas e sim "módulos equivalentes" (igualdade depende de diversos fatores, como por exemplo número de camadas, grau de trincamento, homogeneidade de material e regularidade de espessura);
- o conjunto de módulos retroanalisados não é único, depende do programa utilizado para obtê-los, das hipóteses simplificadoras, dos níveis de ajustes atingidos etc.

Esta idéia não é nova e já existem métodos de retroanálise desde a década de 1970. Porém, com o advento dos equipamentos automatizados tipo FWD e com o avanço da

computação houve um acelerado desenvolvimento dessa tecnologia, hoje fartamente disponível em várias versões de *softwares*.

Os programas se dividem em simplificados e iterativos. Entre os iterativos, todas as empresas e instituições que possuem FWD dispõem de um método de retroanálise associado, por exemplo, o ELMOD da empresa Dynatest do Brasil. É possível também se conseguir na internet muitos desses programas.

Entre os programas simplificados brasileiros tem sido utilizado o RETRAN2CL, desenvolvido por Albernaz (1997) que se baseia nas seguintes hipóteses e simplificações, entre outras:

- modelagem como um sistema ideal elástico de duas camadas: (i) pavimento, e (ii) subleito;
- materiais da estrutura de pavimento são considerados sem peso, homogêneos e isotrópicos;
- pavimento tem uma espessura uniforme e uma largura infinita; o subleito tem espessura infinita;
- coeficiente de Poisson é 0,5 para o pavimento e o subleito;
- aplicação em pavimento com espessura menor que o raio da placa de carga não é confiável.

A Figura 10.16 mostra uma das telas do programa RETRAN2CL onde é possível observar o ajuste entre a bacia medida e a calculada e os módulos retroanalisados do pavimento e do subleito. Com esses valores é possível avaliar a capacidade estrutural do pavimento e calcular a eventual espessura de reforço necessária para o trecho avaliado.

A retroanálise não serve somente para avaliação estrutural e projeto de reforço, já tendo sido usada para o desenvolvimento de método de dimensionamento de pavimentos novos de vias de baixo volume de tráfego (Alvarez Neto, 1997; Alvarez Neto *et al.*, 1998). Nos referidos trabalhos, a retroanálise foi usada na estimativa de módulos de trechos já implantados e serviu de calibração do método de dimensionamento proposto. Além disso, a retroanálise é recomendada como forma de estimar o módulo de trabalho do subleito ("para grandes extensões, o levantamento *in situ* torna-se mais econômico que a realização de uma campanha de ensaios para extração, coleta e ensaios de amostras de solos", p. 152, Alvarez Neto, 1997).

Os dados da retroanálise podem contribuir para a elaboração de projetos mais confiáveis, para pavimentos mais duráveis, representando um ganho de tempo nos projetos e minimizando a coleta de amostras. A retroanálise é o procedimento de projeto de reforço que mais evolui no momento no mundo.

É fundamental que os procedimentos de retroanálise de bacias deflectométricas sejam claramente compreendidos para que o projetista e o contratante conheçam as vantagens e as limitações da modelagem utilizada. Há, ainda, a necessidade de balizar os programas e procedimentos de retroanálise pelos ensaios de laboratório ou faixas de valores de módulos consistentes.

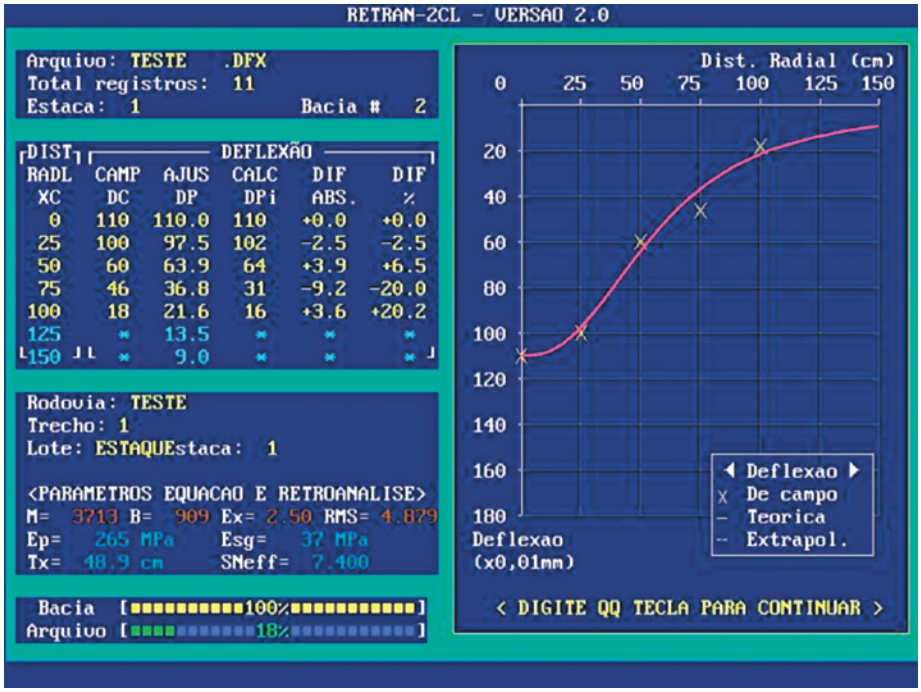


Figura 10.16 Tela do programa RETRAN2CL (Albernaz, 1997)

No caso de um trecho homogêneo de pavimentos, têm-se em geral medidas de bacias em várias seções ou estacas intermediárias. Uma questão que se coloca é: (i) deve-se fazer a retroanálise em todos os pontos levantados, para em seguida obter a média dos módulos retroanalisados, ou então (ii) deve-se obter uma bacia média e fazer somente uma retroanálise por trecho? A primeira hipótese sempre é a melhor, porém é muito trabalhosa e consome bastante tempo de análise. Mostra-se que é possível chegar a resultados adequados definindo duas curvas correspondentes à curva média mais ou menos um desvio padrão, e assim fazer a retroanálise obtendo-se valores próximos da análise ponto a ponto (Nóbrega *et al.*, 2003).

10.5 SIMULADORES DE TRÁFEGO

Os simuladores de tráfego são grandes equipamentos de campo que permitem fazer importante avaliação estrutural de seções de pavimento, para determinação de vida de fadiga em condições muito mais próximas da situação real de condições de tráfego e de materiais do que os ensaios de laboratório vistos no Capítulo 6, mas de forma acelerada em relação ao desempenho.

Existem vários tipos desses equipamentos que consistem de forma geral em fazer atuar uma ou duas rodas de caminhão sobre uma curta seção do pavimento a ser tes-

tado, por ciclos de carga contínuos durante várias horas por dia. Assim, reproduz-se em curto espaço de tempo o número de passagens de eixos previstos no projeto da estrutura ensaiada.

Assim é possível testar novos materiais e métodos de dimensionamento, entender o comportamento de distintos perfis de pavimentos e concluir sobre eficiências de técnicas de restauração, por exemplo.

No país há três tipos de simuladores de tráfego em atividade:

- o primeiro instalado foi o simulador circular do IPR/DNER em 1980 no Rio de Janeiro (Silva, 2001), mostrado na Figura 10.17(a). A concepção desse simulador é baseada no princípio do simulador francês de pista do LCPC instalado em Nantes, apresentado na Figura 10.17(b);
- o segundo instalado no país foi o simulador linear da UFRGS/DAER-RS em 1995 em Porto Alegre (Núñez, 1997), mostrado nas Figuras 10.17(c) e (d);
- o terceiro tipo é o simulador móvel tipo HVS (*heavy vehicle simulator*), de concepção brasileira, que permite testar trechos de estradas em uso (Fritzen, 2005), mostrado nas Figuras 10.17(e) e (f). Esse tipo de equipamento tem a grande vantagem de poder ser transportado para o local de teste. Existem dois desses equipamentos móveis disponíveis e atuantes no país desde 2003.

Existem no mundo simuladores HVS que podem ser deslocados de um ponto a outro por meio de carreta como o brasileiro ou através de sua própria potência – Figura 10.18(a). Torna-se possível a simulação acelerada do comportamento de um pavimento ao longo de sua vida de serviço com a construção de um pequeno trecho de pavimento numa faixa adicional colocada ao lado do pavimento existente – Figura 10.18(b) ou na própria pista. Além desses aspectos, o HVS pode simular os testes com controle de temperatura através de uma câmara *add-on*. Os efeitos da umidade também podem ser levados em consideração com o uso de sistemas de molhagem da superfície e técnicas simples de injeção de água nas camadas de base, sub-base e subleito.

(a) Simulador do IPR no Rio de Janeiro

(b) Simulador do LCPC de Nantes na França

(c) Simulador da UFRGS/DAER-RS em Porto Alegre

(d) Detalhe do simulador da UFRGS/DAER-RS

(e) Simulador brasileiro móvel tipo HVS

(f) Simulador brasileiro móvel tipo HVS em uso

Figura 10.17 Exemplos de simuladores de tráfego

(a) Detalhe da autolocomoção

(b) Teste em faixa adicional ao lado da pista existente

Figura 10.18 Exemplos de simuladores de tráfego tipo HVS – *heavy vehicle simulator* em outros países

10.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A avaliação estrutural é fundamental para se determinar a capacidade de carga de um pavimento desde a sua construção e ao longo da sua vida para definir a época mais adequada de fazer uma intervenção de restauração e qual deve ser a técnica a ser empregada.

Cada pavimento tem sua deflexão admissível, determinada a partir de um dimensionamento mecanístico, que faz uso dos parâmetros de módulo de resiliência dos materiais de cada camada e do subleito e dos critérios de fadiga e de deformação permanente definidos ao longo deste livro. Da mesma forma, o projeto de um reforço estrutural também deverá ser feito levando em conta esses critérios.

Como já declarado no prefácio, foge do escopo deste livro o detalhamento desses métodos de dimensionamento, mas estimula-se o leitor a procurar outros livros sobre o assunto, como, por exemplo, Pinto e Preussler (2002); Huang (1993, 2003); Medina e Motta (2005), entre outros.

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

ALBERNAZ, C.A.V. *Método simplificado de retroanálise de módulos de resiliência de pavimentos flexíveis a partir da bacia de deflexão*. 1997. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

ALVAREZ NETO, L. *Proposta de um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis com a utilização de solos tropicais em estruturas de baixo volume de tráfego*. 1997. 288 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997.

ALVAREZ NETO, L.; BERNUCCI, L.L.B.; NOGAMI, J.S. Proposta de um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis para vias de baixo volume de tráfego com a utilização de solos lateríticos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 31., 1998, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABPv, 1998. p. 372-89.

ASTM – AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. ASTM D4695-96: *standard guide for general pavement deflection measurements*. USA, 2000.

_____. ASTM D4748-98: *standard test method for determining the thickness of bound pavement layers using short-pulse radar*. USA, 2000.

_____. ASTM D5858-96e1: *standard guide for calculating in situ equivalent elastic moduli of pavement materials using layered elastic theory*. USA, 2002.

CARNEIRO, F.B.L. Viga Benkelman, instrumento auxiliar do engenheiro de conservação. In: SIMPÓSIO DE PESQUISA RODOVIÁRIA, 1965, Rio de Janeiro. Public. 85-GTPC-65-03. Rio de Janeiro: IPR, 1965.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. *Manual de reabilitação de pavimentos*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.

_____. ME 061/94: *delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da viga Benkelman*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. ME 24-94: *determinação das deflexões no pavimento pela viga Benkelman*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. PRO 10/79: *avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis, procedimento A*. Rio de Janeiro, 1979.

_____. PRO 11/79: *avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis, procedimento B*. Rio de Janeiro, 1979.

_____. PRO 159/85: *projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos*. Rio de Janeiro, 1985.

_____. PRO 269/94: *projeto de restauração de pavimentos flexíveis: Tecnapav*. Rio de Janeiro, 1994.

_____. PRO 273/96: *determinação de deflexões utilizando deflectômetro de impacto tipo falling weight deflectometer (FWD)*. Rio de Janeiro, 1996.

FRITZEN, M.A. *Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio-Teresópolis*. 2005. 250f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

GONÇALVES, F.P.; CERATTI, J.A.P. Utilização do *ground penetration* radar na avaliação de pavimentos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 31., 1998, São Paulo. *Anais...* São Paulo: ABPv, 1998. v. 1, p. 390-404.

HUANG, Y.H. *Pavement analysis and design*. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1993. 805p.

_____. *Pavement analysis and design*. 2. ed. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 2003. 900p.

MACÊDO, J.A.G. *Interpretação de ensaios deflectométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis*. 1996. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

MEDINA, J. *Mecânica dos pavimentos*. Rio de Janeiro: UFRJ, 1997.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. *Mecânica dos pavimentos*. 2005.

NÓBREGA, E.S. *Comparação entre métodos de retroanálise em pavimentos asfálticos*. 2003. 365 f. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

NÓBREGA, E.S.; MOTTA, L.M.G. Comparação de métodos de retroanálise e sua influência no dimensionamento de reforço. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 34., 2003, Campinas. *Anais...* Campinas: ABPv, 2003.

NÓBREGA, E.S.; MOTTA, L.M.G.; MACEDO, J.A.G. Retroanálise em pavimentos asfálticos: escolha de bacia representativa de segmentos homogêneos. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 17., 2003, Rio de Janeiro. *Anais*... Rio de Janeiro: ANPET, 2003. v. 1. p. 262-273.

NÚÑEZ, W.P. Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados. 1997. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. *Pavimentação rodoviária – conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis*. Rio de Janeiro: Copiarte, 2002. 269p.

SILVA, P.D.E.A. *Estudo do reforço de concreto de cimento Portland (whitetopping) na pista circular experimental do Instituto de Pesquisas Rodoviárias*. 2001. 300 f. Tese (Doutorado) – Coordenação dos Programas de Pós-graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

SOARES, J.B.; MOTTA, L.M.; SOARES, R.F. Análise de bacias deflectométricas para o controle de construção de pavimentos asfálticos. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 14., 2000, Gramado. Anais... Gramado: ANPET, 2000.

TRICHÊS, G.; FONTES, L.P.T.L.; DAL PAI, C.M. Procedimentos técnicos para o emprego do cone de penetração e investigação de pavimentos urbanos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35., 2004, Rio de Janeiro. *Anais...* v. 1. p. 1-13.

TRICHÊS, G.; CARDOSO, A.B. Avaliação da capacidade de aterros e subleito de rodovias e utilizando o penetrômetro dinâmico de cone e a viga Benkelman. In: *Transporte em transformação*. São Paulo: Makron Books, 2001. v. 1. p. 35-49.

VILLELA, A.R.A.; MARCON, A.F. Avaliação estrutural de pavimentos utilizando um método simplificado de retroanálise – Retran-2CL. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 33., 2001, Florianópolis. *Anais...* p. 622-33.

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

10 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Figura 10.1 Representações esquemáticas de curvas de desempenho de um pavimento e etapas de restauração 442
Figura 10.2 Exemplos de extração corpos-de-prova e de poços de sondagem em pavimentos em uso 444
Figura 10.3 Exemplo de equipamentos DCP de avaliação estrutural expedita de subleitos e camadas de solo 444
Figura 10.4 Equipamento de avaliação expedita do módulo elástico do pavimento 444
Figura 10.5 Defeitos estruturais de trincamento e afundamento por repetição de cargas 445
Figura 10.6 Esquema da viga Benkelman (DNER ME 24/94) e exemplo de medida em campo 447
Figura 10.7 Passos do ensaio com a viga Benkelman 448
Figura 10.8 Esquema de leituras com a viga Benkelman para obtenção da deformada 449
Figura 10.9 Esquema de medida e cálculo do raio de curvatura 449
Figura 10.10 Esquema de um defletômetro de impacto 450
Figura 10.11 Exemplos de modelos de FWD 451
Figura 10.12 Exemplo de modelo de centro de calibração de FWD 451
Figura 10.13 Esquema de medidas com o FWD 452
Figura 10.14 Esquema dos dados necessários para se fazer uma retroanálise de pavimento (Nóbrega, 2003) 453
Figura 10.15 Diferentes formas de bacia deflectométrica indicam diferentes capacidades de carga para a mesma deflexão máxima (Nóbrega e Motta, 2003) 455
Figura 10.16 Tela do programa RETRAN2CL (Albernaz, 1997) 457
Figura 10.17 Exemplos de simuladores de tráfego 459
Figura 10.18 Exemplos de simuladores de tráfego tipo HVS – *heavy vehicle simulator* em outros países 460

Sem tabelas

11
Técnicas de restauração asfáltica

11.1 INTRODUÇÃO

Para a definição de alternativas de restauração é necessário o estudo da condição do pavimento existente. Este estudo é precedido por uma avaliação funcional (Capítulo 9) e uma avaliação estrutural (Capítulo 10). Essas avaliações fornecem dados para análise da condição da superfície do pavimento e de sua estrutura e também para a definição das alternativas de restauração apropriadas.

Na avaliação funcional é verificada a condição da superfície do pavimento, por meio do levantamento e análise de defeitos superficiais, e da condição de irregularidade longitudinal. Os principais defeitos considerados na avaliação funcional são: área trincada e severidade do trincamento, deformações permanentes e irregularidade longitudinal.

Na avaliação estrutural é verificada a condição da estrutura do pavimento de suportar cargas, por meio de levantamentos não-destrutivos pela determinação da deflexão superficial resultante da aplicação de uma carga conhecida. O principal parâmetro considerado na avaliação estrutural é a deflexão na superfície e a bacia de deformação. A deflexão é normalmente utilizada para delimitar segmentos considerados como homogêneos quanto à condição estrutural.

A análise dos dados das avaliações através de procedimentos específicos fornece as soluções de restaurações apropriadas em cada caso, que podem ser de cunho funcional ou estrutural. Caso a restauração deva ser de cunho estrutural é necessário utilizar um método de projeto que leve em conta as características de deformabilidade das camadas e do novo revestimento, levando em conta os módulos de resillência medidos ou obtidos por retroanálise para se calcular as espessuras necessárias.

Para mais informações sobre procedimentos de dimensionamento de reforço de pavimentos devem ser consultados outros livros, por exemplo Pinto e Preussler (2002) e Medina e Motta (2005). Neste capítulo são comentadas somente as técnicas possíveis de serem aplicadas, sem indicação de espessuras, quando pertinente, pois elas serão obtidas em função da estrutura do pavimento existente e do tráfego esperado no futuro em cada caso, entre outros aspectos. Para se fazer essa análise de alternativas de restauração, em geral, definem-se segmentos homogêneos.

11.1.1 Delimitação de segmentos homogêneos a partir de levantamentos defletométricos

Para a delimitação de segmentos homogêneos a partir de levantamentos defletométricos pode-se utilizar o procedimento indicado pela AASHTO (1993). Esse procedimento faz uso do método das diferenças acumuladas, que consiste na seguinte seqüência de cálculo:

1. Calcula-se o valor médio da deflexão para todo o trecho ($\overline{D}$).
2. Calcula-se a diferença entre cada valor individual e o valor médio.
3. Calculam-se os valores acumulados das diferenças.
4. Plota-se em um gráfico, nas abscissas as distâncias e nas ordenadas os valores acumulados das diferenças.

Cada variação de coeficiente angular da curva obtida indica uma mudança do comportamento médio de um determinado segmento para outro, delimitando as extremidades dos segmentos homogêneos. Analiticamente considera-se:

Deflexão média $$\overline{Di} = \frac{D(i-1) + Di}{2} \quad (11.1)$$

Área entre estações e curva $$Ai = \overline{Di} \times \Delta li \quad (11.2)$$

Onde:
$\overline{Di}$ = deflexão na estaca i;
Δli = distância entre estações.

Área acumulada $$Ac = \sum_{i=1}^{n} Ai \quad (11.3)$$

Distância acumulada $$Lc = \sum_{i=1}^{n} \Delta li \quad (11.4)$$

Diferença acumulada $$Zi = \sum Ai - tg\alpha \sum \Delta li \quad (11.5)$$

Onde:

$$tg\alpha = \frac{Ac}{Lc}$$

A Tabela 11.1 e a Figura 11.1 exemplificam esse procedimento.

TABELA 11.1 EXEMPLO DE APLICAÇÃO DO PROCEDIMENTO PARA DELIMITAÇÃO EM SEGMENTOS HOMOGÊNEOS (AASHTO, 1993)

Ponto	Deflexão$_i$ (x10^{-2}mm)	$\overline{D}$	Δli	$\Sigma\Delta li$	A_i	ΣA_i	Z_i
0	87	0,0	0	0	0	0	0
40	89	88,0	40	40	3.520	3.520	98
80	91	90,0	40	80	3.600	7.120	276
120	88	89,5	40	120	3.580	10.700	434
160	90	89,0	40	160	3.560	14.260	572
200	95	92,5	40	200	3.700	17.960	850
240	80	87,5	40	240	3.500	21.460	928
280	90	85,0	40	280	3.400	24.860	906
320	95	92,5	40	320	3.700	28.560	1.184
360	83	89,0	40	360	3.560	32.120	1.322
400	90	86,5	40	400	3.460	35.580	1.360
440	100	95,0	40	440	3.800	39.380	1.738
480	87	93,5	40	480	3.740	43.120	2.056
520	85	86,0	40	520	3.440	46.560	2.074
560	93	89,0	40	560	3.560	50.120	2.212
600	86	89,5	40	600	3.580	53.700	2.370
640	58	72,0	40	640	2.880	56.580	1.828
680	83	70,5	40	680	2.820	59.400	1.226
720	67	75,0	40	720	3.000	62.400	804
760	59	63,0	40	760	2.520	64.920	-98
800	66	62,5	40	800	2.500	67.420	-1.020
840	69	67,5	40	840	2.700	70.120	-1.742
880	72	70,5	40	880	2.820	72.940	-2.344
920	61	66,5	40	920	2.660	75.600	-3.106
960	57	59,0	40	960	2.360	77.960	-4.168
1.000	58	57,5	40	1.000	2.300	80.260	-5.290
1.040	67	62,5	40	1.040	2.500	82.760	-6.212
1.080	78	72,5	40	1.080	2.900	85.660	-6.734
1.120	89	83,5	40	1.120	3.340	89.000	-6.816
1.160	78	83,5	40	1.160	3.340	92.340	-6.898
1.200	82	80,0	40	1.200	3.200	95.540	-7.120
1.240	87	84,5	40	1.240	3.380	98.920	-7.162
1.280	97	92,0	40	1.280	3.680	102.600	-6.904
1.320	88	92,5	40	1.320	3.700	106.300	-6.626
1.360	81	84,5	40	1.360	3.380	109.680	-6.668
1.400	95	88,0	40	1.400	3.520	113.200	-6.570
1.440	97	96,0	40	1.440	3.840	117.040	-6.152
1.480	105	101,0	40	1.480	4.040	121.080	-5.534
1.520	102	103,5	40	1.520	4.140	125.220	-4.816
1.560	99	100,5	40	1.560	4.020	129.240	-4.218
1.600	86	92,5	40	1.600	3.700	132.940	-3.940
1.640	93	89,5	40	1.640	3.580	136.520	-3.782
1.680	101	97,0	40	1.680	3.880	140.400	-3.324

Ponto	Deflexão$_i$ (x10^{-2}mm)	$\overline{D}$	Δli	$\Sigma\Delta li$	A_i	ΣA_i	Z_i
1.720	99	100,0	40	1.720	4.000	144.400	-2.746
1.760	103	101,0	40	1.760	4.040	148.440	-2.128
1.800	97	100,0	40	1.800	4.000	152.440	-1.550
1.840	84	90,5	40	1.840	3.620	156.060	-1.352
1.880	87	85,5	40	1.880	3.420	159.480	-1.354
1.920	103	95,0	40	1.920	3.800	163.280	-976
1.960	95	99,0	40	1.960	3.960	167.240	-438
2.000	98	96,0	40	2.000	3.860	171.100	0
				2.000	Total	4.257.500	

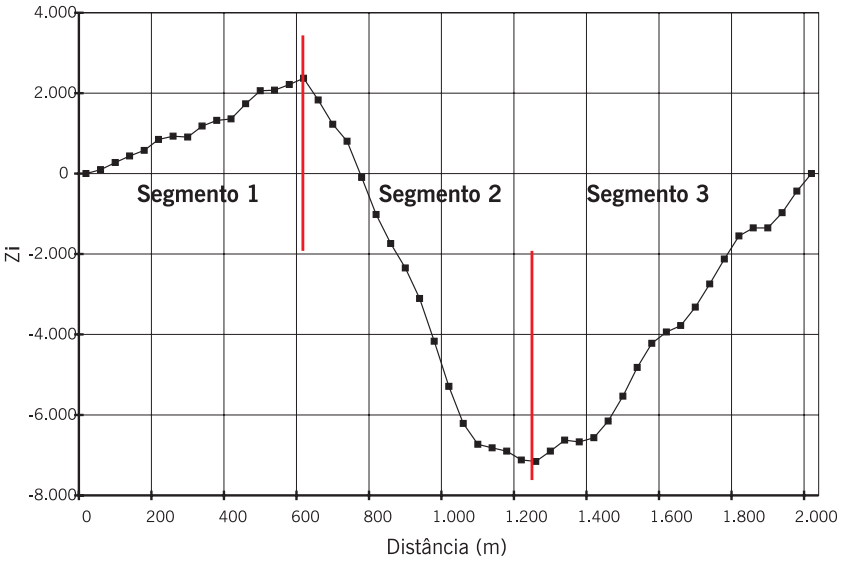


Figura 11.1 Exemplo de delimitação dos segmentos homogêneos pelo método das diferenças acumuladas (AASHTO, 1993)

11.2 TÉCNICAS DE RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS COM PROBLEMAS FUNCIONAIS

Quando não existem problemas estruturais e a restauração é necessária para a correção de defeitos funcionais superficiais, são empregados geralmente os tipos de revestimentos a seguir, isoladamente ou combinados e antecedidos ou não por uma remoção de parte do revestimento antigo por fresagem:

- lama asfáltica (DNER-ES 314/97) (selagem de trincas e rejuvenescimento);
- tratamento superficial simples (DNER-ES 308/97) ou duplo (DNER-ES 309/97) (selagem de trincas e restauração da aderência superficial);

- microrrevestimento asfáltico a frio (ABNT NBR 14948, DNIT 035/2005-ES) ou a quente (DNER-ES 388/99) (selagem de trincas e restauração da aderência superficial quando existe condição de ação abrasiva acentuada do tráfego);
- concreto asfáltico (DNIT 031/2004) (quando o defeito funcional principal é a irregularidade elevada);
- mistura do tipo camada porosa de atrito (DNER-ES 386/99), SMA ou misturas descontínuas (para melhorar a condição de atrito e o escoamento de água superficial).

Quando são identificadas trincas isoladas no revestimento, o seu tratamento por selagem é eficiente no retardamento de sua evolução e da conseqüente necessidade de uma intervenção de restauração de maior magnitude. A Figura 11.2 exemplifica a aplicação da técnica de selagem de trincas.

As combinações de técnicas geralmente utilizadas para restauração são:

- reperfilagem com concreto asfáltico tipo massa fina + camada porosa de atrito;
- microrrevestimento asfáltico + camada porosa de atrito (o microrrevestimento tem função de reduzir a reflexão de trincas e impermeabilizar o revestimento antigo);

(a) Abertura de trinca para selagem e limpeza

(b) Aplicação de produto selante

(c) Aplicação de cal para proteção caso se aplique uma nova camada de revestimento asfáltico

(d) Revestimento após selagem de trincas

Figura 11.2 Exemplo de selagem de trincas

- remoção por fresagem + reperfilagem com concreto asfáltico tipo massa fina + microrrevestimento (quando a superfície antiga apresenta grau elevado de trincamento e/ou desagregação e existe condição de ação abrasiva acentuada do tráfego);
- remoção por fresagem + reperfilagem com concreto asfáltico tipo massa fina + tratamento superficial simples + microrrevestimento a frio (quando a superfície antiga apresenta grau elevado de trincamento e a superfície nova necessita de melhor condição de rolamento, proporcionada pelo microrrevestimento, e de liberação da pista com menor arrancamento de agregados possível);
- remoção por fresagem + reperfilagem com concreto asfáltico tipo massa fina + camada porosa de atrito (quando a superfície apresenta grau elevado de trincamento e/ou desagregação e existe necessidade de boa aderência e escoamento superficial);
- remoção por fresagem + microrrevestimento asfáltico + camada porosa de atrito (quando a superfície apresenta grau elevado de trincamento e/ou desagregação. O microrrevestimento tem a função de reduzir a reflexão de trincas e impermeabilizar a camada antiga, e a camada porosa de atrito a de aderência e escoamento superficial).

11.3 TÉCNICAS DE RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS COM PROBLEMAS ESTRUTURAIS

Quando existe o comprometimento estrutural do pavimento ou perspectiva de aumento de tráfego, as alternativas de restauração ou reforço compreendem aquelas que restabelecem ou incrementam sua capacidade estrutural por meio da incorporação de novas camadas (recapeamento) à estrutura e/ou tratamento de camadas existentes (reciclagem, por exemplo).

Os tipos de revestimentos geralmente utilizados como recapeamento são o concreto asfáltico, o SMA (como camada de rolamento para resistir a deformações permanentes em vias de tráfego pesado), misturas descontínuas e o pré-misturado a quente. Nestes são empregados cimentos asfálticos convencionais, modificados por polímeros ou modificados por borracha moída de pneus. Esses tipos de revestimentos são utilizados isoladamente ou combinados:

- concreto asfáltico;
- pré-misturado a quente + concreto asfáltico;
- concreto asfáltico + SMA;
- SMA e outras misturas asfálticas de granulometria descontínua;
- tratamento superficial duplo ou microrrevestimento + concreto asfáltico.

A remoção por fresagem é recomendada previamente à execução de camadas de recapeamento quando há necessidade de redução da energia de propagação de trincas existentes no revestimento antigo, retardando a sua reflexão nas novas camadas.

A possibilidade de reflexão de trincas em restaurações executadas em pavimentos com problemas estruturais é um fator importante e deve ser considerada no projeto da restauração, por meio de medidas para sua minimização, citadas a seguir.

11.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE O TRINCAMENTO POR REFLEXÃO

As trincas por reflexão surgem acima de juntas ou trincas existentes em camadas de revestimento antigo. Cuidados adicionais devem ser tomados durante a restauração para reduzir a severidade e a velocidade de sua propagação. A reflexão de trincas é mais crítica em situações de temperaturas mais baixas, devido ao enrijecimento do revestimento asfáltico, bem como de elevado volume de tráfego ou de grande magnitude de cargas. São desenvolvidas tensões de tração elevadas nas camadas de recapeamento devido a movimentos originados nas trincas existentes no revestimento antigo deteriorado. A reflexão se dá normalmente de baixo para cima no recapeamento. A seguir são apresentadas algumas medidas para o controle e redução de reflexão de trincas.

Emprego de geossintéticos

Os geossintéticos podem atuar de duas maneiras: desviando as trincas ou convertendo as trincas em microfissuras ao se propagarem. Quando são utilizados geotêxteis impregnados com ligante asfáltico na interface entre o revestimento antigo deteriorado e um recapeamento, conforme mostrado nas Figuras 11.3 e 11.4, devido à presença do geotêxtil, tem-se uma taxa maior de ligante asfáltico nessa interface do que a obtida com uma pintura de ligação convencional. Isso, associado à presença do geotêxtil, faz com que ocorra um retardo na reflexão das trincas. E, quando refletidas, a reflexão é atenuada e normalmente na direção horizontal. Também ocorre uma manutenção da estanqueidade do revestimento, protegendo as camadas subjacentes da ação das águas pluviais. Não é tão efetivo na presença de grandes movimentos verticais ou horizontais, e é mais eficiente em regiões de clima ameno.

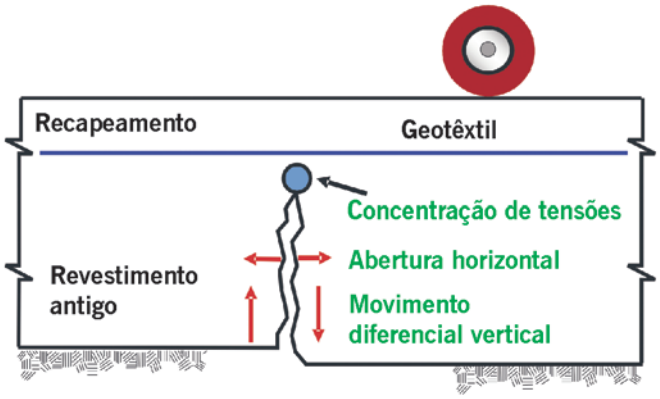


Figura 11.3 Posicionamento de geotêxtil em pavimento recapeado

(a) Execução da pintura de ligação

(b) Equipamento aplicador do geotêxtil

(c) Aplicação do geotêxtil

(d) Ajustes por esticamento

(e) Compressão para a aderência à pintura de ligação

(f) Impregnação com emulsão asfáltica

(g) Espalhamento de pedrisco impregnado com ligante asfáltico

(h) Execução da camada de recapeamento

Figura 11.4 Exemplo de execução de geotêxtil em restauração de revestimento asfáltico
(Fotos: Gonçalves)

Quando são utilizadas geogrelhas, conforme exemplificado na Figura 11.5, a reflexão se dá através da formação de microfissuras de baixa severidade, apresentando trajetória aleatória, com progressão lenta, podendo ainda essa formação ser interrompida se houver descontinuidade do processo de dissipação de energia na extremidade das microfissuras devido a mudanças de orientação nas trajetórias de propagação.

(a) Limpeza manual

(b) Execução de pintura de ligação

(c) Aplicação da geogrelha

(d) Geogrelha posicionada

(e) Lançamento da camada de recapeamento

(f) Compactação da camada de recapeamento

Figura 11.5 Exemplo de execução de geogrelha em restauração de revestimento asfáltico
(Fotos: Montestruque)

Camadas intermediárias de alívio de tensões

São camadas executadas na superfície de um revestimento antigo deteriorado e sobre a qual será executado um recapeamento, conforme a Figura 11.6. Essas camadas intermediárias, chamadas de SAMI (*stress absorbing membrane interlayer*), podem ser constituídas de microrrevestimentos asfálticos, tratamentos superficiais por penetração com ligantes asfálticos modificados por polímeros ou por borracha de pneus, ou mesmo misturas asfálticas com elevado teor de asfalto modificado por polímero em camadas delgadas. A SAMI atua dissipando movimentos e tensões em trincas e juntas de severidade baixa a média, devido às características de recuperação elástica do ligante asfáltico empregado.

Camadas de dissipação de trincas

São camadas granulares com poucos finos e agregados com diâmetro máximo de 75mm, granulometria aberta e podem ser misturadas com pequeno teor de ligante asfáltico, tipicamente um pré-misturado a quente, que são executadas sobre o revestimento antigo deteriorado. Sobre ela é executada uma camada de recapeamento asfáltico. Propiciam volume de vazios elevados que efetivamente interrompem a propagação das trincas, mesmo aquelas sujeitas a grandes movimentos. São executadas em espessuras mínimas de 100mm. A Figura 11.7 mostra esquematicamente sua posição.

Espessura de recapeamento aumentada

O aumento da espessura de recapeamento não previne a ocorrência de trincas por reflexão, mas reduz a velocidade de propagação e a severidade das trincas refletidas por reduzir os esforços de flexão e cisalhamento sob carga e também por reduzir a variação de temperatura na camada de revestimento. Sua relação custo-benefício deve ser considerada em relação a outras técnicas.

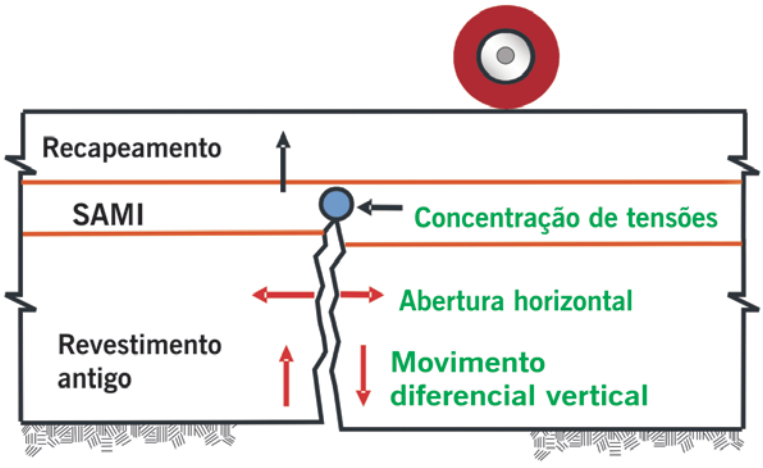


Figura 11.6 Posicionamento da camada intermediária de alívio de tensões

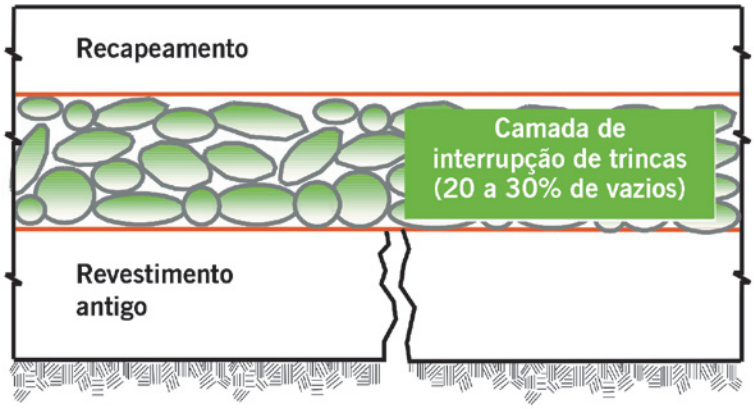


Figura 11.7 Posicionamento de camada de interrupção de trincas

Reciclagem do revestimento existente

A reciclagem de revestimento antigo deteriorado é uma alternativa utilizada para reduzir ou eliminar camadas com trincas com potencial de reflexão. Se houver também necessidade de aumento da capacidade de suporte, segue-se à reciclagem uma nova camada de rolamento.

A reciclagem pode ser realizada somente com os materiais existentes fresados mais adição de agentes rejuvenescedores e/ou ligantes asfálticos novos, ou ainda com incorporação de agregado para correção granulométrica, de espuma de asfalto ou de emulsões asfálticas e até de cimento Portland. A mistura reciclada pode ser executada em usina, conforme exemplificado na Figura 11.8(a), mas preferencialmente é feita no próprio local da obra por recicladoras, conforme exemplo mostrado na Figura 11.8(b).

Os principais benefícios da reciclagem de revestimentos deteriorados são a reutilização dos agregados e do ligante asfáltico, a conservação de energia e a preservação ambiental.

Emprego de revestimentos asfálticos com ligantes modificados

Podem ser confeccionadas misturas asfálticas com ligantes modificados por polímeros ou borracha moída de pneus que apresentem baixa rigidez (valores de módulo de resiliência mais baixos que os usuais) visando menor absorção de tensões e conseqüente retardamento da ascensão das trincas de reflexão.

Também é possível executar-se uma camada de nivelamento fina (com agregados passantes na peneira 3/8") com ligante modificado, que funcionaria como uma camada de dissipação parcial de trincas e, em seguida, aplicar-se um novo revestimento com ligante modificado. Esta é uma alternativa que visa retardar o aparecimento de trincas através da aplicação de revestimentos delgados com ligantes modificados.

(a) Exemplo de usina de reciclagem

(b) Exemplo de reciclagem *in situ*

Figura 11.8 Reciclagem com espuma de asfalto
(Foto: Morilha Jr.)

BIBLIOGRAFIA CITADA E CONSULTADA

AASHTO – AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *AASHTO guide for design of pavement structure*. Washington, USA, 1993.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14948: *microrrevestimentos asfálticos a frio modificados por polímero: materiais, execução e desempenho*. Rio de Janeiro, 2003.

ABINT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS INDÚSTRIAS DE NÃO-TECIDOS E TECIDOS TÉCNICOS. *Manual brasileiro de geossintéticos*. São Paulo: Editora Edgard Blucher, 2004.

ASPHALT INSTITUTE. *The asphalt handbook*. Manual Series n. 4 (MS-4). 1989.

BONFIM, V. *Fresagem de pavimentos asfálticos*. 1. ed. São Paulo: Fazendo Arte, 2000. 112 p.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ES 308/97: *pavimentação: tratamento superficial simples*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 309/97: *pavimentação: tratamento superficial duplo*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. ES 314/97: *pavimentação: lama asfáltica*. Rio de Janeiro, 1997.

_____. *Manual de reabilitação de pavimentos asfálticos*. Rio de Janeiro: DNER, 1998.

_____. ES 386/99: *pavimentação: pré-misturado a quente com asfalto polímero: camada porosa de atrito*. Rio de Janeiro, 1999.

_____. ES 388/99: *pavimentação: micro pré-misturado a quente com asfalto polímero*. Rio de Janeiro, 1999.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 031/04-ES: *pavimentos flexíveis: concreto asfáltico*. Rio de Janeiro, 2004.

_____. DNIT 035/05-ES: *pavimentos flexíveis: microrrevestimento asfáltico a frio com emulsão modificada por* polímero. Rio de Janeiro, 2005.

HUNTER, R.N. *Asphalts in road construction*. London: Thomas Telford Publishing, 2000.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. *Mecânica dos pavimentos*. 2. ed. Rio de Janeiro, 2005.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. *Pavimentação rodoviária – conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis*. Rio de Janeiro: Copiarte, 2002. 269p.

SHELL. *The Shell bitumen handbook*. 5. ed. London: Thomas Telford Publishing, 2003.

WAPA – WASHINGTON ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. *The WAPA asphalt pavement guide*. Washington: WAPA, 2004.

ÍNDICE DE FIGURAS E TABELAS

11 TÉCNICAS DE RESTAURAÇÃO ASFÁLTICA

Figura 11.1 Exemplo de delimitação dos segmentos homogêneos pelo método das diferenças acumuladas (AASHTO, 1993) 466
Figura 11.2 Exemplo de selagem de trincas 467
Figura 11.3 Posicionamento de geotêxtil em pavimento recapeado 469
Figura 11.4 Exemplo de execução de geotêxtil em restauração de revestimento asfáltico 470
Figura 11.5 Exemplo de execução de geogrelha em restauração de revestimento asfáltico 471
Figura 11.6 Posicionamento da camada intermediária de alívio de tensões 472
Figura 11.7 Posicionamento de camada de interrupção de trincas 473
Figura 11.8 Reciclagem com espuma de asfalto 474

Tabela 11.1 Exemplo de aplicação do procedimento para delimitação em segmentos homogêneos (AASHTO, 1993) 465

ÍNDICE REMISSIVO DE TERMOS

A

AASHTO, 287, 306, 346, 404, 406, 464
abrasão, 116, 124, 133, 153, 187, 269, 273, 395
abrasão Los Angeles, 134, 140, 261, 273, 327, 357
absorção, 142, 149, 167, 216, 271, 435
aderência, 165, 179, 403, 429, 430, 483
adesão, 116, 187, 264, 273, 275, 280
adesividade, 64, 118, 143, 328, 421
afundamento de trilha de roda, 322, 417, 443
afundamentos, 322, 414, 416, 417, 419, 424, 442, 443, 445
agentes rejuvenescedores, 41, 99, 188, 190, 256, 473
agregado, 115, 207
  artificial, 119
  britado, 124
  graúdo, 120, 132, 139, 142, 150, 152
  miúdo, 85, 120, 148, 150, 151
  natural, 99, 116
  propriedades (ver propriedades dos agregados)
  reciclado, 116, 119, 351, 352, 355, 362
alcatrão, 25, 26
amostragem, 73, 130, 142, 387
amostragem de agregados, 130
análise granulométrica, 122, 132
análise petrográfica, 117
análise por peneiramento, 119, 121, 122, 125, 139
angularidade de agregado, 150, 151, 152, 240, 261
ângulo de fase, 104, 260, 290, 303
areia, 116, 119, 120, 141, 151, 164, 174, 341, 354, 356, 363, 430
areia-asfalto, 174, 253, 328
areia-cal-cinza volante, 356
argila, 132, 143, 150, 153, 340, 341, 354, 358, 360, 363
argila calcinada, 119, 134
argila expandida, 119
aromáticos, 27, 30, 37, 51, 64
asfaltenos, 27, 30, 32, 68, 176
asfalto, 25, 27, 30, 34, 41, 58, 100
  asfalto-borracha, 75, 162, 165, 172, 302, 324, 377
  asfaltos diluídos, 81, 96
  asfalto-espuma, 38, 41, 97, 441
  asfalto modificado por polímeros, 59, 63, 67, 69, 92, 162, 174, 377, 472
  asfalto natural, 26
  composição química, 27
  especificação brasileira, 58, 61, 83, 94, 95, 96, 97, 99
  especificação européia, 62
  especificação SHRP, 32, 100, 102, 103
  produção, 32, 33, 34, 39
  programa SHRP, 100
  propriedades físicas-ensaios, 41
    coesividade Vialit, 72
    densidade relativa, 53
    durabilidade, 49
    dutilidade, 49
    espuma, 53
    estabilidade à estocagem, 72
    fragilidade e tenacidade, 73
    massa específica, 53
    penetração, 42
    ponto de amolecimento, 48
    ponto de fulgor, 52
    ponto de ruptura Fraass, 54
    recuperação elástica, 70
    reômetro de cisalhamento dinâmico, 104
    reômetro de fluência em viga (BBR), 106
    retorno elástico, 70
    separação de fases, 72
    suscetibilidade térmica, 55
    solubilidade, 49
    tração direta (DTT), 108
    vaso de envelhecimento sob pressão (PAV), 108
    viscosidade, 43
avaliação, 403, 441
  de aderência em pistas molhadas, 429
  estrutural, 9, 441, 463
  funcional, 9, 403, 441, 463
  objetiva, 424
  subjetiva, 404, 409

B

"bacia de deflexão, bacia de deformação", 445, 452
basalto, 116, 118, 119, 142, 143
base (camada de pavimento), 176, 183, 194, 337, 339
base asfáltica, 176
BBM, BBME, BBTM, BBUM, 176, 177, 179, 180, 181, 182
betume (ver asfalto), 25, 26, 49
bica corrida, 353, 357
bombeamento de finos, 416, 423
borracha (ver asfalto-borracha), 59, 62, 63, 65, 75
brita graduada simples, 352, 353, 357

brita graduada tratada com cimento, 352, 356, 362
britador, 124, 127
britagem, 124
Brookfield, 47
buraco (panela), 415, 416, 422, 425

C

camada(s)
"de base; de sub-base", 352
"de dissipação de trincas (de absorção de trincas; anti-reflexão de trincas)", 468, 469
de módulo elevado, 162, 165, 176
de reforço do subleito, 337, 339
de rolamento (ver revestimento asfáltico), 9, 162, 176, 468, 473
de revestimento intermediárias, 9, 162, 179, 183, 187, 253, 472
intermediárias de alívio de tensões, 472
porosa de atrito (ver revestimento drenante), 159, 161, 165, 253, 328, 434, 468
superficiais de revestimentos delgados, 165, 179, 473
caminhão espargidor, 393, 396
Cannon-Fenske, 44, 45
Cannon-Manning, 44, 45
CAP (cimento asfáltico de petróleo) (ver asfalto)
capa selante, 183, 193, 395
cimento asfáltico de petróleo (ver asfalto)
classificação de agregados, 116, 119, 142
classificação de asfaltos, 41, 43, 60, 100
classificação de defeitos, 415
classificação de solos, 340, 341
classificação de textura, 430, 432
coesão (coesividade), 49, 72, 187, 194, 271, 338, 342, 352
coletores de pó (filtros de manga), 380
compactação, 389
compactador giratório (Superpave), 230, 232
compatibilidade, 66, 67, 72, 129, 271
compressão, 10, 127, 195, 289, 308, 311, 330, 338, 350, 352, 470
compressão uniaxial não-confinada (*creep*), 317
concreto asfáltico, 158, 159, 161, 162, 217, 302, 432, 468
concreto asfáltico de módulo elevado, 162, 165, 176, 302, 311, 352
concreto asfáltico delgado, 177, 178
concreto asfáltico denso, 161, 162
cone de penetração dinâmico (DCP), 345, 443, 444
contrafluxo, 379, 383, 384
corrugação, 415, 416, 420, 425, 427
creep, 106, 317, 318, 319, 320, 321
cura, 96, 254, 351, 363, 364, 397, 399
curva de Fuller, 229
curvas granulométricas (ver granulometria), 123, 261

D

DCP (*dynamic cone penetrometer cone* de penetração dinâmico), 345, 444
defeitos de superfície, 413, 414, 415, 416
deflexão, 346, 443, 445, 446, 448, 454, 463, 464
deformação, 43, 49, 104, 105, 304, 313, 315, 443
deformação permanente (ver afundamento em trilha de roda), 316, 317, 320, 321, 322, 443
degradação, 133, 134, 137, 139
densidade (ver massa específica)
específica, 144
específica Rice, 210
máxima medida, 209
máxima teórica, 209
relativa, 53, 145, 147
densímetro com fonte radioativa, 390
densímetro eletromagnético, 390
desagregação (ver desgaste, descolamento, *stripping*), 415, 416, 421, 422
descolamento, 129, 419, 421
desempenho, 101, 373, 401, 403, 441, 442, 457
desgaste, 134, 135, 327, 415, 416, 421, 423
deslocamento, 289, 291, 297, 298, 299, 300, 301, 318, 321, 346, 348, 421, 443, 445, 446
diorito, 118, 119
distribuidor de agregados, 197, 393
dosagem, 157, 205, 217, 227, 229, 253, 256, 258, 259, 266, 269, 274, 277
dosagem ASTM, 217, 235
dosagem de misturas asfálticas recicladas a quente, 256
dosagem Marshall, 206, 217, 224, 227
dosagem Superpave, 229, 233, 259
drenagem superficial, 264, 407
DSC, 33, 58
DSR, 104, 105
DTT, 108, 109
durabilidade, 49
dureza, 124, 134, 178
dureza dos agregados, 134

E

elastômeros, 62, 63
EME, 162, 165, 176, 178, 179, 180, 181, 182
emulsão aniônica, 81, 84, 85
emulsão asfáltica, 81, 82, 83, 84, 92, 93
emulsão catiônica, 81, 82, 84
endurecimento, 34, 49, 52, 108
endurecimento do ligante asfáltico, 34, 51, 52
ensaio
azul-de-metileno, 187, 275, 279
bandeja, 266, 267
Cântabro, 167, 253, 328

carga de partícula, 86
desemulsibilidade, 89
determinação do pH, 92
10% de finos, 134, 139, 140
efeito do calor e do ar, 49
equivalente de areia, 132, 133, 153
espuma, 53
estabilidade à estocagem, 67, 72
flexão, 291, 303
mancha de areia, 430, 431, 432
pêndulo britânico, 430, 431
peneiração, 88
penetração, 42
placa, 266
ponto de amolecimento, 48
ponto de fulgor, 52, 53
ponto de ruptura Fraass, 54, 55
recuperação elástica por torção, 78, 79
resíduo por destilação, 90, 91
resíduo por evaporação, 90
sanidade, 143, 144
Schulze-Breuer and Ruck, 188, 271, 272, 273
sedimentação, 87
separação de fases, 72, 73
solubilidade, 49, 50
tenacidade, 73, 74, 75
tração direta, 108, 109
tração indireta, 308
Treton, 137, 138
viscosidade, 43, 45, 46, 91
envelhecimento, 49, 50, 51, 52, 108
escória de aciaria, 119, 355
escória de alto-forno, 119
escorregamento, 419, 420
especificação brasileira de asfalto diluído, 96, 97
especificação brasileira de emulsões asfálticas catiônicas, 84
especificação brasileira de emulsões asfálticas modificadas por polímero, 94, 95
especificação de emulsões asfálticas para lama asfáltica, 85
especificações para cimento asfáltico de petróleo, 60
espuma de asfalto, 53, 192, 474
estabilidade, 67, 72, 92, 121, 132, 222, 223, 288
estocagem, 33, 36, 37, 38, 67, 72, 376, 384
estufa de filme fino rotativo, 50, 51
estufa de película fina plana, 50, 51
EVA, 66, 67, 68
expressão de Duriez, 255
exsudação, 415, 416, 420

F

fadiga, 288, 311, 312, 313, 315, 316, 445
feldspato, 117, 119
fendas, 117, 119
fibras, 172, 252
fíler, 120, 160
filtro de mangas, 380
fluência, 106, 222, 318
fluxo paralelo, 379, 383
forma dos agregados, 141, 142, 172
fórmula de Vogt, 254
fragilidade, 73
fresadoras, 189, 192
fresagem, 188, 190, 191, 468
fundação, 337
FWD, 445, 448, 450, 451, 452

G

gabro, 118, 119
GB, 176, 179, 180
gel, 28, 30, 31
geogrelhas, 471
geossintéticos, 469
geotêxteis, 469, 470
gerência, 403, 413, 441
gnaisse, 117, 118, 362
graduação, 122, 123, 131, 159, 161, 169, 172, 183, 229, 264, 323
graduação aberta, 122, 159
graduação com intervalo, 172
graduação densa, 122, 159
graduação descontínua, 159
graduação do agregado, 159
graduação uniforme, 123
gráfico de Heukelom, 56, 57
granito, 117, 118, 119
grau de compactação, 389
grau de desempenho, 101, 259
grumos, 88, 89, 132, 213, 216

H

hidrocarbonetos, 25, 27, 30, 33, 37
hidroplanagem, 429, 433
histórico, 11, 16
Hveem, 50, 291, 346

I

IBP, 70, 80, 99, 291
IFI, 434
IGG, 415, 424, 427, 428, 429
IGI, 427, 428
impacto, 72, 127, 128, 205, 206, 448
imprimação, 97, 414
índice de atrito internacional, 434
índice de degradação após compactação Marshall, 139, 140
índice de degradação após compactação Proctor, 137
índice de degradação Washington, 136
índice de forma, 141, 264
índice de gravidade global, 415, 424, 428
índice de gravidade individual, 427, 428
índice de irregularidade internacional, 407
índice de penetração, 55, 56
índice de suporte Califórnia, 342
índice de susceptibilidade térmica, 41
IRI, 407, 408, 413
irregularidade, 404, 405, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413
irregularidade longitudinal, 407, 410

J

juntas, 76, 469, 472

L

lama asfáltica, 85, 185, 186, 187, 269, 277, 397
laterita, 119, 355, 362
ligantes asfálticos modificados com polímeros, 59, 63, 69, 473
limpeza, 132, 167, 386
Lottman, 143
LWT, 185, 187, 197, 198, 269, 270, 271, 275

M

macadame betuminoso, 194, 195, 352
macadame hidráulico, 352, 353, 357
macadame seco, 353, 357, 358
macromoléculas, 59
macrotextura, 430, 432, 433
maltenos, 27, 30, 68
manutenção, 406, 407, 413, 441
manutenção preventiva, 406, 407, 441
massa específica, 53, 54, 144, 145, 148, 149, 237, 389, 390, 443
massa específica aparente, 146, 207, 208, 209
massa específica efetiva, 146, 211
massa específica máxima medida, 209, 211, 214
massa específica máxima teórica, 209
massa específica real, 145
materiais asfálticos, 10, 352
materiais estabilizados granulometricamente, 358
material de enchimento, 120, 185, 358
matriz pétrea asfáltica, 159, 168
Mecânica dos Pavimentos, 10, 339, 453
megatextura, 430
método Marshall, 205, 217, 227, 228
metodologia MCT, 359, 360, 361
microrrevestimento, 186, 269, 274, 397
microtextura, 430, 431
mistura asfáltica, 26, 157, 205, 373
misturas asfálticas drenantes, 179
módulo complexo, 104, 303, 305, 306
módulo de resiliência, 291, 294, 296, 297, 300, 301, 345, 346, 348, 349
módulo de rigidez, 106
módulo dinâmico, 304, 306
multidistribuidor, 395

O

ondulações transversais, 415
osmometria por pressão de vapor, 28
oxidação, 34, 50

P

panela, 415, 416, 422, 427
parafinas, 33, 58
partículas alongadas e achatadas, 150, 152, 153
PAV, 108
pavimentação, 10, 20, 25, 373, 403
pavimentos asfálticos, 9, 10, 337, 338, 365, 366, 367, 368, 441
pavimentos de concreto de cimento Portland, 9, 338
pavimentos flexíveis, 337, 415
pavimentos rígidos, 337
pedregulhos, 115, 116
pedreira, 124, 126
peneiramento, 88, 121, 122, 125
peneiras, dimensões, 122
penetração, 10, 42, 43, 55, 56, 58, 194, 343, 393, 443
penetrômetro de cone dinâmico, 345
percolação, 159, 165
perda ao choque, 137, 138
perda por umidade induzida, 328
perfilômetro, 408, 409
permeabilidade, 165, 166, 183
petróleo, 25, 33, 96
PG, 101, 102, 103, 259, 260
pH, 86, 92
pintura de ligação, 414, 420, 422
plastômeros, 65, 68
PMF, 183, 184, 253, 255
pó, 65, 76, 120, 132, 195, 198, 380
pó de pedra, 120, 184, 274
polimento, 117, 421, 433
ponto de amolecimento, 33, 48, 55, 100
ponto de amolecimento anel e bola, 48
pré-misturado, 10, 385, 468, 472
processo estocável, 76
processo seco, 76, 78, 80
processo úmido, 76
produção de asfalto, 27, 35, 36, 37, 38
propriedades físicas, 41, 126, 129

Q

QI, 412, 413
quarteamento, 131, 132
quartzito, 118, 119
quartzo, 117, 118, 119
quociente de irregularidade, 412, 413

R

raio de curvatura, 446, 447, 449, 454
RASF, 37, 178
recapeamento, 441, 468, 469, 470, 471, 472
reciclado, 116, 119, 261, 352, 355
reciclagem, 53, 99, 119, 188, 190, 191, 352, 441, 473, 474
reciclagem em usina, 191
reciclagem *in situ*, 191, 192, 474
reconstrução, 22, 406, 441
recuperação elástica, 69, 70, 71, 78, 79, 80, 300, 472
refino do petróleo, 33, 35, 36, 37, 38, 39
reforço, 9, 337, 339, 342, 352, 365, 424, 441, 453, 468
rejeitos, 352
remendo, 416, 422
reologia, 30, 259
reômetro de cisalhamento dinâmico, 103, 104

reômetro de fluência em viga, 103, 106
reperfilagem, 467, 468
resíduo, 34, 75, 87, 89, 90, 91, 120, 178, 355
resíduo de vácuo, 34, 36
resinas, 28, 30
resistência, 67, 133, 143, 150, 165, 176, 251, 302, 308, 327, 342, 351, 431
resistência à abrasão, 133, 134, 153, 264, 269
resistência à deformação permanente, 67, 150, 165, 179
resistência à fadiga, 67, 179
resistência à tração estática, 249, 288, 308
resistência à tração retida, 251
resistência ao atrito, 119, 140
resistência ao trincamento por fadiga, 178, 315
ressonância nuclear magnética, 28, 72
restauração, 176, 185, 188, 406, 407, 413, 441, 442, 463, 466, 467, 468
retorno elástico, 68, 70, 79
retroanálise, 452, 453, 454, 455, 456, 457
revestimento asfáltico drenante, 165
revestimentos asfálticos, 10, 157, 164, 205, 373, 473
revestimentos delgados, 165, 179, 473
RNM, 28, 72
rochas ígneas, 116, 117, 118
rochas metamórficas, 116
rochas sedimentares, 116
rolagem, 206, 390, 391, 392, 393
rolo compactador, 390, 391, 392, 393
rolos compactadores estáticos, 390
rolos compactadores vibratórios, 391
rolos de pneus, 390
RTFOT, 50, 51, 103, 108
ruído, 165, 172, 179, 435, 436, 437
ruptura da emulsão, 87, 92
RV, 36, 103

S

SAMI, 472
SARA, 27, 28, 29
saturados, 27, 28, 30, 32
Saybolt-Furol, 46, 91, 219
SBR, 66, 92, 94
SBS, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 95
Schellenberg, 252
secador, 377, 378, 379, 380, 383
secador de contrafluxo, 379
secador de fluxo paralelo, 379, 383
segmentos homogêneos, 463, 464, 465, 466
segregação, 120, 123, 130, 172, 386, 393, 423
segurança, 52, 97, 100, 403, 429
selagem de trincas, 466, 467
serventia, 404, 405, 406, 407, 409, 441
SHRP, 32, 100, 102, 120, 123, 150, 229, 230
silos frios, 377, 378
silos quentes, 381, 382
simuladores de laboratório, 317
simuladores de tráfego, 321, 457, 458, 459
sintético, 62, 134
SMA, 161, 168, 169, 170, 171, 172, 249, 250, 251, 252
sol, 30, 31
solo arenoso fino laterítico, 354, 360
solo-agregado, 358, 359
solo-areia, 354, 359
solo-brita descontínuo, 354, 359
solo-cal, 352, 356, 364
solo-cimento, 351, 352, 356, 363, 364
sub-base, 9, 337, 339, 342, 352
Superpave, 100, 103, 229, 232, 233, 236, 259
suscetibilidade térmica, 41, 55, 56

T

tamanho máximo, 120, 131, 230
tamanho nominal máximo, 120, 164
teor de argila, 153
teor de asfalto, 162, 221, 224, 226, 234
teor de parafinas, 33, 58
teor de sílica, 119
termoplásticos, 62, 63, 64
textura superficial, 140, 166, 435
TFOT, 49, 50, 51
tipos de ligantes asfálticos, 40, 41
tipos de modificadores, 65
tipos de rochas, 118
transporte, 11, 12, 14, 18, 20, 384
tratamento superficial duplo, 192, 263, 395
tratamento superficial primário, 193, 195
tratamento superficial simples, 192, 194, 196, 263, 400
tratamento superficial triplo, 192, 263, 395
tratamentos superficiais, 180, 191, 193, 194, 393
triaxial com carregamento repetido, 317, 347, 348
trincamento, 9, 230, 350, 361, 406, 445, 469
trincamento por fadiga, 9, 150, 230, 315
trincas, 311, 354, 356, 415, 417, 418, 425, 467, 469, 472, 473

U

usina asfáltica por batelada, 374, 381, 382
usina contínua, 383
usina de asfalto, 374
usina de produção, 374, 381, 382
usina gravimétrica, 374, 381
usinas asfálticas, 373, 379, 384

V

valor de resistência à derrapagem, 172, 429, 430, 431
valor de serventia atual, 404, 406
vaso de envelhecimento sob pressão, 108
vibroacabadora de esteiras, 388
vibroacabadora de pneus, 387

vibroacabadoras, 387
viga Benkelman, 346, 445, 446, 447, 448, 449
viscosidade absoluta, 44, 45
viscosidade cinemática, 44, 45
viscosidade rotacional, 47
viscosímetro capilar, 44
VPO, 28
VRD, 430, 431

W

WST, 270
WTAT, 187, 197, 199, 269, 270

Z

zona de restrição, 164, 230, 231

ÍNDICE REMISSIVO DAS BIBLIOGRAFIAS

A

AASHTO (1986), 369
AASHTO (1989) AASHTO T 283/89, 154
AASHTO (1991) AASHTO T85, 154
AASHTO (1993), 438
AASHTO (1997) AASHTO T305, 281
AASHTO (1999) AASHTO T104, 200
AASHTO (1999) AASHTO T209, 281
AASHTO (2000) AASHTO T166, 281
AASHTO (2001) AASHTO D5821, 200
AASHTO (2003) AASHTO T312, 281
AASHTO (2003) AASHTO T319, 281
AASHTO (2005) AASHTO MP8-01, 332
AASHTO PP35, 281
ABEDA (2001), 110
ABINT (2004), 475
ABNT (1989) NBR 6954, 154
ABNT (1991) NBR 12261, 369
ABNT (1991) NBR 12262, 369
ABNT (1991) NBR 12265, 369
ABNT (1992) NBR 12053, 369
ABNT (1993) NBR 12891, 281
ABNT (1994) NBR 13121, 110
ABNT (1998) NBR 6576, 110
ABNT (1998) NBR 9619, 110
ABNT (1999) NBR 14249, 110
ABNT (1999) NBR 14393, 110
ABNT (1999) NBR 6299, 110
ABNT (2000) NBR 14491, 110
ABNT (2000) NBR 14594, 110
ABNT (2000) NBR 6302, 110
ABNT (2000) NBR 6560, 110
ABNT (2000) NBR 6567, 110
ABNT (2000) NBR 6569, 110
ABNT (2000) NBR 6570, 110
ABNT (2001) NBR 14736, 111
ABNT (2001) NBR 14746, 200
ABNT (2001) NBR 5847, 110
ABNT (2001) NBR 6293, 110
ABNT (2001) NBR 6300, 110
ABNT (2003) NBR 6297, 111
ABNT (2003) NBR NM 52, 154
ABNT (2003) NBR NM 53, 154
ABNT (2004) NBR 14896, 111
ABNT (2004) NBR 15087, 281
ABNT (2004) NBR 15115, 369
ABNT (2004) NBR 15140, 281
ABNT (2004) NBR 15166, 111
ABNT (2004) NBR 15184, 111
ABNT (2004) NBR 5765, 111
ABNT (2005) NBR 9935, 154
ABNT (2005) NBR 15235, 111
ABNT (2005) NBR 6568, 111
ABNT NBR 11341, 111
ABNT NBR 11805, 369
ABNT NBR 11806, 369
ABNT NBR 14376, 110
ABNT NBR 14756, 111
ABNT NBR 14757, 200
ABNT NBR 14758, 200
ABNT NBR 14798, 200
ABNT NBR 14841, 200
ABNT NBR 14855, 111
ABNT NBR 14948, 200
ABNT NBR 14949, 200
ABNT NBR 14950, 111
ABNT NBR 6296, 111
ABNT P-MB 326, 110
ABNT P-MB 425/1970, 110
ABNT P-MB 43/1965, 110
ABNT P-MB 581/1971, 110
ABNT P-MB 586/1971, 110
ABNT P-MB 590/1971, 110
ABNT P-MB 609/1971, 110
ABNT P-MB 826/1973, 110
ABNT (2002) NBR 14856, 111
ABPv (1999), 438
Adam, J-P. (1994), 24
AFNOR (1991) AFNOR-NF-P-98-253-1, 332
AFNOR (1991a), 332
AFNOR (1993) AFNOR-NF-P-98-260-1, 332
AIPCR (1999), 200
Albernaz, C.A.V. (1997), 461
Aldigueri, D.R., Silveira, M.A. e Soares, J.B. (2001), 281
Allen, D. H. e Haisler, W. E. (1985), 332
Alvarenga, J.C.A. (2001), 369
Alvarez Neto, L. (1997), 461
Alvarez Neto, L., Bernucci. L.L.B., Nogami, J.S. (1998), 461
Amaral, S.C. (2004), 369
ANP (1993), 281
Antosczezem Jr, J.A. e Massaranduba, J.C.M. (2004), 402
APRG (1997), 281
Aps, M.; Bernucci, L.L.B; Fabrício, J.M; Fabrício, J.V.F.; Moura, E. (2004a), 438
Aps, M.; Bernucci, L.L.B.; Fabrício, J.M.; Fabrício, J.V.F. (2004b), 438
Aps, M.; Rodrigues Filho, O.S.; Bernucci,L.L.B.; Quintanilha, J.A. (2003), 438
Asphalt Institute (1989), 154
Asphalt Institute (1995), 154
Asphalt Institute (1998), 402
ASTM (2003b) ASTM E-1960, 438
ASTM (1982) ASTM D4123, 332

ASTM (1986) ASTM C496, 332
ASTM (1993) ASTM C 1252, 282
ASTM (1994) ASTM D5002, 282
ASTM (1995) ASTM D1856, 282
ASTM (1997) ASTM D5, 111
ASTM (1998) ASTM C702, 154
ASTM (1999) ASTM D4791, 154
ASTM (2000) ASTM D2041, 282
ASTM (2000) ASTM D2726, 282
ASTM (2000) ASTM D 1075-96, 154
ASTM (2000) ASTM D 4791-99, 282
ASTM (2000) ASTM D244, 111
ASTM (2000) ASTM D5840, 111
ASTM (2000) ASTM D5976, 111
ASTM (2000) ASTM D6521, 111
ASTM (2001) ASTM D2042, 111
ASTM (2001) ASTM D2170, 112
ASTM (2001) ASTM D2171, 112
ASTM (2001) ASTM D2172, 282
ASTM (2001) ASTM D4124, 112
ASTM (2001) ASTM D5581, 282
ASTM (2001) ASTM D5801, 112
ASTM (2001) ASTM D5841, 111
ASTM (2001) ASTM D6648, 112
ASTM (2001) ASTM E 965-96, 438
ASTM (2002) ASTM D 1754/97, 112
ASTM (2002) ASTM D1188, 282
ASTM (2002) ASTM D4402, 112
ASTM (2002) ASTM D6723, 112
ASTM (2002) ASTM D6816, 112
ASTM (2003) ASTM D3497-79, 332
ASTM (2003a) ASTM E 303-93 S, 438
ASTM (2004) ASTM D2872, 111
ASTM (2004) ASTM D6084, 112
ASTM (2004) ASTM D7175, 112
ASTM (2005) ASTM C 125, 154
ASTM C127, 154
ASTM C128, 282
ASTM D 113, 111
ASTM D 2007, 111
ASTM D 270, 111
ASTM D 36, 111
ASTM D 5329, 112
ASTM D 5858, 461
ASTM D 88, 111
ASTM D 92, 112
ASTM D 95, 111
ASTM D4748-98, 461
ASTM E102, 112
ASTM(2002) ASTM D402, 112

B

Balbo, J.T. (1993), 369
Balbo, J.T. (2000), 332
Barksdale (1971), 332
Beligni, M., Villibor, D.F. e Cincerre, J.R. (2000), 200
Bely, L. (2001), 24
Benevides, S.A.S. (2000), 332
Benkelman, A.C.; Kingham, R.I. e Fang, H.Y. (1962), 369
Bernucci, L.L.B. (1995), 369
Bernucci, L.B.; Leite, L.M. e Moura, E. (2002), 332
Bertollo, S.A.M. (2003), 112
Bertollo, S.A.M., Bernucci, L.B., Fernandes, J.L. e Leite, L.M. (2003), 112
Bittencourt, E.R. (1958), 24
Bohong, J. (1989), 24
Bonfim, V. (2000), 200
Bonnaure, F., Gest, G., Gravois, A. e Uge, P. (1977), 332
Boscov, M.E.G. (1987), 369
Bottin Filho, I.A. (1997), 332
Bottura, E.J. (1998), 438
Brito, L.A.T (2006), 333
Brosseaud, Y. (2002), 438
Brosseaud, Y. (2002a), 200
Brosseaud, Y. (2002b), 201
Brosseaud, Y., Bogdanski, B., Carré, D., (2003), 201
Brosseaud, Y., Delorme, J-L., Hiernaux, R.(1993), 201
Buchanan, M.S.; Brown, E.R. (2001), 282
Bukowski, J.R. (1997), 282

C

Cabral, G.L.L. (2005), 154
Camacho, J. (2002), 369
Carey Jr., W.N. e Irick, P.E. (1960), 438
Carey Jr., W.N.; Huckins, H.C. e Leathers, R.C. (1962), 438
Carneiro, F.L. (1943), 333
Carneiro, F.B.L.(1965), 461
Carpenter, S.H.; K.A. Ghuzlan, e S. Shen (2003) , 333
Castelo Branco, V.T.F., Aragão, F.T.S. e Soares, J.B. (2004), 282
Castro Neto, A.M. (1996), 282
Castro Neto, A.M. (2000), 282
Castro, C.A.A. (2003), 112
Centro de Estudios de Carreteras (1986), 333
Ceratti, J.A.P. (1991), 369
Chevallier, R. (1976), 24
Christensen, R.M. (1982), 333
CNT (2004), 333
Coelho, W. e Sória, M.H.A. (1992), 282
COMITEE ON TROPICAL SOILS OF ISSMFE (1985), 369
Concer (1997), 24
Cordeiro, W.R. (2006), 201
Corté, J.-F. (2001), 201
Costa, C.A. (1986), 201
Croney, D. (1977), 438
Cundill, M.A. (1991), 438

D

DAER/RS-EL 108/01, 282
Dama, M.A. (2003), 112
Daniel, J.S. e Y.R. Kim (2002), 333
Daniel, J.S. e Y.R. Kim e Lee, H.J. (1998), 333
DERBA (1985), 201
DER-BA ES P 23/00, 201
DER-PR (1991), 402
DER-SP (1991), 369
Dijk, W.V. (1975), 333
DNC (1993), 112
DNC 733/1997 (1997), 112
DNER (1979) DNER PRO-10/79, 461
DNER (1979) DNER PRO-11/79, 461
DNER (1985) DNER PRO-159/85, 461

DNER (1994), 112
DNER (1994) DNER-ME 138/94, 333
DNER (1994) DNER-IE 006/94, 154
DNER (1994) DNER-ME 053/94, 154
DNER (1994) DNER-ME 061/94, 461
DNER (1994) DNER-ME 063/94, 112
DNER (1994) DNER-ME 078/94, 154
DNER (1994) DNER-ME 086/94, 154
DNER (1994) DNER-ME 089/94, 154
DNER (1994) DNER-ME 093/94, 154
DNER (1994) DNER-ME 107/94, 282
DNER (1994) DNER-ME 117/94, 282
DNER (1994) DNER-ME 133/94, 333,
DNER (1994) DNER-ME 222/94, 154
DNER (1994) DNER-ME 24/94, 461
DNER (1994) DNER-PRO 08/94, 438
DNER (1994) DNER-PRO 269/94, 461
DNER (1994a) DNER-PRO 164/94, 438
DNER (1994b) DNER ME 228/94, 370
DNER (1994b) DNER-PRO 182/94, 438
DNER (1994c) DNER ME 256/94, 370
DNER (1994c) DNER-PRO 229/94, 438
DNER (1994d) DNER ME 258/94, 370
DNER (1995) DNER-EM 035/95, 154
DNER (1995) DNER-ME 043/95, 282
DNER (1995) DNER-ME 084/95, 155
DNER (1996), 113
DNER (1996) DNER-ME 193/96, 283
DNER (1996) DNER-PRO 199/96, 155
DNER (1996) DNER-PRO 273/96, 461
DNER (1997), 283, 402
DNER (1997) DNER ME 367/97, 155
DNER (1997) DNER-ES 308/97, 201
DNER (1997) DNER-ES 309/97, 201
DNER (1997) DNER-ES 310/97, 201
DNER (1997) DNER-ES 311/97, 201
DNER (1997) DNER-ES 312/97, 201
DNER (1997) DNER-ES 313/97, 201
DNER (1997) DNER-ES 314/97, 201
DNER (1997) DNER-ES 317/97, 201
DNER (1997) DNER-ES 318/97, 201
DNER (1997) DNER-ES 319/97, 201
DNER (1997) DNER-ES 320/97, 201
DNER (1997) DNER-ME 054/97, 155
DNER (1997) DNER-ME 153/97, 283
DNER (1997) DNER-ME 197/97, 155
DNER (1997) DNER-PRO 120/97, 155
DNER (1997c) DNER ES 301/97, 370
DNER (1997d) DNER ES 303/97, 370
DNER (1997e) DNER ES 304/97, 370
DNER (1997f) DNER ES 305/97, 370
DNER (1997g) DNER ME 254/97, 370
DNER (1998), 113, 283
DNER (1998) DNER-ME 035/98, 155
DNER (1998) DNER-ME 081/98, 155
DNER (1998) DNER-ME 083/98, 155
DNER (1998) DNER-ME 096/98, 155
DNER (1999) DNER-ES 386/99, 201
DNER (1999) DNER-ES 387/99, 201
DNER (1999) DNER-ES 388/99, 475
DNER (1999) DNER-ES 389/99, 202
DNER (1999) DNER-ES 390/99, 202
DNER (1999) DNER-ME 382/99, 201
DNER (1999) DNER-ME 383/99, 333
DNER (1999) DNER-ME 397/99, 155
DNER (1999) DNER-ME 398/99, 155
DNER (1999) DNER-ME 399/99, 155
DNER (1999) DNER-ME 400/99, 155
DNER (1999) DNER-ME 401/99, 155
DNIT (2003) DNIT 005-TER, 439
DNIT (2003) DNIT 006-PRO, 439
DNIT (2003c) DNIT 009-PRO, 439
DNIT (2004) DNIT 031/04-ES, 155
DNIT (2005), 155
DNIT (2005) DNIT 034/05-ES, 202
DNIT (2005) DNIT 035/05-ES, 202
DNIT (2006), 370
DNIT(2005) DNIT 032/05-ES, 202
DNIT(2005) DNIT 033/05-ES, 202

Duque Neto, F.S, (2004), 202
Duque Neto, F.S., Motta, L.M.G. e Leite, L.F.M. (2004), 202

E

EN 12591 (2000), 113
EN 12593 (2000), 113
EN 12697-5 (2002), 283
Epps, Jª., Sebaaly, P.E., Penaranda, J., Maher, M.R. Mccann, M.B. e Hand, A.J. (2000), 333
Epps, J.A. e C.L. Monismith (1969), 333
Espírito Santo, N.R. e Reis, R.M. (1994), 283

F

Falcão, M.F.B. e Soares, J.B. (2002), 333
Fernandes Jr., J.L. e Barbosa, R.E. (2000), 439
Fernandes, C.G. (2004), 155
Ferry, J.D. (1980), 333
FHWA (1994), 283
FHWA (1995), 283
Finn, F.N., Monismith, C.L. e Makevich, N.J. (1983), 334
Fonseca, O.A. (1995), 334
Fortes, R.M. e Nogami, J.S. (1991), 370
Francken, L.; Eustacchio, E.; Isacsson, U e Partl, M.N. (1997), 283
Francken, L. e Partl, M.N. (1996), 334
Fritzen, M.A (2005), 202

G

GEIPOT (1981), 24, 439
Ghuzlan, K.A. e Carpenter, S.H. (2000), 334
Gillespie, T.D.; Sayers, M.W. e Segel, L. (1980), 439
Girdler, R.B. (1965), 113
Godoy, H. (1997), 370
Godoy, H. ; e Bernucci, L.L.B. (2002), 370
Gonçalves, F.P., Ceratti, J.A.P. (1998), 461
Gontijo, P.R.A. (1984), 402
Goodrich, J.L. (1991), 334
Gouveia, L.T. (2002), 155
Guimarães, A.C.R. e Motta, L.M.G. (2000), 155

H

Haas, R. Hudson, W.R e Zaniewski, J. (1994), 439
Hafez, I.H. e Witczak, M.W. (1995), 283
Hagen, V.W. (1955), 24
Harman, T.; Bukowski, J.R.; Moutier, F.; Huber, G.; McGennis, R. (2002), 283
Hawkes, I. e Mellor, M. (1970), 334
Heide J.P.J. e J.C. Nicholls (2003), 283
Henry, J. (2000), 439
Heukelom, W. (1969), 113
Hill, J.F. (1973), 334
Hinrichsen, J. (2001), 283
História das Rodovias (2004), 24
Hondros, G. (1959), 334
Huang, Y.H. (1993), 334
Huang, Y.H. (2003), 461
Hunter, R.N. (2000), 113
Hveem, F. N (1955), 334
Hveem, F. N.; Zube, E.; Bridges, R.; Forsyth, R. (1963), 113

I

IA (Instituto do Asfalto, versão em português) (2001), 113
IBP (1999), 113
Instituto do Asfalto (1989), 283
IPR (1998), 155
ISSA (2001), 202
ISSA (2005), 202
ISSA (2005a), 202
ISSA TB-100 (1990), 284
ISSA TB-109 (1990), 284
ISSA TB-114 (1990), 284
ISSA TB-145 (1989), 283

J

Jackson, N.M. e Czor, L.J. (2003), 284
Jooste, F.J.; A. Taute; B.M.J.A. Verhaeeghe; A.T. Visser e O.A. Myburgh (2000), 284

K

Kandhal, P.S. e Koehler, W.S. (1985), 284
Kandhal, P.S. e Brown, E.R. (1990), 284
Khandal, P. e Foo, K.Y. (1997), 284
Kim, Y.R. e Y.C. Lee (1995), 334
Kim, Y.R., H.J. Lee e D.N. Little (1997), 334
Kim, Y.R.; D.N. Little e F.C. Benson (1990)", 334
Kleyn, E. G. (1975), 370
Klumb, R.H. (1872), 24

L

Lama, R.D. e Vutukuri, V.S. (1978), 334
Láo, V.L.E.S.T. (2004), 439
Láo, V.L.E.S.T. e Motta, L.M.G. (2004), 439
Larsen, J. (1985), 202
LCPC (1976), 113
LCPC (1989), 402
Lee, H.J. e Kim, Y.R. (1998), 334
Leite, L.F.M (1999), 113
Leite, L.F.M (2003), 113
Leite, L.F.M. & Tonial, I.A. (1994), 113
Leite, L.F.M., Silva, P., Edel, G., Motta, L.M. e Nascimento L. (2003), 113
Lentz, R.W. and Baladi, G.Y. (1980), 370
Liberatori, L.A. (2000), 113
Little, D.N.; R.L. Lytton; D. Williams e R.Y. Kim (1999)", 334
Livneh, M (1989), 371
Loureiro, T.G. (2003), 334
Lovato, R.S. (2004), 371
Love, A.E.H. (1944), 334
Luong, M.P. (1990), 334

M

Macêdo, J.A.G. (1996), 462
Magalhães, S.T. (2004), 202
Magalhães, S.T.; Motta, L.M.G e Leite, L.F.M. (2004), 202
Malliagros, T.G. e Ferreira, C.P. (2006), 24
Mamlouk, S.M. e Sarofim, R.T. (1988), 334
Mano (1991), 113
Mano, E.B. (1985), 113
Margary, I. (1973), 24
Marques, G.Lº. e Motta, L.M.G. (2006), 334
Marques, G.L.O. (2001), 155
Marques, G.L.O. (2004), 284
Mascarenhas Neto, J.D. (1790), 24
McDaniel, R. e Anderson, R.M. (2000), 284
McDaniel, R. e Anderson, R.M. (2001), 284
McGennis, R.B.; Anderson, R.M.; Perdomo, D.; Turner, P. (1996), 284
Medina, J e Motta, L.M.G. (2005), 371
Medina, J. (1997), 24
Medina, J., Motta, L.M., Pinto, S. e Leite, L.M. (1992), 335
Metso Minerals (2005), 156
Meurer Filho, E. (2001), 335
Monismith, C.L.; Seed, H.B.; Mitry, F.G.; Chan, C.K. (1967), 371
Moreira, H.S. e Soares, J.B. (2002), 284
Morilha Junior, A. & Trichês, G. (2003), 113
Morilha Júnior, A.(2004), 113
Motta, L.M.G. (1991), 335
Motta, L.M.G. e Leite, L.F.M. (2000), 156
Motta, L.M.G., Tonial, I., Leite, L. F. et al. (1996), 202
Motta, L.M.G.; Medina, J.; Matos, M.V.M.; Vianna, A.A.D. (1990), 371
Motta, L.M.G. (1998), 284
Motta, R.S. (2005), 371
Moura, E. (2001), 335
Mourão, F.A.L. (2003), 202
Mouthrop, J.S. e Ballou, W.R. (1997), 285

N

NAPA (1982), 285
NAPA (1998), 402
NAPA (1999), 203
Nardi, J.V. (1988), 371
Nascimento, L., Leite, L., Campos, E.F., Marques, G. e Motta, L. (2006), 335
Nascimento, L., Leite, L., Láo, V.L.E.S.T e Jesus, G.F. (2005), 439
NCHRP 9-12 (2000), 285
NCHRP-285 (2204), 335
Nóbrega, E.S. (2003), 462
Nóbrega, E.S. e Motta, L.M.G. (2003), 462
Nóbrega, E.S., Motta, L.M.G., Macedo, J.A.G. (2003), 462
Nogami, J.S. e Villibor, D.F. (1981), 371
Nogami, J.S.; Villibor, D.F. (1995), 156
Núñez, W.P. (1997), 371

O

Oda, S. (2000), 113
Oliveira, C.G.M. (2003), 335

P

Papazian, H.S. (1962), 335
Park, S.W. e Kim, Y.R. (1998), 335
Park, S.W., Kim, Y.R. e Schapery, R.A. (1996), 335
Patriota, M.B (2004), 113
Peralta, X., González, J.M., Torres, J. (2000), 203
Phandnvavis, D.G. e C.G. Swaminathan (1997), 335
Pinheiro, J.H.M. (2004), 114
Pinheiro, J.H.M. e Soares, J.B. (2004), 114
Pinto, C.S. (2000), 156
Pinto, I.E. (2002), 114
Pinto, S. (1991), 114
Pinto, S. (1996), 285
Pinto, S. (1998), 114
Pinto, S. (2004), 285
Pinto, S. e Preussler, E. (2002), 462
Pinto, S., Guarçoni, D. e Chequer, C.J. (1998), 114
Pinto, S., Preussler, E, e Farah, H. (1983), 114
Porter, O.J. (1950), 371
Prego, A.S.S. (1999), 114
Prego, A.S.S. (2001), 24
Preussler, E.S. (1983), 371
Pronk, A.C. e Hopman, P.C. (1990), 335

Q

Queiroz, C.A.V. (1984), 439

R

Ramos, C.R., Salathé, J.E. e Martinho, F.G. (1993), 114
Ramos, C.R et al (1995). Curso de ligantes asfálticos. IBP, 114
Ribas, M.C. (2003), 24
Ricci, E.; Vasconcelos, J. F.; Kraemer, J.L. (1983), 371
Roberts, A. (1977), 335
Roberts, F.L., Kandhal, P.S., Brown, E.R., Lee, D-Y. e Kennedy, T.W. (1996), 156
Roberts, F.L.; Mohammad, L.N.; Wang, L.B. (2002), 285
Robinson, R. (1986), 439
Rodrigues, R.M. (1991), 335
Röhm, S.A. (1984), 371
Rowe, G.M. (1993), 335
Ruwer, P., Marcon, G., Morilha J.R.A. e Ceratti, J.A. (2001), 114

S

Santana, H. (1978), 203
Santana, H. (1992), 203
Santana, H. (1993), 335
Santos, C. (2003), 203
Santos, J.D.G. (1998), 371

Saunier, B.; Dolfus, C. e Geffroy, G. (1936), 24
Sayers, M.W. e S.M. Karamihas (1998), 439
Schapery, R.A. (1969), 336
Schapery, R.A. (1974), 336
Seed, H.B. and Chan, C.K. (1958), 372
Seed, H.B.; Chan, C.K.; Lee, C. E. (1962), 372
Seed, H.B.; Chan, C. K.; Monismith, C.L. (1955), 372
Seed, H.B.; Mitry, F.G.; Monismith, C.L.; Chan, C.K. (1967), 372
Serfass, J.P., Bauduin, A., Garnier J.F. (1992), 203
SETRA e LCPC (1994), 203
SETRA e LCPC (1998), 203
SETRA (1997), 203
Shell (2003), 114
SHRP (1991), 114
SHRP (1994a), 285
SHRP (1994b), 285
SILVA, P.D.E.A. (2001), 462
Silva, P.B. (2005), 114
Silveira, M.A. (1999), 285
Soares, J.B. (2003) Notas de Aula UFC. Fortaleza – CE, 114
Soares, J.B., Leite, L.M. Motta, L.M. e Branco, J.V.C. (1999), 285
Soares, J.B., Motta, L.M. e Soares, R.F. (2000), 285
Soares, J.B., Motta, L.M., Nóbrega, L.M., Leite, L.M., Paiva, J[aa]. e Nobre Jr, E.F. (1998), 285
Solamanian, M., Harvey, J., Tahmoressi, M. e Tandon, V. (2004), 336
Souza, F.V. (2005), 336
Souza, F.V. e J. B. Soares (2003a), 336
Souza, M.L. (1966), 372
Souza, M.L. (1979), 372
Souza, M.L. (1980), 372
Souza, M.L.; Magalhães, J.P.; Silva, R.B.; Schlosser, R. (1977), 372
Souza, R.O. (2002), 439
Specht, L.P. (2004), 114
Suzuki, C.Y. (1992), 372

T

Taira, C. e Fabbri, G.T.P. (2001), 336
Tayebali, A.A.; J.A. Deacon; J.S. Coplantz e C.L. Monismith (1993), 336
Thuler, R.B. (2005), 203
Timoshenko, S.P. e Goodier, J.N. (1951), 336
Tonial, I.A. (2001), 114
Tonial, I.A. e Bastos, A.C.R. (1995), 114
Trichês, G. e Cardoso, A.B. (1999), 372
Trichês, G.; Cardoso, A. B. (2001), 462
Trichês, G.; Fontes, L.P.T.L.; Dal Pai, C.M. (2004), 462
Tuchumantel Jr., O. (1990), 285

V

Valkering, C.P., Lancon, D.J.L., Hilster, E.D. e Stoker, D.A. (1990), 336
Vaniscotte, J.C. e Duff, M. (1978a), 285
Vaniscotte, J.C. e Duff, M. (1978b), 285
Vasconcelos, K.L. (2004), 285
Vasconcelos, K.L., Soares, J.B. e Leite, L.M. (2003), 286
Vertamatti, E. (1988), 372
Viana, A.D. (2004), 336
Villela e Marcon, (2001), 462
Villibor, D.F. (1981), 372
Von Quintus, H.L., J.A. Scherocman, C.S. Hughes e T.W. Kennedy (1991), 336

W

Wang, J.N.; Kennedy, T.W. e McGennis, R.B. (2000), 286
WAPA (2004), 156
White, T.D. (1985), 286
Whiteoak (1980), 286
Whiteoak, D. (1990), 114
Wild, O. (1992), 24
Witczak, M.W. e Root, R.E. (1974), 336
Woods, K.B. (1960), 156
World Bank (1985), 439
World Bank (2000), 439

Y

Yen T. F (1991), 114
Yildirim, Y.; Solaimanian, M.; McGennis, R.B. e Kennedy, T.W. (2000), 286
Yoder, E. J. e Witczak, M.W. (1975), 336
Zhang, W.; A. Drescher e D.E. Newcomb (1997), 336
ZTV Asphalt (2001), 203

realização

PETROBRAS | ASFALTOS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTOS