

REVISTA

ABPV

Associação Brasileira de Pavimentação



**PAVIMENTAÇÃO**

Ano II – Nº 7 – Setembro de 2007 – www.abpv.org.br – ISSN 1809-1865

# Efeitos psicológicos dos acidentes de trânsito

Perspectiva das técnicas de prevenção e correção voltadas para a segurança

Análise reológica de ligantes modificados com borracha reciclada de pneus

Luciano Pivoto Specht, Pedro Augusto P. Borges e Jorge A. Pereira Ceratti





# 15<sup>a</sup> RPU

Reunião de Pavimentação Urbana

28 a 30 de maio de 2008  
**Salvador - BA**

Patrocínio Oficial



PETROBRAS



## Local

O evento será realizado no Hotel Pestana, localizado no ponto logístico de redes hoteleiras e pontos turísticos da Cidade de Salvador. O espaço de convenções oferece condições técnicas e conforto necessários para um evento do porte pretendido.

Maiores informações

[www.rpu.org.br](http://www.rpu.org.br)



Rua Miguel Couto, 105 – Sobrelojas 204 e 205  
20070-030 – Rio de Janeiro – RJ  
Tel: (21) 2233-2020 / 2263-5794 – Fax: (21) 2233-0709

### CONSELHO EDITORIAL

Diretoria da ABPv

COORDENAÇÃO GERAL

Arq<sup>ta</sup> Georgina Libório Azevedo  
georgina@abpv.org.br

JORNALISTA RESPONSÁVEL

Jean Pierre M. Santiago  
MTb 27170-RJ

redacao@revistapavimentacao.org.br

### ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO

Presidente: ENG<sup>o</sup> EDUARDO ALBERTO RICCI

Vice-Presidente: ENG<sup>o</sup> JORGE PAULO MORO

Diretor Administrativo: ENG<sup>a</sup> LAURA M<sup>a</sup> GORETTI DA MOTTA

Diretor Técnico: CEL ENG<sup>o</sup> PAULO ROBERTO DIAS MORALES

Diretor Financeiro: ENG<sup>o</sup> SILVIO RODRIGUES FILHO

Diretor de Divulgação: ENG<sup>o</sup> RONALDO VIZZONI

Assessora de Diretoria: Arq<sup>ta</sup> GEORGINA LIBÓRIO AZEVEDO

### COMITÊ TÉCNICO-CIENTÍFICO

Eng<sup>o</sup> Alexandre Zupolini Neto; Eng<sup>o</sup> Alvaír Pinto Barbosa; Eng<sup>o</sup> Antônio Fortunato Marcon; Eng<sup>o</sup> Armando Martins Pereira; Eng<sup>o</sup> Atahualpa Schmitz da S. Prego; Eng<sup>o</sup> Carlos Yukio Suzuki; Eng<sup>o</sup> Cássio Eduardo Lima de Paiva; Eng<sup>o</sup> Chequer Jabour Chequer; Eng<sup>o</sup> Djalma Rocha A. M. Pereira; Eng<sup>o</sup> Douglas Fadul Villibor; Eng<sup>o</sup> Dultevir Guerreiro Vilar de Melo; Eng<sup>o</sup> Edinaldo Afonso Marques de Mélo; Eng<sup>o</sup> Eduardo Alberto Ricci; Eng<sup>o</sup> Ernesto Simões Preussler; Eng<sup>o</sup> Fernando Augusto Jr.; Eng<sup>o</sup> Francisco Samuel Pithon Barreto; Eng<sup>o</sup> Genésio Almeida da Silva; Arq<sup>ta</sup> Gilda Collet Bruna; Eng<sup>o</sup> Glicério Trichês; Eng<sup>o</sup> Heitor Roberto Giampaglia; Eng<sup>o</sup> Humberto Santana; Eng<sup>o</sup> Jacques de Medina; Eng<sup>o</sup> João Menescal Fabrício; Eng<sup>o</sup> João Virgílio Merighi; Eng<sup>o</sup> Jorge Augusto Pereira Ceratti; Eng<sup>o</sup> Jorge Henrique Ribeiro; Eng<sup>o</sup> Jorge Paulo Moro; Eng<sup>o</sup> José Franklin Moreira; Eng<sup>o</sup> José Leomar Fernandes Junior; Eng<sup>o</sup> José Pedro dos Santos Vieira Costa; Eng<sup>o</sup> José Tadeu Balbo; Eng<sup>o</sup> Laiz de Souza; Eng<sup>a</sup> Laura M<sup>a</sup> Goretti da Motta; Eng<sup>a</sup> Leni F. M. Leite; Eng<sup>o</sup> Leto Momm; Eng<sup>a</sup> Liedi Legi B. Bernucci; Eng<sup>a</sup> Luciana Nogueira Dantas; Eng<sup>o</sup> Luiz Miguel de Miranda; Eng<sup>o</sup> Marcello Roberto Rangel Pestana; Eng<sup>o</sup> Maria da Conceição M Azevedo; Eng<sup>o</sup> Márcio Muniz de Farias; Eng<sup>o</sup> Marçalio Augusto Neves; Eng<sup>o</sup> Mario Henrique Furtado Andrade; Eng<sup>o</sup> Nilton de Souza Campelo; Eng<sup>o</sup> Otaclio Alves de França Junior; Eng<sup>o</sup> Paulo Roberto Belisário S. de Souza; Eng<sup>o</sup> Paulo Romeu Assunção Gontijo; Eng<sup>a</sup> Prepredigna D. E. Almeida da Silva; Eng<sup>a</sup> Rita Moura Fortes; Eng<sup>o</sup> Salomão Pinto; Eng<sup>o</sup> Silvio Rodrigues Filho; Eng<sup>o</sup> Saul Birman; Eng<sup>o</sup> Walter Canales Sant'ana; Eng<sup>a</sup> Wanda Trigo Loureiro; Eng<sup>o</sup> Washington Pérez Nuñez.

Editoração Eletrônica: MURO Produções Gráficas

Revisão: Ellis Pinheiro

Impressão: RONA Editora Ltda

Tiragem: 5.000 exemplares – Periodicidade: Trimestral



### Nossa capa:

O psicodelismo do céu de nuvens registrado pela lente de Igor Alecsander, na foto “pare”, permeado por um alerta, como metáfora aos efeitos psicológicos da mente.

## Sumário

2 Editorial

3 Seção de notas

4 Carta dos leitores

### REPORTAGEM

5 Efeitos psicológicos dos acidentes de trânsito  
Perspectiva das técnicas de prevenção e correção voltadas para a segurança

8 RAPv e ENACOR, mais uma edição de sucesso

10 Instituto de Pesquisas Rodoviárias  
50 anos colaborando com o rodoviarismo nacional

12 14<sup>a</sup> RPU em Ribeirão Preto

### ARTIGOS TÉCNICOS

15 Cimento asfáltico de petróleo  
*Francisco Guerreiro e Salomão Pinto*

30 Adição de areia de fundição em mistura asfáltica para pavimentação  
*Washington Peres Núñez, Carlos Alberto Mendes Moraes e Feliciane Andrade Brehn*

37 Análise reológica de ligantes modificados com borracha reciclada de pneus  
*Luciano Pivoto Specht, Pedro Augusto P. Borges e Jorge A. Pereira Ceratti*

45 Caracterização geotécnica dos solos finos, do litoral do Estado de Sergipe, visando à aplicação em pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego  
*Joelson Hora Costa e Laura Maria Goretti da Motta*

58 Fatos históricos

# Editorial

---

Dando continuidade ao tema sobre acidentes nas rodovias brasileiras, a edição de setembro procura enfatizar uma dimensão oriunda dos efeitos dos acidentes. Já foi abordado que os prejuízos causados são de diversas naturezas, como econômico e social. Na edição anterior, foi mostrado como o País dispense recursos para arcar com o ônus dos altos índices de acidentes nas suas rodovias.

Agora queremos tratar de um aspecto que perpassa pela situação posterior. Estamos falando dos traumas que advêm da situação enfrentada. Acidentes com ou sem vítimas fatais resultam em diversos processos de transtornos psicológicos, psicossomáticos, fobias, aflições e até mesmo depressão.

Em sobrevivendo a vítima, diversos transtornos estão a sua volta alimentando as lembranças do ocorrido. Quando há vítimas fatais, recai sobre a família o peso da recuperação do ambiente de normalidade, a superação da ausência do ente e todos os demais fatores emotivos presentes nos sentimentos dos amigos e familiares. A matéria apresenta resultados de estudos e pesquisas sobre o tema, mostrando algumas definições técnicas que ajudarão o leitor a vislumbrar o quão vasta é a dimensão dos efeitos dos acidentes.

Na mesma matéria, apresentamos as perspectivas técnicas de prevenção de acidentes e correção de segmentos críticos numa rodovia. Novamente adentramos na esfera da segurança nas estradas, sempre e sempre, atendendo à proposta dessa publicação e aos objetivos da ABPv, no sentido *lato sensu*.

A Revista PAVIMENTAÇÃO traz a cobertura dos dois maiores eventos do setor no País, Os Caminhos da Integração, que compreende a 38ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv) e o 12º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR), que ocorreu no mês de agosto, em Manaus. E também a Reunião de Pavimentação Urbana (RPU), que este ano teve sua 14ª edição realizada na cidade de Ribeirão Preto, interior do Estado de São Paulo. Mais uma vez, ambos os eventos lograram sucesso de público, organização, debate e qualidade dos trabalhos técnicos apresentados.

O engenheiro Athaulpa Schmitz da Silva Prego, em sua coluna Fatos Históricos, brinda o leitor com uma saudosa e educativa viagem ao passado, abordando a evolução da tecnologia dos pavimentos no Brasil. O destaque fica por conta da contribuição inicial da ABPv para aquela tarefa, da qual são rememorados diversos profissionais que não pouparam tempo e esforço para acelerar o desenvolvimento da técnica de pavimentação no País.

Na parte estritamente técnica, esta edição traz quatro artigos inéditos com temas relevantes: Cimento asfáltico de petróleo; Adição de areia de fundição em mistura asfáltica para pavimentação; Caracterização geotécnica dos solos finos do litoral sergipano; e Análise reológica de ligantes modificados com borracha de pneus.

E, nesta oportunidade, também queremos homenagear o cinquentenário de um dos órgãos que muito contribuiu para o avanço nas pesquisas na área de pavimentação no Brasil, o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR). Conheça um pouco de sua história e de sua persistência na busca por soluções técnicas condizentes com nosso tempo, no qual a tecnologia muda a passos largos.

Na próxima edição apresentaremos a última reportagem da série sobre acidentes nas rodovias, discutindo, pormenorizadamente, o transporte de cargas perigosas no Brasil.

Até lá! E, por hora, que a prudência seja nossa normativa na condução de veículos e o Estado seja eficiente no cumprimento de suas funções para com o cidadão, nunca olvidando manter-se atento e zeloso com nossas estradas.

# Seção de notas da Revista PAVIMENTAÇÃO

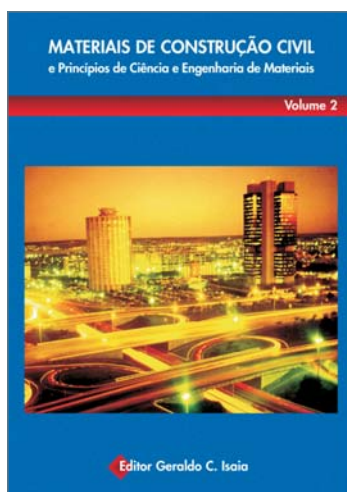
## Compêndio da construção civil

O Instituto Brasileiro do Concreto (Ibracon) e a ArcelorMittal Brasil lançaram no dia 2 de setembro, em Bento Gonçalves (RS), durante a abertura do 49º Congresso Brasileiro do Concreto, o livro *Materiais de Construção Civil e Princípios de*

*Ciência e Engenharia de Materiais*. Em dois volumes, 85 especialistas, entre professores das principais universidades brasileiras, profissionais da indústria de materiais e de institutos de pesquisa da construção, abordam diferentes aspectos sobre o assunto, distribuí-

dos em 52 capítulos, que apresentam a evolução dos materiais, os critérios de escolha, desempenho e normalização, entre outros temas.

Editado pelo professor Geraldo Cechella Isaia, titular da Universidade Federal de Santa Maria (RS), a publicação atende a uma significativa demanda existente na literatura técnica sobre materiais de construção, tornando-se o primeiro compêndio sobre o assunto no Brasil. O texto da contracapa é de autoria do presidente da ArcelorMittal Brasil, José Armando Campos. O presidente do Ibracon, Paulo Helene, professor titular da Universidade de São Paulo, assina o prefácio. Acompanha a publicação um CD com apresentação multimídia de todos os capítulos da obra para fácil consulta de estudantes e profissionais, além de informações técnicas e catálogos dos produtos da ArcelorMittal para a construção civil.

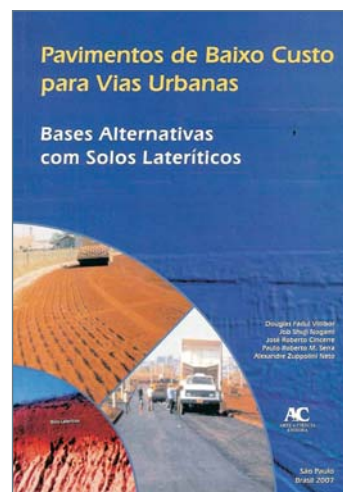


## Pavimentos de baixo custo para vias urbanas

Com o patrocínio da Caixa Econômica Federal e da ABPv, foi lançado durante a edição da 14ª RPU, em Ribeirão Preto (SP), o livro *Pavimento de Baixo Custo para Vias Urbanas – Bases Alternativas com Solos Lateríticos*.

O livro trata da tecnologia do uso de pavimentos de baixo custo com camadas de base, sub-base e reforço, constituídas de solo laterítico fino *in natura*, ou misturado a agregados. Para tanto, os autores propõem a aplicação da Metodologia MCT, que abrange desde os estudos geotécnicos até a execução e controle das camadas referidas.

Apresenta, também, exemplo de dimensionamento, estudo comparativo de custos e técnicas construtivas. Complementando o assunto, expõe, em forma de perguntas e respostas, a experiência de mais de 25 anos dos professores Villibor e Nogami referente ao uso dessas bases e sub-



bases, para que os leitores tenham uma visão global de todos os aspectos ligados a essa tecnologia.

O trabalho de diversos autores captaneados pelo Engenheiro Douglas Fadal Villibor é uma contribuição para a promoção da tecnologia nacional na área de Pavimentação de Baixo Custo. A maioria dos autores pertence ao corpo técnico da LENC (Laboratório de Engenharia e Consultoria Ltda: os engenheiros José Roberto Cincorre, Paulo Roberto M. Serra e Alexandre Zuppolini Neto. E o Dr. Job Shuji Nogami, professor aposentado da Escola Politécnica da USP).

## Exposição

No dia 23 de agosto, teve início, no Centro Cultural do Clube de Engenharia do Rio de Janeiro, a exposição O Clube de Engenharia nos Momentos Históricos do País. A exposição procurou mostrar, através de fotos de arquivos, as imagens que registram fatos de extrema relevância para a memória do Brasil, nos quais o Clube de Engenharia teve papel importante.

## Lançamento

No dia 29 de agosto, um coquetel marcou o lançamento do livro *Pavimentação Asfáltica*, de autoria dos professores Liedi Barianni Bernucci, Laura Maria Goretti da Motta, Jorge Augusto Pereira Ceratti e Jorge Barbosa Soares. O feito ocorreu na

sede da Federação das Indústrias do Rio de Janeiro. Muitos amigos, profissionais e alunos foram prestigiar os mestres em mais uma publicação de alto nível do setor de pavimentação.



# Cartas dos leitores

A Seção de Cartas destina-se a colher opiniões dos leitores sobre as matérias veiculadas na Revista, bem como críticas, elogios e manifestações de assuntos inerentes ao objeto da publicação. A Coordenação da Revista reserva-se, no entanto, o direito de publicar o conteúdo das cartas no todo ou em parte, bem como fazer uma seleção das mesmas devido às limitações de espaço.

e-mail: [redacao@revistapavimentacao.org.br](mailto:redacao@revistapavimentacao.org.br)



Os artigos técnicos da Revista estão cada vez melhores.

Sem dúvida contribui muito para os profissionais que estão distante dos grandes centros de estudos da área de pavimentação. Saúdo a todos os profissionais que nos brindam com seus primorosos artigos.

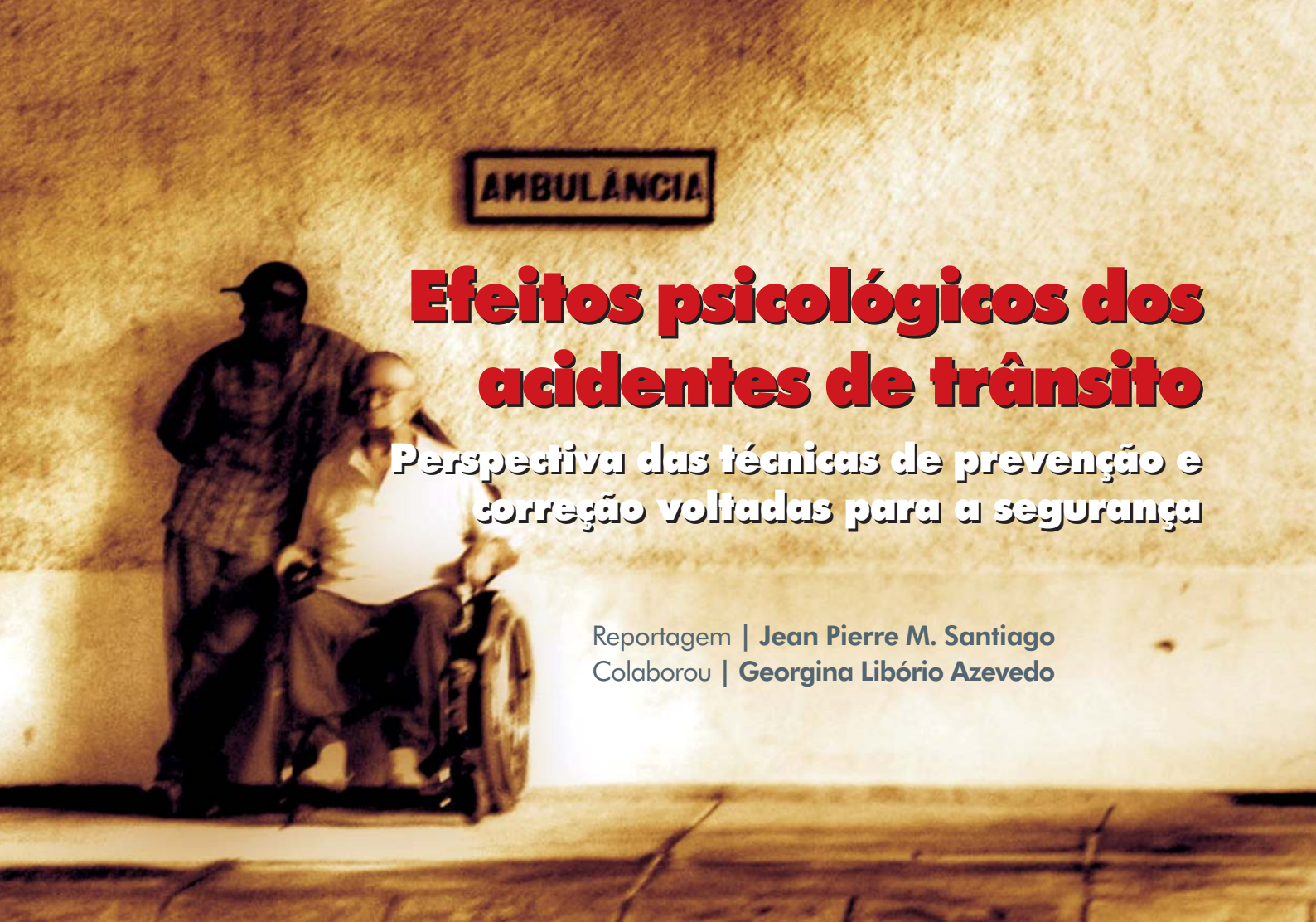
*Eduardo Campos Novelli – Cacoal, RO*

Trabalho como gerente de engenharia da Odebrecht em Luanda, Angola. Recentemente estive no Brasil visitando alguns colegas na ABCP, onde obtive exemplar da Revista PAVIMENTAÇÃO. Gostei muito do que vi.

*Klaus Zoellner – Luanda, Angola*

Sugiro aos editores da Revista PAVIMENTAÇÃO uma matéria comparativa entre a qualidade dos pavimentos brasileiros e o de outros países de referência como a França e os Estados Unidos. Creio ser importante uma visão ampla do assunto para que possamos caminhar *pari passu* com o que há de mais atual.

*Rosane Vilme Sholler Britto – São Paulo, SP*



AMBULANCIA

# Efeitos psicológicos dos acidentes de trânsito

Perspectiva das técnicas de prevenção e correção voltadas para a segurança

Reportagem | **Jean Pierre M. Santiago**  
Colaborou | **Georgina Libório Azevedo**

FOTO: IGOR ALECSANDER

Os acidentes de trânsito no Brasil configuram uma triste realidade nas estatísticas, ensejando prejuízos sociais e econômicos. A dimensão é tamanha que a questão passou a ser tratada por meio de políticas públicas. A Revista PAVIMENTAÇÃO abordou esta temática em sua edição de junho de 2007 na reportagem de capa.

A dimensão que abordamos agora combina aspectos biológicos, psicológicos, culturais e sociais na perspectiva dos efeitos adversos dos acidentes de trânsito. Sabemos que os agentes envolvidos nos acidentes de trânsito são diretos, isto é, aqueles envolvidos na situação de fato, e indiretos, que são os parentes e amigos das vítimas. Na esteira dessa perspectiva, é importante notar que quando se avalia a consequência de um acidente de trânsito é necessário diferenciar as ocorrências que culminam em morte daquelas sem vítimas fatais. E nos acidentes com feridos, também é fundamental distinguir aqueles que deixam seqüelas graves e permanentes dos que são temporais.

Em quaisquer das perspectivas acima, ou seja, acidentes com vítimas fatais ou não, de alguma maneira o fato

exerce influência na vida dos envolvidos. Pode-se refletir sobre qual o custo social de uma criança que perde sua mãe ou seu pai num acidente? Ou qual o custo social de um homem ou mulher que adquiriram uma deficiência grave?

Por outro lado, diversos sentimentos afloram na mente e nos corações das pessoas, de forma subjetiva e individual. Dor, tristeza, compaixão e solidão se confundem muitas vezes com o ressentimento, a vergonha, a raiva e a humilhação, como trata o jornalista e publicitário Fernando Pedrosa em seu artigo *Os efeitos psicossociais dos acidentes de trânsito*.

O impacto psicológico, portanto, é um fator categórico. Quando há vítima fatal, o ônus do impacto psicológico recai sobremaneira na família, que vai suportar também as situações de ordem econômica. O enfrentamento da perda de um ente gera sofrimentos que abalam a estrutura familiar, sendo o tempo o fator coadjuvante para fechar a ferida causada pelo acidente.

Quando a vítima sobrevive, o impacto psicológico não deixa de ser preponderante. É o que se chama de Estresse

Associado a Acidentes de Trânsito. Numa situação hipotética, na qual sobreviveu com seqüelas pouco relevantes, existe uma reação aguda ao estresse, com a dificuldade de adormecer, lembranças pertinentes dias e noites, ansiedade, dificuldade de respirar e apetite desregulado.

Nesta situação hipotética vai-se gerar o Transtorno do Estresse Pós-Traumático (TEPT). Esse transtorno é caracterizado por sintomas intrusivos como a reexperiência do acidente, bem como sintomas de evitamento e embotamento, isto é, diminuição do afeto, e também sintomas de ativação aumentada, ou seja, hipervigilância ou cólera nas atividades cotidianas.

Dos acidentes resultam os traumas, a percepção de ameaça à vida, o confronto com o sofrimento ou a morte. Nesta perspectiva vislumbra-se a experiência pessoal, assim como testemunhar um acontecimento ou ter conhecimento de morte inesperada e violenta. O estresse gerado vem da conjugação da pré-experiência que englobam os fatores adversos anteriores, a peri-experiência que diz respeito à gravidade da ameaça no momento do acidente, e a pós-experiência, a mobilização dos recursos pessoais e sociais.

A gravidade dos sintomas pode ser medida pela forma como a pessoa descreve o acidente. Nos sintomas intrusivos, há imagens recorrentes do acidente de uma forma muito perturbadora. Nos sintomas de evitamento, há pessoas traumatizadas que não conseguem falar sobre a experiência, pois o sofrimento associado e essa memória é perturbador. Nos sintomas de ativação aumentada, existe respostas de ativação exagerada como raiva e hipervigilância. Às vezes essas pessoas têm reações muito explosivas.

Por perturbações pode-se elencar a ansiedade fóbica a viagens, ansiedade generalizada, o próprio Transtorno do Estresse Pós-Traumático e a depressão.

Trabalho divulgado pelo Instituto de Pesquisas Econômicas e Aplicadas (Ipea), em parceria com a Agência Nacional de Transportes Públicos (ANTP) e com o Departamento Nacional de Trânsito (Denatran), apontou que nas questões relativas às perturbações pós-traumáticas as mulheres apresentaram quadro de pânico e agorafobia (medo de estar em espaços abertos ou no meio de uma multidão). Nos homens, ocorre geralmente o abuso e dependência de álcool e drogas.

Além destes sintomas, outros mais podem ser observados nos agentes envolvidos em acidentes de trânsito. A depressão, já mencionada, é o mais freqüente deles. No

## ACIDENTES DE TRÂNSITO

- Custo global de US\$ 70 bilhões anuais – mais do que todas as fontes bilaterais e multilaterais de ajuda para regiões emergentes;
- Equivale a 1% do PNB para países desenvolvidos e 1,5% do PIB para países emergentes.

Fonte: AIPCR / PIARC / Associação Mundial de Estradas (2002)

## ACIDENTES DE TRÂNSITO

### Conseqüências

- Um milhão de mortos, 50 milhões de feridos, 15 milhões de acidentes anuais com vítimas
- Oitenta por cento de mortos em regiões da África, Ásia, América Latina e Oriente Médio, 40% só na Ásia – Pacífico
- Terceira causa de mortes prematuras, segunda causa, em 2002, de anos perdidos de vida, 10% do total de mortes dos países do Terceiro Mundo
- Setenta milhões de diárias hospitalares ao ano, 25% dos leitos disponíveis

Fonte: AIPCR / PIARC / Associação Mundial de Estradas (2002)

## EVOLUÇÃO DA FROTA NACIONAL

Ano	Veículos
1960	508.608
1969	2.227.826
1979	9.179.655
1989	17.450.310
1998	32.309.845
2005	42.071.961

Fonte: DENATRAN

entanto, são observados também comportamento auto-destrutivo ou impulsivo, sintomas dissociativos, queixas somáticas e alergias. Sentimentos de ineficiência ou ameaça constante, desespero, desânimo e hostilidade. Em casos mais graves, isolamento social e mudanças de personalidade.

## Perspectivas Técnicas de Prevenção e Correção

A despeito de todas questões psicológicas abordadas até agora, permanecem a postos os programas de socorro

## PESQUISA MÉDICO-HOSPITALAR

### Distribuição percentual das áreas afetadas do corpo

Região anatômica	%
Cabeça e Pescoço	44,0
Tórax	8,4
Abdômen	12,0
Membros superiores	13,0
Membros inferiores	22,6



## PERFIL DOS ACIDENTES NAS RODOVIAS FEDERAIS

### Freqüência

Finais de semana	46%
Entre as 18 e 19 horas	7%
Colisão traseira	36%
Saída de pista	18%
Abalroamento lateral de mesmo sentido	11%

### Vítimados

Condutores	41%
Passageiros	49%
Pedestres	7%
Outros	3%
Sexo masculino	71%
Na faixa etária dos 20 aos 30 anos	27%

### Condutores

Sexo masculino	92%
Na faixa etária dos 30 aos 40 anos	42%
Escolaridade de 1º grau	28%
Profissionais de serviços de transportes	41%

### Veículos

Passageiros	63%
Carga	28%
Utilitários	4%
Com mais de nove anos de fabricação	97%

cada vez mais eficientes, para que se possa, se não evitar, ao menos suavizar os efeitos dos acidentes.

Para se evitar acidentes, a fórmula não parece ser outra senão por intermédio de medidas preventivas e corretivas, incentivando práticas de projetos voltadas para a segurança, através de um bom projeto geométrico, interseções, sinalização, segmentos críticos e sistemas inteligentes (arquiteturas). Para tanto, faz-se necessário um planejamento eficaz. Além de métodos e prazos bem definidos, parando de promover a catástrofe. Esta linha de pensamento está em concordância com o diagnóstico apre-

sentado pelo Banco Mundial: Acidentes de trânsito podem ser evitados com um melhor planejamento e com um projeto da malha rodoviária mais atento à segurança.

Um outro ponto de suma importância é a racionalização das ações de segurança. Isto perpassa pela coleta de processamento de dados, identificação de situações críticas, análise, diagnóstico e proposição de melhorias, avaliação das alternativas de solução, implementação dessas soluções, acompanhamento das soluções implementadas e, finalmente, análise da eficácia e da economicidade.

A informação é fundamental para toda ação de segurança rodoviária, é essencial para o diagnóstico do problema de acidentes na rodovia e para a monitoração dos trabalhos em segurança rodoviária.

O quadro perfil dos acidentes nas rodovias federais mostra a informação preciosa para os bancos de dados que vão alimentar os estudos para projetos de segurança nas estradas.

O quadro pesquisa médico-hospitalar apresenta as regiões do corpo humano mais afetadas pelos acidentes de trânsito. Informação que podem ser cotejadas com o acidente em si, apontando onde devem ser feitos os estudos para criar mecanismos de prevenção, melhorar o socorro às vítimas, além de instrumentos atenuantes de impacto psicológico.

O engenheiro Elmar Pereira de Mello, especialista em transporte e segurança de Trânsito do DNIT aponta as conclusões e medidas a serem adotadas para a eficiência de um programa de prevenção e correção voltadas para a segurança nas rodovias:

- Programa de monitoramento permanente do desempenho viário;
- Retomada do Plano Nacional de Coleta de Trânsito;
- Identificação e Tratamento de Segmentos Críticos;
- Fiscalização de velocidade, a partir do cálculo dos limites de velocidade em locais críticos;
- Implementação de Arquiteturas ITS voltadas para atendimento ao usuário e gerência de incidentes;
- Melhoria de padrão dos Projetos Finais de Engenharia, com geometria e sinalização/dispositivos de segurança adequados à classe de rodovias;
- Estudos da Interação entre a via e a frota de veículos para revisão de normas de circulação e de projetos de engenharia;
- Reparelhamento e treinamento de Agentes de Operação.

# RAPv e ENACOR, mais uma edição de sucesso

No encontro de duas maravilhas da natureza, rios Negro e Amazonas, que juntam e formam extraordinário encontro das águas, ABPv e ABDER promovem os Caminhos da Integração

FOTOS: SÉRGIO CALDAS - PAULO ROBERTO



Gen Fróes, Presidente da ABDER, Presidente da ABPv, Ministro dos Transportes e Prefeito de Manaus

Manaus, a capital de estado em meio de uma floresta, surgiu em 1669 com a construção do Forte de São José da Barra [São José da Barra do Rio Negro] e depois foi denominada Vila, em 1832, com o nome de Manaós (que quer dizer “mãe dos deuses”) em homenagem à tribo indígena Manaós. No ano de 1848, foi elevada à Cidade da Barra do Rio Negro e somente em 1856 foi denominada Cidade de Manaus.

No final do século XIX e início do século XX, a cidade vivenciava o auge do Ciclo da Borracha, sendo uma das mais ricas cidades do mundo com suas belas e suntuosas construções. Dentre elas o Teatro Amazonas, palco de óperas, orquestras com grandes artistas internacionais, como Enrico Caruso e Sarah Bernhardt. Com toda essa pompa ficou conhecida como a “Paris dos Trópicos”. Alusões à parte à Cidade Luz, foi a primeira cidade brasileira a possuir energia elétrica.

Atualmente, capital do maior estado brasileiro, Amazonas, possui cerca de 1,5 milhão de habitantes, ocu-

pando a 4ª posição no ranking das cidades mais ricas do Brasil. Possui ainda um pólo industrial de alta tecnologia que a mantém na vanguarda desse setor.

Este ano, Manaus tornou-se mais uma vez palco de um dos maiores encontros da pavimentação do País, a 38ª RAPv e o 12º ENACOR, entre os dias 12 e 16 de agosto, no Hotel Tropical.

O encontro começou às 18h do dia 12, com abertura pelos presidentes da ABPv e da ABDER Eduardo Alberto Ricci e Inácio Bento de Mo-

rais Junior, respectivamente. Presentes estavam convidados ilustres, como o Ministro dos Transportes Alfredo Nascimento, o Prefeito da Cidade de Manaus Serafin Fernandes Corrêa, o General-de-Brigada José Cláudio Fróes de Moraes, o Diretor Executivo do DNIT José Henrique Sadok de Sá, a Superintendente da Zona Franca de Manaus Flá-



Descerramento da faixa de inauguração



**Palestrante ilustre, ex-ministra  
Margarida Nascimento**



**No coquetel de abertura,  
os Engenheiros  
João Fabrício, Luciana,  
Regina e Prepredigna**

via Skrobot Barbosa Grosso, o Secretário Estadual de Infra-Estrutura Marco Aurélio de Mendonça, o Secretário Municipal de Obras e Habitação Paulo Rocha Farias, a Superintendente Regional do DNIT AM/RR Maria Auxiliadora Dias Carvalho, o Presidente do CREA-AM Afonso Lins Jr., o Gerente Geral da Petrobras S.A. Augusto César Fernandes de Carvalho e o Coordenador Geral do Evento Prof. Dr. Nilton Campelo. Todos comporam a mesa de abertura.

Após a solenidade de abertura, os presentes assistiram à palestra “Exército Brasileiro: Construindo e Integrando a Região Amazônica”, proferida pelo General José Cláudio Fróes de Moraes, do 2º Grupamento

de Engenharia, onde foram relatados os trabalhos que o Exército Brasileiro tem feito nas rodovias brasileiras, inclusive as que continuaram no PAC. Ao final da palestra, todos foram convidados para o descerramento da Faixa de Inauguração da Feira de Produtos e Serviços para Pavimentação e uma visita ao salão dos expositores, onde foi servido o coquetel de boas-vindas aos participantes.

Neste cenário lendário, às margens do Rio Negro, foi oferecido um jantar de confraternização com show folclórico prestigiando aspectos regionais do estado.

No dia 16, o evento foi encerrado com a composição de uma mesa-redonda presidida pelos professores Washington Perez Nunes (RS) e Liedi Barianni Bernucci (SP) e o engenheiro Aníbal Coelho (BA). O tema em debate foi “Soluções Regionais para Pavimentos de Baixo Volume de Tráfego”. Em seguida, premiou-se trabalhos das cinco seções técnicas e foi feito o convite para a próxima edição da RAPV e do ENACOR, a serem realizados mais uma vez em conjunto na cidade de Porto de Galinhas, em Pernambuco, no mês de setembro de 2008.

O evento contou com o patrocínio oficial da Petrobras, e demais patrocinadores Ciber, Huesker, Armco, Semosbh-AM, Pampulha, Data Traffic, Manaus Tur, Pavisan, Suframa, Camargo Correa, Terex, Centran, EMAM, Holcim, Poligraph, Mangels e DNIT AM/RR, e também foi marcado pelo sucesso de público, pelo brilhantismo dos palestrantes e dos técnicos.



**Jantar às margens  
do Rio Negro**

# Instituto de Pesquisas Rodoviárias

## 50 anos colaborando com o rodoviarismo nacional

ENG. GALILEO ANTENOR DE ARAUJO



O Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), no Rio de Janeiro, completou 50 anos no dia 29 de agosto. O jubileu de ouro foi comemorado com uma solenidade, no Centro Rodoviário – Rodovia Presidente Dutra, km 163 – Parada de Lucas, onde foi feito o descerramento da placa comemorativa e a distribuição da Publicação Especial sobre os 50 anos do Instituto.

O IPR, fundado em 1957, no âmbito do CNPq, foi incorporado ao DNER em 1972 e conseqüentemente ao DNIT em 2002. O Instituto é o responsável institucional pelo desenvolvimento de Pesquisas, Normas e Manuais Técnicos, Treinamento Técnico-Científico e Auditorias Técnicas. Responde ainda pela representação do DNIT junto às comunidades técnico-científicas nacionais e internacionais. Em conseqüência, o IPR congrega centros de estudo e pesquisa, de normalização técnica, de treinamento e auditorias técnicas, consolidando-se como pólo de atração de estudantes, acadêmicos, profissionais e especialistas do ramo. O IPR, desde que integrou o DNER, era representado como uma Diretoria da Autarquia e na trans-

posição para o DNIT, converteu-se em uma Coordenação, subordinada à Coordenação-Geral de Estudos e Pesquisa, da Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Atualmente, é uma Gerência ligada diretamente à Diretoria-Geral do DNIT.

De acordo com o coordenador do IPR, Chequer Jabour Chequer, comemorar uma data tão importante é um privilégio. “O IPR funciona como a memória e o cérebro

Os Engenheiros Silvio, Chequer e Jorge e Eliane



FOTOS: GEORGINA LIBRÓRIO AZEVEDO

da rodovia no Brasil, tendo também sido responsável pela formação da mentalidade rodoviária no país”, resumiu o Coordenador.

Em termos de desenvolvimento de pesquisas e ensaios laboratoriais, o IPR, situado no Centro Rodoviário do Rio de Janeiro, dispõe de um parque laboratorial constituído de oito laboratórios e uma Pista Experimental Circular (uma das três existentes no mundo, as outras ficam em Nantes, na França, e em Washington, Estados Unidos), operado por administração direta, realizando ensaios em amostras de materiais, fornecendo atestados e dando suporte técnico às concessionárias locais, a empresas privadas e às diversas unidades do DNIT.

Seria exaustivo mencionar todas as pesquisas cuja aplicação final tiveram visibilidade no meio rodoviário. As pesquisas mais recentes incluem temas como Asfaltos Modificados por Polímeros, Recapeamento de Pavimentos Flexíveis com Concreto do Tipo Whitetopping, Utilização de Escória de Aciaria como Base e Sub-Base de Pavimentos,



50  
SIMPOSIO  
SOBRE  
PESQUISAS  
RODOVIARIAS  
IPR - Departamento Rod-08/71-00

Estudos de Impacto do BITREM nas Rodovias Federais e Custos de Acidentes.

No que respeita a normalização técnica, ao longo de sua história, o IPR desenvolveu centenas de pesquisas, as quais resultaram num acervo técnico constituído por 390 Normas Técnicas e 731 Manuais Técnicos, que continuam em constante processo de atualização. Como base de suporte para pesquisas, o IPR possui uma biblioteca especializada abrigando cerca de 5.000 publicações relacionadas ao transporte rodoviário, além de 400 títulos de periódicos. Esta biblioteca mantém intercâmbio funcional com as mais diversas bibliotecas nacionais e internacionais.

No campo do treinamento técnico-científico, pode-se constatar que desde 1972 o IPR treinou 15.452 profissionais nos mais diversos campos da engenharia rodoviária, ministrando 711 cursos de curta e longa duração. Pode-se dizer, sem qualquer dúvida, que a base tecnológica da Engenharia Rodoviária também é atendida pelo IPR.

FOTO: GEORGINA LEONARDO ALBERTO



Pista Experimental Circular

# 14ª RPU em Ribeirão Preto

## Mais uma edição do evento que aborda temas atuais da área de pavimentação urbana



FOTO: FERNANDO BATTISTETTI

Engº Luiz Eduardo Lacerda dos Santos



FOTO: JEAN PIERRE

Ribeirão Preto (SP) sediou, entre os dias 12 e 14 de setembro, a 14ª Reunião de Pavimentação Urbana (RPU), evento promovido pela ABPv com objetivo de criar fóruns para discussão de pesquisas e resultados em desenvolvimento na área de pavimentação urbana.

A RPU se consolidou como importante evento no País por oportunizar aos participantes, na sua maioria profissionais e técnicos da área, professores, pesquisadores, engenheiros, dirigentes públicos e estudantes, um espaço para atualização em pesquisa, desenvolvimento e inovações tecnológicas aplicadas à pavimentação urbana e obras públicas.

A Reunião teve sua abertura no dia 12 com uma homenagem solene ao saudoso engenheiro Jorge Salathé,

sobre sua dedicação e serviços que prestou à ABPv, sendo por muito anos presidente da Comissão de Pavimentação Urbana.

As honras do evento estiveram a cargo de autoridades como o engenheiro Luiz Eduardo Lacerda dos Santos, presidente da Comissão Organizadora da Reunião, e Eduardo Alberto Ricci, diretor-presidente da ABPv, que fizeram os pronunciamentos de abertura.

À mesa também estavam presentes o engenheiro Paulo Moro, vice-presidente da ABPv; engenheira Laura Maria Goretti da Mota, diretora administrativa da ABPv, engenheiro Fernando Augusto Junior, coordenador da Comissão de Pavimentação Urbana da ABPv; engenheiro Nelson Rogério Baroni, da Secretaria de Infra-Estrutura da Prefeitura de Ribeirão Preto, entre outros.

Durante os três dias de trabalho da RPU, o público presente de cerca de 200 participantes pode assistir a pa-

lestras e apresentação de trabalhos técnicos de diversas abordagens. A cargo da Petrobras ficou a palestra sobre Soluções Delgadas de Pavimentação para Vias Urbanas; A Associação Brasileira de Cimento Portland trouxe o tema Competitividade do Pavimento de Concreto em Vias Urbanas e Tráfego Pesado; O DER-MG abordou a Importância da Drenagem Pluvial na Durabilidade do Pavimento; A 3M do Brasil apresentou uma palestra sobre Sinalização e Segurança Viária. E diversos outros temas foram apresentados pela Unicamp, Betumel, Hotline, Bloco Brasil e a ABPv.

Os trabalhos técnicos também trouxeram para discussão os mais variados temas da pavimentação urbana. Para o público uma coisa era perceptível

em primeiro plano: o alto nível dos trabalhos, a qualidade e o rigor científico por parte dos autores. O evento ocorreu no Centro de Convenções de Ribeirão Preto.

### **RIBEIRÃO PRETO – A cidade que sediou o evento esbanja desenvolvimento e modernidade**

Os participantes da 14ª RPU, nos momentos em que não estavam nas atividades técnicas do evento, puderam conhecer um pouco da cidade de Ribeirão Preto. A começar pelo local onde ocorreu o evento, o Centro de Convenções, um prédio reconhecido por sua arquitetura e ambientação impecáveis, localizado a 15 minutos do Aeroporto Leito Lopes. Sua localização de fato



Engº Eduardo Ricci, Diretor-Presidente da ABPv, ladeado por demais autoridades, congratula os participantes do evento



Stand da Petrobras, patrocinadora oficial da 14ª Reunião de Pavimentação Urbana

FOTOS: FERNANDO BATISTETTI

é privilegiada, pois está próximo aos melhores hotéis, restaurantes e aos principais centros comerciais e financeiros da cidade.

A escolha da cidade para sediar o evento não foi ao acaso. Com uma posição geográfica estratégica, no interior do Estado de São Paulo (a cidade está num ponto equidistante de grandes capitais, como São Paulo, Rio de Janeiro, Belo Horizonte, Curitiba, Goiânia e Brasília), Ribeirão Preto, com uma população de 527 mil habitantes, passou a ser conhecida como a Capital Brasileira do Agronegócio, devido a sua significativa representatividade para o setor.

A cidade é sede da Agrishow, a maior e mais completa feira do segmento agrícola da América Latina. A região concentra também um forte pólo industrial e



FOTO: FERNANDO BATTISTETTI

No ambiente de confraternização, a oportunidade de troca de experiência e interação entre profissionais e empresas

tecnológico. Toda essa diversidade faz com que Ribeirão Preto detenha uma das maiores rendas per capita do País e esteja em constante desenvolvimento socioeconômico e cultural.

## História

Fundada em 19 de junho de 1856 a partir de núcleos fazendeiros de criação de gado, Ribeirão Preto se destacou no setor cafeeiro, o qual foi arruinado com a crise de 1929.

Registros históricos apontam que o primeiro dono e doador de terras foi José Mateus dos Reis, dono da maior parte de uma fazenda chamada Palmeiras, que fez a primeira doação de terras no valor de 40 mil reis, sob a condição de no terreno ser levantada uma capela em louvor a São Sebastião das Palmeiras.

Em 2 de novembro de 1845, no bairro das Palmeiras, era fincada uma cruz de madeira como tentativa de demarcação de um patrimônio para a futura capela de São Sebastião. Com esta, surgiram outras doações objetivando ampliar o patrimônio da capela. E assim foram sendo doados alqueires por outros donos de terras.

Um importante fator que contribuiu para o desenvolvimento do município foi a chegada da linha férrea da

Mogiana em 1883, que possibilitou a expansão da cultura cafeeira que existia desde a década de 1870. A expansão do café levou a um crescimento da população, que passou dos 5.552 pessoas (sendo 857 escravos) em 1874 para 10.420 (1.379 escravos) em 1886.

Depois da assinatura da Lei Áurea que extinguiu a escravidão no Brasil, o governo da província de São Paulo passou a estimular a vinda de imigrantes europeus, provocando em Ribeirão Preto um grande aumento populacional, passando para 59.195 habitantes em 1900, um crescimento muito maior do que o registrado nos outros municípios da região durante esse período. Calcula-se que 33.199 dos 52.929 habitantes de 1902 eram de origem estrangeira, sendo 83,7% de italianos, 7,9% de portugueses, 5,1% de espanhóis e 1,7% de austríacos.

Esse contingente populacional foi importante para a urbanização e desenvolvimento da cidade, pois muitos imigrantes já eram acostumados com a vida urbana e possuíam uma mentalidade empreendedora, criando novos estabelecimentos comerciais e industriais na cidade e transformando Ribeirão Preto, que era até então uma simples vila agrícola.

Ribeirão Preto é hoje um dos principais centros urbanos do interior do Estado de São Paulo. No próximo ano, a 15ª edição da RPU será na capital da Bahia, Salvador.

Este espaço destina-se à publicação de artigos encaminhados à Revista pelos profissionais que se dispõem a colaborar promovendo com os demais técnicos o debate de diversos temas atuais e relevantes. Os artigos devem ser enviados para [redacao@revistapavimentacao.org.br](mailto:redacao@revistapavimentacao.org.br) de acordo com as normas vigentes no sítio [www.revistapavimentacao.org.br](http://www.revistapavimentacao.org.br).

Os trabalhos são apresentados na íntegra, sendo de responsabilidade do autor toda a informação nele contida.

# Cimento asfáltico de petróleo

## Algumas considerações julgadas importantes

**Francisco Guerreiro**

Engenheiro / Consultor Técnico

**Salomão Pinto**

Professor IME/RJ

### RESUMO

O trabalho descreve o comportamento do cimento asfáltico de petróleo (CAP) como um colóide de coagulação com ênfase no envelhecimento e rejuvenescimento. Faz uma análise do conceito SOL e GEL e o do tipo intermediário (SOL – GEL), mostrando que a diferença de comportamento está associada fundamentalmente na faixa de temperatura para passar de um estado a outro. São analisadas as respostas do CAP às solicitações abaixo da temperatura do ponto Fraas, acima do Ponto de Amolecimento

e no intervalo entre os dois estados de consistência. É abordada a freqüência de aplicações de cargas, levando em conta o tempo de relaxação.

Faz uma análise dos principais ensaios de laboratório que caracterizam o CAP e propõe uma modelagem conceitual para definir a suscetibilidade térmica de asfaltos, descartando o modelo de Pfeiffer e Van Doormaal definido a partir de um operador matemático que introduz um parâmetro chamado de índice de penetração (IP), que não se aplica a asfaltos modificados de um modo geral.

### 1 – Introdução

Antes de relatar alguns aspectos sobre o cimento asfáltico de petróleo (CAP), é preciso uma rápida revisão de como ele é considerado atualmente. Para isso, é necessário conhecer a definição do CAP, sua conceituação atual

como colóide e citar suas propriedades físicas, sua constituição química e o comportamento reológico, bem como os índices que o caracterizam.

Asfalto é um material aglutinante de consistência variável, cor pardo-escuro ou negra, no qual o constituinte predominante é o betume, podendo ocorrer em jazidas

na natureza ou ser obtido pela refinação do petróleo. O Conceito Coloidal Atual (CAP) é atualmente conceituado como um sistema coloidal constituído por micelas de asfaltenos, que são compostos polares e de elevado peso molecular, peptizados por compostos polares chamados de bases nitrogenadas (resinas). Tais bases estão dispersas em um meio constituído por compostos aromáticos e parafínicos, sendo os primeiros chamados de solventes e os últimos de floculantes, e que, dependendo do seu estado de agregação, podem ser um SOL ou um GEL ou, num amplo intervalo, ter propriedades SOL-GEL.

O CAP é caracterizado por um conjunto de ensaios físicos, como penetração, viscosidade, ponto de amolecimento e outros e por índices baseados em análise química.

Os ensaios físicos são de amplo conhecimento no meio técnico e não cabe comentá-los. Sua análise em função de sua estrutura será comentada no decorrer do trabalho.

Quanto à análise química, os métodos atuais se baseiam na determinação de quantidades relativas de tipos de compostos presentes, semelhantes entre si, em face de um determinado reagente ou solvente. Os índices são definidos por relações envolvendo as frações determinadas pela análise química, sendo os principais os de Rostler, de Gotolski e de Gaestel entre outros.

## 2 – Visão Energética do CAP

Sabe-se que o CAP é um material termo sensível, isto é, sua consistência varia com a temperatura. Mas como e por que ocorre essa variação? Quais são os fenômenos químicos e energéticos envolvidos nessas transformações?

Para uma visão energética mais completa, é preciso primeiro analisar o fenômeno da termo sensibilidade em função da teoria cinética e depois as condições do equilíbrio termodinâmico que mostrará as condições energéticas na competição: estruturação *versus* liberdade.

### • Termo sensibilidade

O que significa dizer que o CAP é um material termo sensível? Significa que o CAP apresenta diferentes consistências com a variação da temperatura. Mas como e por que isso ocorre? Para se obter resposta é preciso recorrer à teoria cinética.

A principal consequência da teoria cinética é que todas as partículas em suspensão, qualquer que seja sua

forma, em ausência de ações externas, têm a mesma energia cinética translacional média:

$$kT = 0,5 \cdot m \cdot v^2$$

O movimento da partícula muda continuamente de direção seguindo uma trajetória irregular em ziguezague, devida às colisões ao acaso com outras partículas, com as moléculas do meio e com as paredes do recipiente. Este movimento é chamado browniano em homenagem ao botânico inglês Brown que, em 1827, observou esse fenômeno pela primeira vez, estudando grãos de pólen.

Pela equação  $kT = 0,5 \cdot m \cdot v^2$ , pode-se observar que, na mesma condição térmica, as partículas têm a mesma energia, logo seu movimento possível é inversamente proporcional a sua massa, isto é, quanto menores forem as partículas, maior será o seu movimento browniano.

De resultados experimentais, têm-se as seguintes situações:

a) partículas menores que  $10^{-9}$  m (1 nm) - têm massa tão pequena que, em um enorme intervalo de temperatura, mantêm tal velocidade que vencem a força da gravidade, ficando sempre em solução. São as soluções verdadeiras;

b) partículas maiores que  $10^{-7}$  m (100 nm) - têm massa tão grande que, no mesmo amplo intervalo de temperatura, sua velocidade é tão pequena que não vencem a força da gravidade e sedimentam. São as suspensões grosseiras;

c) partículas com tamanho intermediário, isto é, maiores que  $10^{-9}$  m (1 nm) e menores que  $10^{-7}$  m (100 nm), têm comportamento intermediário, sendo altamente dependentes da temperatura.

Logo, com a elevação da temperatura, estas partículas adquirem suficiente movimento browniano, para vencerem a força da gravidade e se manterem sob a forma de um sistema disperso livre. Com a diminuição da temperatura, o movimento browniano é insuficiente para vencer a força da gravidade e elas sedimentam. Essa sedimentação pode se dar com total separação de fases macroscópicas ou por total estruturação do sistema (coagulação) no volume, formando um sistema disperso ligado.

## 3 – Sistemas Coloidais

O termo colóide data de 1861 e deve-se a Thomas Graham. Estudando difusão de solutos através de mem-

brana porosa, viu que alguns tinham grande mobilidade e eram oriundos da dissolução de substâncias cristalinas e os chamou de cristalóides. Já outros tinham movimento bastante lento, e, pela semelhança de mobilidade que tinham com a cola, chamou-os de colóides.

Pelas dimensões, são chamados de colóides os sistemas constituídos por partículas com, pelo menos, uma das suas dimensões compreendida no intervalo  $10^{-9}$  m e  $10^{-7}$  m que correspondem ao limite máximo da solução verdadeira e ao limite mínimo da suspensão grosseira

Os fatores que mais contribuem para a natureza *sui generis* de um sistema coloidal são:

- dimensões das partículas;
- forma e flexibilidade das partículas;
- propriedades superficiais, inclusive as elétricas;
- interações partícula-partícula;
- interações partícula-meio intermicelar.

Existem várias classificações para os sistemas coloidais, cada uma atendendo à determinada finalidade. Dentre elas podem ser citadas:

- quanto à composição química: inorgânicos e orgânicos;
- quanto à morfologia: globulares e lineares;
- quanto à estrutura da partícula: moleculares e micelares;
- quanto à afinidade partícula-meio intermicelar: liófilos e liófilos;

Pela posição que ocupam entre os sistemas macroscópicos heterogêneos e as soluções homogêneas, os sistemas coloidais podem formar-se por dois caminhos antagônicos:

- dispersões das fases macroscópicas;
- condensação a partir de soluções verdadeiras.

#### 4 – Envelhecimento do CAP

Os sistemas coloidais liófilos têm como característica a distribuição de equilíbrio das partículas pelo tamanho, que não varia com o tempo. Como o CAP é um sistema coloidal liófilo, suas micelas não variam de tamanho com o tempo. A estruturação do sistema é que pode modificar espontaneamente com o tempo devido ao envelhecimento, principalmente o sistema estruturado (GEL) que, por causa da sinerese (aumento da estrutura de blocos intermicelares que imobilizam o meio de dispersão), per-

de parte do meio intermicelar causado pelo engrossamento da estrutura, a qual se modifica espontaneamente com o tempo, mas sem modificação das micelas.

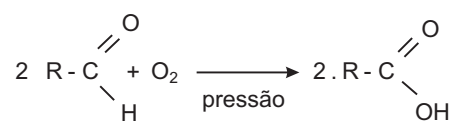
É do conhecimento geral e devidamente comprovado que o envelhecimento do CAP em serviço é função das condições de construção e operação da pista (tipo de CAP, porcentagem de vazios na mistura, espessura da película de ligante, intensidade do tráfego etc.) e é associado ao fenômeno de oxidação que, gerando aumento nas frações polares, resulta, entre outras coisas, em um aumento da viscosidade. Também se conclui dos trabalhos publicados que a oxidação é catalisada por raios UV, IR.

Em adição aos catalisadores indicados pelos trabalhos especializados publicados, existe outro catalisador, certamente o mais importante na oxidação e, conseqüentemente, no envelhecimento do CAP em serviço: a pressão!

Os vazios da massa asfáltica obrigatoriamente estão ocupados pelo ar atmosférico.

Sob a ação dos veículos pesados, a camada asfáltica é comprimida. Quando não há vazios ou sua quantidade é excessivamente pequena, essa compressão “bombeia” o ligante, ocasionando a exsudação. Quando há vazios em quantidade adequada, eles estão cheios de ar, que contém oxigênio ( $O_2$ ) que se encontra em contato com a película de ligante.

Com a compressão da camada pela ação da carga aplicada pelo tráfego, aparecem zonas onde ocorre um violento aumento da pressão, o que permite a promoção da reação de oxidação das moléculas polarizáveis dos maltenos, porque esse tipo de reação é francamente favorecido pelo aumento da pressão: primeiro, porque envolve molécula gasosa na fase reagente; segundo, porque o número de moléculas do produto da reação diminui em relação ao número de moléculas reagentes. Como exemplo genérico:



Assim sendo, a oxidação conduz à formação de moléculas polares (oxigenadas) que ficam dissolvidas no meio intermicelar, logo, passam a participar da condição de equilíbrio: micela/molécula.

O CAP aumenta o teor de asfaltenos e, em conseqüência, diminui, na mesma proporção, a quantidade de meio

intermicelar. Isto ocorre em qualquer tipo de CAP, seja SOL, GEL ou intermediário. Entretanto, nos CAPs do tipo GEL esse fenômeno, juntamente com a ocorrência da sinerese, leva a que seu envelhecimento seja sempre maior que nos CAPs do tipo SOL. Além disso, como nos CAPs do tipo GEL o meio intermicelar não é afim às partículas, sua CMC (concentração micelar crítica) é mais baixa, logo, é mais facilmente atingida do que nos do tipo SOL, que têm CMC mais alta por terem meio intermicelar afim às partículas.

Como as moléculas do meio intermicelar que se oxidam e se tornam difíceis (STA) não pertencem à fração parafínica (saturados), que são inertes, e sim às frações aromáticas, classificadas como solubilizantes ou peptizantes (por serem solvatantes das micelas), pode-se concluir que o envelhecimento gera alteração dos índices químicos, como se pode observar pelas expressões do parâmetro de Gotolski e pelo índice de instabilidade coloidal de Gaestel.

$$P_g = \frac{\text{Peptizantes} + \text{Solventes}}{\text{Asfaltenos} + \text{Floculantes}}$$

$$I_c = \frac{\text{Asfaltenos} + \text{Floculantes}}{\text{Peptizantes} + \text{Solventes}}$$

Como o envelhecimento leva a um aumento de coagulantes (pelo aumento dos asfaltenos) e a uma correspondente diminuição dos peptizantes-solvatantes pela diminuição da fração aromática, pode-se concluir que o envelhecimento diminui o  $P_g$  (parâmetro de durabilidade de Rostler-Gotolski) e aumenta o  $I_c$  (índice de instabilidade de Gaestel).

Embora esses índices careçam do suporte científico necessário, é inegável que a diminuição do  $P_g$  e o aumento do  $I_c$  caracterizam a evolução do CAP, durante seu envelhecimento, na direção da intensificação das propriedades inerentes ao comportamento GEL.

Existem razões lógicas e com amplo amparo científico e experimental para admitir que a pressão seja o fator mais importante no envelhecimento do CAP em serviço.

Primeiro, que a catálise pelos raios luminosos só seria eficiente em finíssimo filme do ligante na superfície da camada do revestimento. Isto porque o sistema coloidal negro é altamente absorvente, e, portanto, o feixe luminoso incidente nele é totalmente absorvido, já que ele não transmite nem espalha luz. Aliás, é exatamente essa a grande dificuldade do estudo dos colóides negros através das já

conhecidas propriedades óticas de sistemas coloidais. Como em 1 mm de filme asfáltico ( $1 \text{ mm} = 10^{-3} \text{ m}$ ) podem existir  $10^5$  (100 mil) micelas alinhadas, tendo elas o tamanho médio de 10 nanos ( $10^{-8} \text{ m}$ ), ou então, cerca de  $10^4$  (10 mil) micelas alinhadas, com tamanho já no limite superior da categoria coloidal, que é de 100 nanos ( $10^{-7} \text{ m}$ ), pode-se observar que a transmissão dos raios catalisadores incidentes não conseguiria ultrapassar nem uma simples fração desse primeiro milímetro superficial. Entretanto, não é isto que se observa, pois o CAP envelhece ao longo de vários centímetros de espessura da camada.

Segundo, que a catálise pelos raios levaria a que houvesse presença deles nos vazios capilares a vários centímetros de profundidade, o que pela sinuosidade do trajeto nos canais de vazios da massa asfáltica obrigaria a que os raios fizessem trajetos curvos para chegar até lá. E, é claro, isto contraria a ciência, que diz que os raios luminosos só caminham em linha reta.

Terceiro, é a observação de que o envelhecimento do CAP em uma camada asfáltica não é uniforme ao longo da espessura dessa camada. Na realidade da pista, o que ocorre é um gradiente de envelhecimento, que não teria explicação com amparo da lógica e da ciência se esse envelhecimento fosse catalisado por raios luminosos, pois nesse caso teria que apresentar um fino filme (fração de 1 mm) altamente oxidado, e o restante da camada sem apresentar oxidação sensível. Com a oxidação sendo promovida pelo oxigênio ( $O_2$ ) do ar, fica lógico que haja esse gradiente, pois o ar ocupa todos os canais de vazios da massa. Entretanto, essa ocupação não é uniforme: ela vai ficando rarefeita à medida que os canais capilares se afastam da superfície, principalmente pela dificuldade de renovação do ar. Isto, evidentemente, justifica o gradiente de envelhecimento observado nas camadas de revestimento asfáltico.

Quarto, é o fruto de observações experimentais que deram origem à afirmação do Doutor Johannes Larsen: "Não existe trinca por fadiga em tratamentos superficiais". Embora o contato da película do ligante com o ar e, conseqüentemente, com os raios luminosos seja muito maior que nas massas densas e apesar das grandes deflexões a que o tratamento é sujeito, ele não trinca. Portanto, o envelhecimento do CAP nos tratamentos superficiais é muito mais lento que nas misturas densas, embora o contato da película de ligante com o ar e os raios seja muito maior. A única justificativa lógica para isto é que, sendo evidente

a porosidade do tratamento superficial, com vazios macroscópicos em grande quantidade, a passagem do pneu não chega a pressionar o oxigênio sobre o ligante, o que catalisaria a oxidação e levaria o ligante ao endurecimento e ao trincamento. Isto ocorre porque na compressão pelo tráfego, como os vazios são grandes, o ar é expulso, não sendo pressionado sobre a película do ligante.

Isto tudo permite concluir que, nas massas com altos teores de vazios, tais como os tratamentos superficiais, as massas drenantes e os pré-misturados de graduação aberta, o ligante betuminoso (CAP) apresenta um grau de envelhecimento muito menor do que nas massas densas, como é o caso usual do CBUQ com seus 3 a 5% de vazios.

## 5 – Rejuvenescimento

O rejuvenescimento é um procedimento que se destina a anular o processo de envelhecimento do CAP, já que, enquanto o envelhecimento se dá pela diminuição da fase intermicelar maltênica devido à oxidação de suas moléculas polarizáveis, transformando-as em moléculas difílicas (STA) que passam a integrar a fase micelar asfaltênica, aumentando-a, o rejuvenescimento é o processo pelo qual o CAP volta a ter as propriedades originais pela reposição das frações que foram eliminadas.

Como o envelhecimento leva o CAP a intensificar as propriedades de comportamento GEL, pois a diminuição da fração maltênica aromática e o correspondente aumento da fração asfaltênica diminuem o parâmetro de Gotolski ( $P_g$ ) e aumentam o índice de instabilidade coloidal de Gaestel ( $I_c$ ), então o rejuvenescimento tende a orientar as propriedades do CAP na direção SOL.

Se o CAP realmente apresentasse a forma de estruturação de sistema coloidal com os asfaltenos peptizados por agentes tensoativos (bases nitrogenadas) como tem sido considerado, ficaria claro que para o rejuvenescimento seria necessário a adição dessas moléculas difílicas (STA) peptizantes para retornar as micelas à condição de liberdade estrutural, ou seja, peptizá-las.

Entretanto, não é isso que se observa. O rejuvenescimento consta tão-somente de reproporcionarmos as frações através de recolocar no sistema, na mesma quantidade, a fração que foi eliminada.

Durante o envelhecimento, à medida que a oxidação forma novas moléculas difílicas, aumentando a concentra-

ção de STA molecularmente dissolvidas ( $C_{mol}$ ), elas entram no sistema micelar para manter o equilíbrio e permitir que  $C_{mol}$  fique em concentração igual ou inferior à CMC (concentração micelar crítica).

Já a recolocação de óleo intermicelar faz exatamente o oposto: diminui a  $C_{mol}$ , o que permite até a liberação de algumas STA do sistema micelar, dissolvendo-as no meio intermicelar, e com isso mantém o equilíbrio micela-solução molecular.

Além de satisfazer o equilíbrio, a presença do óleo intermicelar adicionado, que é de aromáticos, recompõe os valores dos índices  $P_g$  e  $I_c$  aos iniciais. O fato de a fração que diminui para dar origem às novas micelas ser sempre constituída pelos aromáticos, é que os saturados são quimicamente inertes.

A recolocação de óleo aromático como forma de recompor as propriedades SOL do CAP evidencia que ele não é um sistema coloidal estabilizado por peptizantes (logo, liófilo) e sim por solvatantes.

Como a estrutura externa das micelas é profundamente aromática, elas têm forte afinidade pelas moléculas aromáticas do meio intermicelar (maltenos), solvatando-se fortemente, o que diminui muito a energia livre total do sistema, estabilizando-o, o que também impede a formação de blocos estruturais que caracterizam o comportamento GEL.

Assim, as micelas altamente solvatadas passam a ter um volume hidrodinâmico muito maior que o da correspondente micela dessolvada e passam a ter maior independência umas das outras, com maior grau de liberdade de movimentos, pois as múltiplas camadas de solvatação formadas por adsorção química, adsorção física e condensação capilar impedem a ligação entre micelas, além de formar uma envoltória flexível em torno da micela, capaz de se deformar sob tensão, facilitando o movimento das micelas dentro do sistema, logo, facilitando os fluxos plástico e viscoso, o que caracteriza um comportamento típico dos sistemas dispersos livres, ou seja, SOL.

Quando o envelhecimento do CAP é muito intenso, caso em que ele atinge penetrações extremamente baixas ( $< 10$ ), ele se torna um xerogel, ou seja, um gel dessolvado. Nesse caso, ao ser colocado em contato com seu meio intermicelar afim, ele intumescce, se ressolvatando. E, se for novamente dessolvado, poderá ser novamente ressolvatado, pois esta é uma propriedade dos sistemas

coloidais líofilos, que é o caso do CAP, caracterizando que ele não tem peptizantes, só se peptizando energeticamente. Isto permite concluir que se o CAP rejuvenescido envelhecer novamente, poderá ser outra vez rejuvenescido, pois essas operações são reversíveis.

Também fica óbvio que, como o rejuvenescimento é uma operação simples para a qual é suficiente a recolocação do meio intermicelar, podemos reconduzir um CAP envelhecido não somente ao seu estado original, mas também a qualquer outro parâmetro de qualidade desejado.

Portanto, para reconduzir um CAP envelhecido às suas propriedades originais ou a quaisquer outras características desejadas, basta fazer uma análise química (do CAP envelhecido) determinando os quantitativos das frações solubilizantes e coagulantes e, após isso, recolocar as frações nas proporções adequadas, que o mesmo será conduzido à condição de CAP rejuvenescido com valores do parâmetro de Gotolski ( $P_g$ ) e do índice de instabilidade coloidal ( $I_c$ ) em qualquer nível desejado.

Assim sendo, o mais importante no rejuvenescimento é a recolocação de óleo intermicelar que seja adequado para dar ao CAP o grau de aromaticidade que for conveniente à finalidade desejada.

A classificação dos CAPs em função da composição química aceita atualmente é:

- Aromáticos
- Naftênicos
- Intermediários

Também é de aceitação geral, como é indicado em todos os trabalhos do gênero, que os asfaltos são assim classificados:

- aromáticos são CAPs do tipo SOL
- naftênicos são CAPs do tipo GEL
- intermediários são CAPs do tipo SOL-GEL

Além de definir os estados SOL e GEL sem caracterização de condição energética, forma de partícula etc., a micela clássica com peptizante também esbarra nos conceitos teóricos de colóides, pois as análises químicas dos CAPs do tipo GEL mostram teores de peptizantes próximos aos do tipo SOL (e sempre altos), o que inviabilizaria a sua geleificação.

## 6 – Avaliação dos Conceitos: SOL e GEL

Depois do estudo das condições de liberdade e de estruturação do CAP, torna-se necessária uma explica-

ção complementar para que se tenha um perfeito entendimento do que realmente significam as expressões SOL e GEL, que são usadas de modo confuso no meio rodoviário.

Como já foi visto, SOL significa um sistema disperso livre, isto é, que tem suas micelas soltas, livres e onde a entropia é superior à energia coesiva. GEL significa um sistema disperso ligado, no qual a coesão é superior à entropia, tendo como condição básica a estruturação do sistema ao longo de todo o volume disponível (sem estratificação visível) e através de contatos de coagulação com ou sem capa intercalada de meio de dispersão.

Assim sendo, pode-se concluir que o sistema coloidal será um SOL quando:

$$u_k < \frac{\beta \cdot k \cdot T}{0,5Z} = X \quad (\text{lembrar que } u = \frac{A^* \cdot r}{12 \cdot h})$$

Ao contrário, o sistema coloidal é um GEL quando satisfaz à condição  $u_k > X$ , onde  $K$  é a constante de Boltzman e  $Z$  é o número de vizinhos de partículas consideradas.

Uma vez que os sistemas dispersos livres (SOL) podem perder sua estabilidade à agregação ou à sedimentação, o sistema pode passar da condição de SOL à condição de GEL e vice-versa em função somente da variação das condições térmicas.

Os sistemas estratificados, isto é, separados em macrofases, o são por contatos de coalescência (de fase) e são irreversíveis. Já os sistemas geleificados são energeticamente reversíveis. Este é o caso do CAP, qualquer que seja o seu tipo.

Os CAPs usados em pavimentação são do tipo intermediário, logo, o estado energético em que passam de uma condição para outra se situa em uma faixa de temperatura não muito ampla.

Pela análise das equações anteriores, pode-se ver que a energia coesiva ( $\mu_c$ ) depende do tamanho da micela ( $r$ ), da espessura da película intermicelar ( $h$ ) e da constante complexa de Hamaker ( $A^*$ ) e competirá com a entropia, que é dependente da temperatura ( $T$ ) e do coeficiente entrópico ( $b$ ). A direção para qual tender essa competição imporá a divisão dos tipos. Assim sendo, os CAPs que se tornam sistemas livres em temperaturas baixas o fazem por serem de alto valor de  $b$ , isto é, são diluídos, por terem grossa película intermicelar ( $h$ ) devido à alta solvatação, logo, têm baixa constante  $A^*$  por causa da afinidade do

meio intermicelar. São, portanto, de alta suscetibilidade térmica, sendo chamados de CAPs do tipo SOL. O caso contrário é o dos chamados CAPs do tipo GEL, que têm baixa suscetibilidade térmica por só se tornarem sistemas livres em temperaturas elevadas.

Pode-se concluir que os termos SOL e GEL, como são usados no meio rodoviário, são somente formas de se identificar os CAPs de pavimentação em função de sua suscetibilidade térmica.

O que é preciso ter em mente é que em temperaturas muito baixas qualquer CAP será um GEL e, em temperaturas muito altas, qualquer CAP será um SOL. O que os diferencia é a faixa de temperatura em que passam de um estado a outro.

## 7– Comportamento do CAP

### • Formas de Respostas às Solicitações

O estudo do comportamento do CAP tem sido feito através de modelos analógicos e estudos com modelos mais complexos, envolvendo conjugações de associações em série com outras tantas associações em paralelo. Modernamente estão sendo utilizados modelos analógicos com seus correspondentes circuitos elétricos, aproveitando as expressões matemáticas destes circuitos. Com tantas associações são obtidas equações extremamente complicadas, de difícil resolução. Entretanto, o comportamento real tem que levar em conta a flutuação térmica, que é o trabalho realizado contra as forças de equilíbrio. Isto leva a situações de alternância das características dos elementos.

Além da consideração da flutuação térmica, parece mais conveniente ao entendimento do comportamento real do CAP em serviço uma avaliação que leve em conta todos os demais fatores que influenciam nas respostas às aplicações das cargas.

O principal eixo deste estudo é dividir as respostas do CAP em função desses fatores, já que se trata de um material termo sensível, ou seja, sua consistência varia conforme a temperatura, além de apresentar, na mesma condição térmica, resposta completamente diferente em função do valor da carga aplicada e do tempo de sua aplicação.

Para um entendimento consciente desse comportamento, torna-se necessário fazer a avaliação de forma

setorizada, ou seja, em faixas definidas de temperatura e em função do valor e do tempo de aplicação das cargas em cada um desses setores.

Sugere-se dividir inicialmente em função da temperatura, que apresenta os seguintes segmentos bem distintos:

- abaixo da temperatura de Fraass
- acima do ponto de amolecimento
- no intervalo entre os pontos de Fraass e de amolecimento

### **Primeiro segmento térmico:** abaixo do ponto de Fraass

Da temperatura de Fraass para baixo, o meio intermicelar também solidifica e o sistema passa a ter comportamento de sólido elástico.

Nestas condições, com comportamento de sólido isotrópico, sua resposta à aplicação de carga é função da tensão crítica de cisalhamento ( $\tau^*$ ) e do tempo de relaxação ( $t_r$ ).

- para  $\tau < \tau^*$  a resposta será elástica para qualquer tempo de aplicação da carga
- para  $\tau > \tau^*$ :
- o CAP sofrerá ruptura frágil para  $t > t_r$
- o CAP apresentará resposta puramente elástica (solicitação dinâmica) para  $t < t_r$

### **Segundo segmento térmico:** acima do ponto de amolecimento

Na temperatura do ponto de amolecimento, ainda existe a convivência de elementos coulombianos de atrito seco (plásticos) com elementos viscosos. Este ponto mede a temperatura em que a estruturação do CAP é de tal ordem que é vencida pela aplicação de uma energia padronizada (peso da bola com seu deslocamento), indicando que sua energia interna é mais entrópica do que a energia padrão aplicada.

Embora haja convivência dos elementos plástico e viscoso, essa temperatura já garante a presença significativa de elementos viscosos que, devido à flutuação térmica, garante escoamento viscoso para qualquer valor de carga aplicada por tempo de aplicação superior ao de relaxação, sendo evidente que será necessário tanto maior tempo de aplicação quanto menor for o valor da carga aplicada.

Entretanto, é preciso lembrar que o CAP já está na condição liquidiforme, logo, o tempo de relaxação será

extremamente curto. Dessa forma, a resposta do sistema à aplicação de carga será:

- para  $t < t_r$ , toda a tensão aplicada e a energia correspondente será acumulada no elemento elástico, que será integralmente dissipado no elemento viscoso, logo, a resposta será tipicamente viscoelástica.
- para  $t > t_r$ , o sistema entrará em fluxo sob qualquer valor de tensão ( $t$ ), logo, com resposta tipicamente viscosa.

**Terceiro segmento térmico:** entre os pontos de Fraass e de amolecimento

Em temperaturas pouco acima do ponto de fragilidade, o meio intermicelar do CAP já apresenta alguns de seus componentes em estado líquido, porém com altíssima energia de coesão ( $u_k$ ), sendo tipicamente solidiforme, com comportamento ainda elastofrágil, pois não existem elementos viscosos no sistema. Nesta faixa de temperaturas pouco acima do ponto de Fraass, o CAP já pode apresentar deslocamento plástico, desde que sob velocidades de cisalhamento extremamente baixas, ou seja, baixas o suficiente para permitir a aleatoriedade das reorganizações das ligações rompidas, já que a ruptura sempre se dá aleatoriamente (e em número não muito elevado nesta faixa), que é a condição que caracteriza o fluxo plástico. Qualquer aumento da velocidade de cisalhamento impedirá a aleatoriedade das reorganizações, causando diminuição da entropia do sistema, o que facilita a criação das fendas (defeitos), cujo aumento até valores superiores à dimensão crítica ( $l_c$ ), segundo a equação de Griffith, que evoluem para bolhas macroscópicas e levam o sistema a ruptura frágil.

À medida que a temperatura se eleva, começa a haver diminuição da energia de coesão ( $u_k$ ), devido ao aumento de entropia no sistema. Nestas condições, o número de elementos coulombianos começa a diminuir e passa a conviver com os elementos viscosos que vão aparecendo em consequência do aumento da entropia. Este é um longo caminho, que se estende até o início do fluxo puramente viscoso, que ocorre quando houver predominância absoluta de elementos viscosos ( $n_p \gg \gg n_o$ ) de acordo com a equação de solubilidade coloidal.

O proporcionamento vai se alterando gradativamente, ou seja, saímos de um estágio próximo ao elastofrágil, no qual a estrutura é totalmente íntegra (não existem elementos viscosos) e os elementos coulombianos têm alto coefi-

ciente de atrito e, à medida que a temperatura se eleva, a energia de coesão ( $u_k$ ) vai diminuindo até atingir o ponto em que o caos de posição começa a vencer o caos energético e se inicia o aparecimento dos elementos viscosos, de forma aleatória, em função da flutuação térmica.

Ao longo deste caminho é que são feitos os ensaios de penetração e ponto de amolecimento que, na verdade, nada mais são do que as determinações das consistências do CAP nas duas situações conflitantes: a penetração mede sua consistência com a estrutura com grau de integridade ainda alto, embora com energia de coesão já bastante diminuída, mas sem elementos viscosos, enquanto o ponto de amolecimento mede sua consistência com a estrutura já apresentando considerável grau de destruição, ou seja, com quantidade significativa de elementos viscosos e com os elementos coulombianos, que ainda existem, já com energia de coesão bastante enfraquecida pela condição térmica.

No longo intervalo deste segmento, pode-se fazer uma divisão simbólica em dois trechos, embora sem uma fronteira rígida entre ambos, conforme os estudos do modelo viscoplástico, e que são:

- da condição elastofrágil, com energia de coesão entre as partículas extremamente alta, logo, onde a estruturação é de rigidez, até algum ponto intermediário no qual a estrutura já se apresenta mais frouxa, indicando a proximidade do início da desestruturação e, portanto, onde o coeficiente de atrito coulombiano já é bem mais baixo;
- deste ponto intermediário, já com início de desestruturação, logo, próximo ao início do aparecimento de elementos viscosos, que ficarão convivendo com os elementos plásticos (estes já com o coeficiente de atrito seco bastante debilitados), até o início do fluxo puramente viscoso, onde existe maioria de elementos viscosos.

Com esta divisão fictícia, pode-se melhor visualizar o comportamento do CAP em função dos elementos estudados e suas combinações

#### • Primeiro trecho do Terceiro Segmento

No primeiro trecho deste segmento, onde a condição estrutural é de integridade em todo o intervalo, embora a força das ligações entre as partículas vá diminuindo paulatinamente, o CAP responderá à aplicação de cargas

em função do valor da carga e do tempo de sua aplicação da seguinte forma:

- Para  $t < t_r$ , a resposta vai depender do valor da carga aplicada da seguinte forma:

- se  $t < t^*$ , a resposta será puramente elástica, mas a energia correspondente ao valor da tensão aplicada ficará congelada no elemento plástico, em função da relaxação do elemento elástico.

- se  $\tau > \tau^*$ , em virtude da aplicação da carga ser muito rápida, o sistema responderá de acordo com o modelo elastoplástico, ou seja, a tensão (energia) será acumulada no elemento elástico e dissipada no elemento plástico, que entrará em fluxo pela tensão correspondente à diferença entre a tensão aplicada ( $\tau$ ) e a tensão limite de cisalhamento ( $\tau^*$ ). Como o modelo elastoplástico, tanto com a associação em série quanto em paralelo, é acumulador de tensão até o valor da tensão crítica de cisalhamento ( $\tau^*$ ), esse valor será congelado no elemento plástico, o que vai permitir a criação das fendas de destruição, que levará o sistema à ruptura. Neste caso, a flutuação térmica não ajuda a dissipar completamente a tensão congelada em virtude de ainda não existirem elementos viscosos. Por esta razão, os CAPs trincam prematuramente quando trabalhando em temperaturas baixas, especialmente os CAPs duros (de baixa penetração), porque eles são do tipo GEL, logo, o meio intermicelar não é afim, o que já garante uma tensão interfacial elevada que, com a nova quantidade de tensão acumulada, fica mais próximo da criação das bolhas macroscópicas que levam o sistema à ruptura.

- Para  $t > t_r$ , a resposta vai depender do valor da tensão aplicada da seguinte forma:

- se  $\tau < \tau^*$ , toda a tensão aplicada ficará congelada no elemento plástico.

- se  $\tau > \tau^*$ , o sistema entrará em fluxo plástico com tensão correspondente à diferença entre elas ( $\tau - \tau^*$ ). Uma vez cessada a aplicação da carga, o sistema ficará em repouso, porém com o valor correspondente à tensão crítica de cisalhamento ( $\tau^*$ ) congelado no elemento plástico.

### • Segundo Trecho do Terceiro Segmento

No segundo trecho deste segmento, embora com estruturação apresentando valor energético diferente, o CAP também responderá à aplicação de cargas em função do seu valor e do tempo de sua aplicação, dependendo da situação energética do segmento, ou seja, no início do seg-

mento, no qual a estruturação é tal que ainda prevalecem em grande escala os elementos coulombianos, havendo pouca presença de elementos viscosos, ou mais para o final do segmento, no qual prevalecem os elementos viscosos, com o pequeno número de elementos coulombianos presentes já com coeficiente de atrito extremamente reduzido, com a resposta da seguinte forma:

- Para  $t < t_r$ , a resposta vai ser função da carga aplicada da forma:

- se  $\tau < \tau^*$  a resposta será:

- a) elastoplástica na faixa inicial do segmento, no qual a energia acumulada no elemento elástico será congelada no elemento plástico, facilitando a criação das fendas destruição, já que nesta faixa, devido à preponderância maciça de elementos coulombianos, mesmo com atrito interno não muito alto, a flutuação térmica não é suficiente para permitir a dissipação total através dos elementos viscosos.

- b) viscoelástica na parte final do segmento, tendo em vista que a energia acumulada no elemento elástico é integralmente dissipada nos elementos viscosos, já que nesta faixa esses elementos predominam e, mesmo que essa energia seja inicialmente acumulada no elemento plástico, a flutuação térmica se encarrega da formação de conjuntos viscoplásticos, o que garante a dissipação nos elementos viscosos.

- se  $\tau > \tau^*$ , a resposta será semelhante à anterior, com a única diferença que o sistema apresentará fluxo, o qual:

- a) deverá ser pequeno na faixa inicial do segmento por se tratar de fluxo plástico com os elementos coulombianos ainda com coeficiente de atrito não tão baixo, já que a parte do valor da tensão relaxada do elemento elástico e que promove o deslocamento é a diferença entre a tensão total e a tensão crítica de cisalhamento ( $\tau < \tau^*$ ), sendo o valor de  $\tau^*$  congelado no elemento coulombiano, e, portanto, a resposta será elastoplástica;

- b) deverá ser grande na faixa final do segmento por se tratar de fluxo viscoso, no qual o deslocamento será promovido pelo valor total da tensão aplicada, tendo em vista que a condição reinante já é de predominância maciça de elementos viscosos, onde  $\tau^* = 0$ , do que resulta que a resposta será viscoelástica e a energia oriunda da relaxação do elemento elástico será integralmente dissipada pelo elemento viscoso, garantido pela flutuação térmica.

- Para  $t > t_r$ , a resposta dependerá do valor da tensão aplicada da seguinte forma:

– se  $\tau < \tau^*$ , não haverá fluxo e a tensão aplicada será congelada no elemento plástico, já que esta consideração pressupõe tratar-se da faixa inicial do segundo segmento, no qual  $\tau^*$  tem valor finito. Já na faixa final do segmento, a tensão crítica de cisalhamento será nula e, nesse caso, pode-se considerar que a resposta seja representada pelo modelo viscoplástico.

– se  $\tau > \tau^*$ , o sistema obrigatoriamente entrará em fluxo, em qualquer das faixas do segundo segmento, podendo-se concluir que na faixa inicial desse segmento, após cessar a o fluxo, o elemento plástico congelará a tensão equivalente ao valor da tensão crítica de cisalhamento ( $\tau^*$ ), que deve ser relativamente baixa, o que indica claramente que a resposta é tipicamente viscoplástica. Por outro lado, na faixa final desse segmento, com predominância de elementos viscosos e com a participação do fenômeno da flutuação térmica, a resposta será tipicamente viscoplástica

### Freqüência das Aplicações das Cargas

O estudo feito nos itens anteriores foi direcionado para a avaliação das respostas do CAP frente à aplicação de uma ação externa, em função dos parâmetros que mais influenciam seu comportamento como sistema termo sensível, que são temperatura, valor da tensão aplicada e tempo de aplicação da carga.

Entretanto, como sistema coloidal de coagulação, torna-se necessário completar o estudo com a avaliação das respostas do CAP às aplicações dinâmicas das cargas, ou seja, a freqüência das aplicações das cargas.

A freqüência de aplicação das cargas é extremamente importante, tanto para sistemas de coagulação quanto para sistemas de coalescência (sólidos isotrópicos).

Para facilitar o entendimento do efeito das aplicações dinâmicas das cargas, é interessante visualizar todo o processo sob o ponto de vista puramente energético.

O intervalo entre duas aplicações sucessivas da carga também é relacionado ao parâmetro chamado “tempo de relaxação” que, como já foi visto, gera confusão com o “tempo de restauração tixotrópica”.

O tempo de relaxação, como foi visto anteriormente neste trabalho, é um tempo arbitrário definido como a relação entre o coeficiente de atrito viscoso do material e seu módulo de cisalhamento. Este parâmetro aparece nas

deduções das equações dos modelos viscoelásticos, nos quais a viscosidade é a diferencial.

No presente relato que precisa ficar bem definido é a questão dos intervalos de aplicação das cargas em função do parâmetro conhecido que é o tempo de relaxação. Para facilitar o entendimento, pode-se avaliar os dois setores diferentes, separados pelo valor do tempo de relaxação, a saber:

#### • Intervalo de Aplicação da Carga Maior que o Tempo de Relaxação

Como a relaxação é decrescente, fica evidente que após tempos maiores que o de relaxação, o percentual da energia original que ainda faz parte do conteúdo energético do corpo, ou seja, que ainda não foi eliminada pela relaxação, vai ficando com valor cada vez menor. Assim, quanto maior o intervalo entre as aplicações da carga, ou seja, quanto menor a sua freqüência, menor o valor residual de energia a ser acrescido na próxima aplicação, o que resulta que o número de aplicações da carga que levam o corpo ao colapso vai ser muito maior. Isto é rigorosamente verdadeiro para colóides de coalescência (sistemas sólidos).

#### • Intervalo de Aplicação da Carga Menor que o Tempo de Relaxação

De forma semelhante ao item anterior, pode-se concluir que para intervalos de aplicação das cargas por tempo menor que o de relaxação, a parte da energia oriunda da aplicação anterior que ainda não relaxou e continua fazendo parte do conteúdo energético do corpo quando da aplicação de carga seguinte apresenta valores cada vez maiores à medida que esse intervalo diminui, ou seja, aumenta a freqüência das aplicações.

E se torna claro que quanto maior o conteúdo energético acumulado em cada aplicação da carga, menor será o número total de aplicações que levam o sistema ao colapso. Isto é rigorosamente verdadeiro para sistemas sólidos, porém, para sistemas de coagulação como o CAP, é preciso lembrar que a energia vibracional das freqüências muito altas é um forte fator de desestruturação dos sistemas de coagulação.

As razões expostas mostram que é preciso cuidado na determinação do módulo de elasticidade por métodos dinâmicos, já que o mesmo só é válido para tempos menores que o de relaxação, situação em que se torna necessário

tomar muito cuidado com a utilização de altas frequências, pois a energia vibracional, sendo um forte desestruturador de um sistema coagulação, pode levar à diluição do sistema sob tensões mais baixas, o que falseia o resultado.

## 8 – Ensaio Físicos

O CAP é caracterizado por um conjunto de ensaios físicos empíricos mas fáceis de executar, que permite prever o comportamento que vai apresentar em determinada faixa de temperaturas.

Os principais ensaios são:

- ruptura Fraass;
- penetração;
- ponto de amolecimento;
- viscosidade;
- ductilidade.

### a) Ruptura Fraass

Mede a maior temperatura em que o CAP se comporta nas condições de sólido frágil.

### b) Viscosidade

Avalia o comportamento do CAP no estado líquido, no qual a tensão limite de cisalhamento é zero e o CAP flui permanentemente sob a ação de tensão constante.

### c) Penetração

Quantifica a força da estruturação do CAP na faixa de temperaturas na qual o mesmo é quase sólido. À medida que aumenta a temperatura, o valor da energia de coesão ( $u_c$ ) vai diminuindo, logo, também vai diminuindo a resistência interna do sistema à aplicação de trabalho externo, ou seja, a estruturação do CAP vai ficando mais frouxa, com mais participação entrópica e menos coesiva. Assim, quanto maior a temperatura, maior será a penetração. Em termos energéticos, podemos considerar que a penetração mede a diferença entre o trabalho isotérmico máximo possível do ensaio, pela queda livre da agulha sem atrito, e a resistência oferecida pela força da estruturação do CAP. Como as determinações são difíceis em valores absolutos, usam-se valores comparativos.

### d) Ponto de Amolecimento

Mede a temperatura na qual todos os CAPs têm o mesmo grau de desestruturação, pela aplicação de um trabalho padrão. Nesse ponto todos os CAPs têm a mesma consistência, logo, a mesma energia de coesão e a mesma entropia. Por essa razão, na temperatura do ponto de

amolecimento, todos os CAPs têm a mesma penetração, ou seja, 800 (0,1 mm).

### e) Dutilidade

Avalia o grau de fluxo plástico possível para o CAP. Como no ensaio é usada uma baixa velocidade de cisalhamento, a deformação é extremamente grande. E, como já foi visto anteriormente, para velocidade de cisalhamento fixa, a deformação será tanto maior quanto maior for a temperatura, em virtude das flutuações térmicas, que ajudam a reabsorção das fendas de destruição que aparecem, como também pela facilidade da reorganização das ligações de longo alcance, já que a coesão vai se tornando mais fraca em consequência do aumento da entropia. Pelo exposto, fica fácil perceber que o fluxo será sempre maior para os CAPs do tipo SOL do que para os do tipo GEL.

### f) Tensão – Deformação

É um ensaio bastante semelhante ao de ductilidade, variando somente a velocidade de cisalhamento, o que leva a valores bem mais baixos da deformação porque o aumento da velocidade de cisalhamento orienta a reorganização das estruturas destruídas, diminuindo sua aleatoriedade, logo, sua entropia, e com isso facilita a criação e o desenvolvimento das fendas de destruição.

A relação entre a tensão e a deformação é frequentemente usada como módulo de elasticidade do CAP, o que é errado, já que a deformação elástica é obrigatoriamente reversível. O módulo de elasticidade só é corretamente determinado quando a relação for entre a tensão e a deformação reversível, que não é o caso deste ensaio, pois a deformação envolve ruptura e reorganização de ligações, logo, de fluxo plástico.

## • Análise dos Ensaios Físicos

Os ensaios físicos também precisam de uma análise mais profunda, pois cresce o número de críticos ao ensaio de penetração e o número de defensores da viscosidade.

A principal alegação é a de que o ensaio de penetração é empírico e a determinação da viscosidade é científica. O empirismo do ensaio de penetração sempre foi reconhecido por todos, entretanto, do caráter científico atribuído à determinação da viscosidade discorda-se frontalmente.

Uma vez que o CAP tem micelas assimétricas, por serem constituídas por uma associação de moléculas de

substâncias tensoativas diferentes e de baixo HLB (balanço hidrófilo-lipófilo), a viscosidade depende do fluxo, logo, é aparente e não absoluta. A viscosidade só é newtoniana a partir do valor da tensão cisalhante ( $t$ ), na qual um novo aumento desse valor não mude o coeficiente de viscosidade, o que, no caso do CAP, por ser muito concentrado e com partículas assimétricas, dificilmente vai ser atingido com fluxo ainda laminar, condição imperiosa para o fluxo newtoniano, já que atingido o turbilhonamento não tem mais sentido o conceito de newtonidade.

Se não bastasse o que já foi exposto, que muitas vezes impede a determinação da viscosidade newtoniana em viscosímetros científicos, na prática é usual a determinação da viscosidade como sendo absoluta, em viscosímetros de tubo capilar (Hagen-Poiseuille), que, como foi visto anteriormente, são altamente dependentes de DP e, embora reproduzíveis, carecem de significado físico.

Por estas razões e embasado nos conceitos emitidos anteriormente, considera-se sem propósito científico a especificação do CAP por viscosidade.

Já os ensaios de penetração e ponto de amolecimento, embora empíricos, podem conduzir a uma especificação mais lógica do CAP.

A penetração representa a aplicação de um trabalho padrão que será impedido de ser executado, em maior ou menor grau, pela reação do sistema em função da força coesiva de sua estruturação. Mesmo sendo difícil avaliar o trabalho reversível teórico e o quanto foi realmente realizado (essa diferença daria o grau de energia da estruturação do sistema), o que não se pode negar é que a comparação de dois valores diferentes vai dizer qual deles tem maior energia de coesão, logo, menor entropia, naquelas condições.

O ensaio do ponto de amolecimento faz a mesma coisa por outro caminho: mostra em que temperatura todos os CAPs têm o mesmo grau de energia coesiva e também de entropia, através da aplicação de um trabalho padrão.

Os valores destes ensaios mostram que:

- todos os CAPs têm a mesma penetração no ponto de Fraass (PF);
- todos os CAPs têm a mesma penetração no ponto de amolecimento (PA);
- a penetração varia muito nesse intervalo.

A análise desses resultados, tendo em vista que a penetração mede a consistência (energia) do CAP, indica que:

- no ponto de Fraass, todos os CAPs têm a mesma energia de coesão;
- no ponto de amolecimento, todos os CAPs têm a mesma energia de coesão;
- nesse intervalo, a energia de coesão é variável, logo, em temperatura intermediária, diferentes CAPs terão penetrações diferentes, já que o chamado intervalo de plasticidade (PA – PF) é diferente para cada caso.

Esse intervalo é indevidamente chamado de intervalo de plasticidade, pois acima do PA o CAP ainda tem plasticidade, que só acaba quando o estágio energético é tal que só existem elementos viscosos, logo, onde  $\tau^* \equiv 0$ . Neste ponto é que acaba a plasticidade por não existirem mais elementos coulombianos, iniciando-se um fluxo puramente viscoso (não necessariamente newtoniano).

Também é preciso ter muito cuidado nos ensaios para determinação, tanto de penetração quanto do ponto de amolecimento, no tocante à termostatização, pois, como sistema coloidal, o CAP sofre extrema influência das flutuações térmicas.

Portanto, a especificação dos CAPs deve ser feita pela conjugação dos valores de penetração e ponto de amolecimento, sendo que nos lugares sujeitos à temperatura ambiente muito baixa deve-se também limitar o valor do ponto de Fraass.

A viscosidade, que é sempre aparente nas condições usualmente determinadas, só deve ser utilizada para determinação das temperaturas de mistura e de compactação. Para tanto, bastam os viscosímetros comerciais que são mais simples, baratos e fáceis de operar.

## 9 – IP X Suscetibilidade Térmica

Crê-se que seria bom um esclarecimento sobre a conceituação do IP (índice de penetração), introduzido por Pfeiffer e Van Doormaal com o fim de facilitar a classificação dos asfaltos usados em pavimentação. Trabalhos técnicos e tecnólogos do ramo referem-se ao IP como Índice de Suscetibilidade Térmica, levando, em consequência, a valores de “Suscetibilidade Térmica Negativa”.

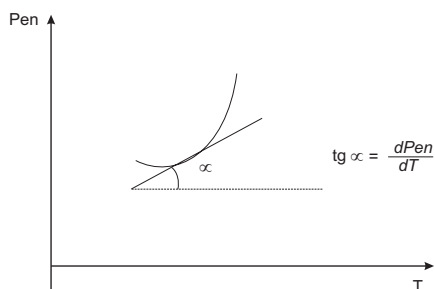
A suscetibilidade térmica mede a maior ou menor facilidade com que o sistema varia sua consistência em função da variação da temperatura, por exemplo, a

variação da penetração (Pen) com a temperatura (figura a seguir).

A termodinâmica mostra que o aumento da temperatura favorece a endotermia, isto é, a distribuição caótica de posição através dos movimentos brownianos das partículas e também que a diminuição da temperatura favorece a exotermia, isto é, a distribuição caótica de energia, favorecendo as grandes aglomerações.

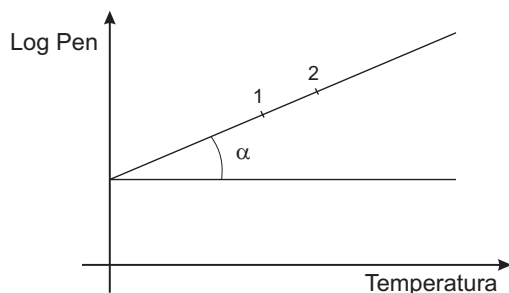
Para esclarecer, é preciso analisar o significado do IP, sua origem e os seus valores em relação aos valores da suscetibilidade térmica.

### a) Suscetibilidade Térmica



A curva penetração versus temperatura é parabólica, já que a dependência é exponencial, tendo em vista que a penetração mede o estado energético do sistema. Plotando em escala logarítmica, obtém-se uma reta (figura a seguir) cuja inclinação mostra a rapidez com que a estruturação do sistema se modifica com a variação da temperatura, isto é, a sua suscetibilidade térmica é dada pela expressão (Ref. 12):

$$tg \alpha = A = \frac{d \cdot \log Pen}{dT} \text{ ou seja: } A = \frac{\log Pen_2 - \log Pen_1}{T_2 - T_1}$$



Os dados experimentais publicados nos trabalhos do ramo indicam que a suscetibilidade térmica dos asfaltos (CAPs) usados em pavimentação apresentam valores com-

preendidos na faixa 0,02 a 0,06. Isto indica que os CAPs com baixa suscetibilidade térmica, que são os do tipo GEL, têm um valor de A na faixa de 0,02 a 0,04, isto é, variam pouco em temperatura, já que a inclinação da curva log Pen versus T é pequena. E também que os CAPs muito moles, ditos do tipo SOL, que têm alta suscetibilidade térmica apresentam valores de A na faixa de 0,04 a 0,06, isto é, variam mais intensamente sua estrutura com a variação da temperatura, já que a inclinação da curva log Pen versus T é mais elevada.

Logo, conclui-se que a inclinação correspondente ao valor 0,04 divide os dois tipos de cimento asfáltico.

A avaliação direta da suscetibilidade de um CAP é simples: determina-se o Ponto de Amolecimento (PA) de um CAP, no qual a penetração é considerada 800 (cujo log é 2,9) e também se determina a penetração em uma temperatura qualquer (geralmente 25 °C), usando-se a equação:

$$A = \frac{2,90 - \log Pen}{PA - 25}$$

### b) Índice de Penetração (IP)

Embora a determinação da suscetibilidade térmica do CAP seja simples, Pfeiffer e Van Doormaal propuseram uma equação, bem mais complicada, e que também usa o PA e a penetração a 25 °C. ( Ref. 12).

Para isso usaram um operador matemático  $(0,02 \cdot \frac{20 - IP}{10 + IP})$  que introduz um novo parâmetro, chamando-o de Índice de Penetração (IP), que apresenta o valor zero para suscetibilidade térmica de 0,04, o valor intermediário dos CAPs usuais de pavimentação. Esse índice mostra valores positivos para suscetibilidades mais baixas e valores negativos para suscetibilidades mais altas.

Não se atina a razão pela qual possam ter escolhido um operador que dê um índice para referência, que apresenta valores negativos e decrescentes para os correspondentes valores superiores e crescentes da suscetibilidade ( $A > 0,04$ ) e valores positivos e crescentes para suscetibilidades inferiores e decrescentes a partir do valor médio ( $A < 0,04$ ).

Esta inversão traz uma certa confusão aos tecnólogos do ramo, a ponto de alguns deles se referirem à "suscetibilidade térmica negativa".

A aplicação do operador, considerando o ponto 2 como sendo o ponto de amolecimento (PA), no qual a

penetração é 800 e o ponto 1 como sendo 25 °C, gera a equação de Pfeiffer e Van Doormaal:

$$A = (0,02 \cdot \frac{20 - IP}{10 + IP}) = \frac{2,90 - \log Pen}{PA - 25}$$

$$IP = \frac{500 \cdot \log Pen + 20 \cdot PA - 1950}{120 + PA - 50 \cdot \log Pen}$$

### c) IP e o Intervalo de Plasticidade

O desenvolvimento do operador matemático em função do ponto de amolecimento (PA) e do ponto de ruptura Fraass (PF) leva a uma equação que relaciona com o chamado intervalo de plasticidade (PA – PF).

Considerando o ponto 2 como sendo o PA, onde  $Pen_2 = 800$  e  $\log$  de  $Pen_2 = 2,9$  e o ponto 1 como sendo PF, onde  $Pen_1 = 1,25$  e  $\log$  de  $Pen_1 = 0,1$ , tem-se:

$$A = 0,02 \cdot \frac{20 - IP}{10 + IP} = \frac{\log \cdot Pen_2 - \log \cdot Pen_1}{PA - PF} = \frac{2,8}{PA - PF}$$

ou seja:

$$IP = \frac{20 \cdot [(PA - PF) - 70]}{(PA - PF) + 140}$$

A equação mostra que um CAP terá um IP igual a zero para um intervalo de plasticidade (PA – PF) de 70°C. Os valores positivos do IP significam a ampliação desse intervalo PA – PF maior que 70°C e os valores negativos, o estreitamento desse intervalo PA – PF menor que 70°C.

### d) Valores Comparativos: IP, A e PA – PF

A comparação dos valores do IP com seus valores equivalentes da suscetibilidade térmica (A) e do intervalo de plasticidade (PA – PF) permite uma visualização mais concreta do que eles significam, através das equações:

$$A = 0,02 \cdot \frac{20 - IP}{10 + IP} \text{ e } IP = \frac{20 \cdot [(PA - PF) - 70]}{(PA - PF) + 140}$$

Para os valores rotineiros de CAPs de pavimentação, em negrito, tem-se:

A = 0,060	IP = - 2,5	e	PA – PF = 46,7°C
A = 0,055	IP = - 2,0	e	PA – PF = 51,0°C
<b>A = 0,047</b>	<b>IP = - 1,0</b>	<b>e</b>	<b>PA – PF = 60,0°C</b>
<b>A = 0,040</b>	<b>IP = 0</b>	<b>e</b>	<b>PA – PF = 70,0°C</b>
<b>A = 0,035</b>	<b>IP = + 1,0</b>	<b>e</b>	<b>PA – PF = 81,0°C</b>
A = 0,030	IP = + 2,0	e	PA – PF = 93,3°C

$$A = 0,026 \quad IP = + 3,0 \quad \text{e} \quad PA - PF = 107,0^\circ\text{C}$$

$$A = 0,020 \quad IP = + 5,0 \quad \text{e} \quad PA - PF = 140,0^\circ\text{C}$$

$$A = \infty \quad IP = - 10,0 \quad \text{e} \quad PA - PF = 0$$

$$A = 0 \quad IP = + 20,0 \quad \text{e} \quad PA - PF = \text{singularidade}$$

Com base nas análises anteriores, fica evidente que a utilização da fórmula de Pfeiffer e Van Doormaal é mais complicada de ser utilizada por técnicos de laboratório no campo do que a determinação direta da suscetibilidade térmica (A).

Além disso, a utilização rotineira de valores negativos do IP, que representam um parâmetro que pode ser negativo, causa certa confusão no meio rodoviário, especialmente aos técnicos de nível médio.

Devido à simplicidade do cálculo de A e à facilidade de se entender o comportamento do CAP em função da distribuição do valor de A, na cobertura da faixa de suscetibilidade térmica usual no ramo rodoviário, crê-se que seria mais conveniente e convincente a utilização desse parâmetro e não de IP. Ressalta-se, ainda, que o IP da forma que é calculado não se aplica a asfaltos modificados por polímeros e/ou outros aditivos, levando em conta que na temperatura do ponto de amolecimento a penetração não é 800. Na pesquisa de asfalto polímero do IPR/DNER, os autores já propuseram o valor de A como o indicador da suscetibilidade térmica de asfalto modificado.

## 10 – Sugestões

Para encerrar o trabalho, deixam-se algumas sugestões para a continuidade do estudo do CAP. Crê-se que um aprofundamento no estudo desses tópicos ajudará muito no esclarecimento completo da estrutura e do comportamento reológico do CAP, ou seja:

a) a identificação e caracterização de um CAP deve ser feita pela análise do conjunto de suas características físicas, químicas, energéticas e reológicas;

b) a especificação dos CAPs deve ser feita pela conjugação da penetração e do ponto de amolecimento, se possível associado a valores químicos e reológicos. Nos locais muito frios, deve haver limitação para o ponto de Fraass;

c) o ensaio de viscosidade não pode ser usado para especificar um CAP. Deve limitar-se à determinação das temperaturas ideais de mistura e compactação das

misturas betuminosas, para o que bastam os viscosímetros comerciais que são mais baratos e fáceis de operar;

d) o ensaio tensão versus deformação não pode ser usado para determinação do módulo de elasticidade, pois nesse ensaio há ruptura e reorganização das ligações, logo, fluxo plástico (dissipador de energia), enquanto a elasticidade é reversível.

e) todo ensaio deve ser feito com extremo cuidado na preparação da amostra e na termostatização, para impedir a presença de fendas de destruição prévias e anular os efeitos das flutuações térmicas:

f) o ensaio da dutilidade deve ser melhor aproveitado. Sua determinação indica a capacidade de fluxo plástico do CAP, logo, se determinado em temperaturas decrescentes e com variação de velocidade, pode nos indicar as condições em que se cria e desenvolve rapidamente a fenda de destruição ( $l_c$ ), que nos informará o grau de afinidade do meio intermicelar, logo, influência da aromaticidade;

g) devem ser desenvolvidos estudos para determinação da tensão interfacial ( $\gamma$ ) e da energia de mistura ( $u_0$ ), que caracteriza a miscibilidade micela-meio, logo, determina o tipo de CAP e avalia sua resistência mecânica em função da temperatura;

h) como os pavimentos asfálticos são flexíveis e o CAP não tem elasticidade (pelo menos significativa) e sim plas-

ticidade nas condições de uso rodoviário, deve ser intensificado o estudo de misturas de CAP com produtos que lhe confirmam alta elasticidade, como os polímeros elastoméricos;

i) devem ser feitos estudos no sentido de determinar os valores absolutos das energias envolvidas nos ensaios de penetração, ponto de amolecimento e ponto de ruptura Fraass, bem como dos valores teóricos envolvidos, o que permitiria avaliar a energia coesiva e entrópica do CAP em diferentes condições térmicas por meio de ensaios simples e rápidos;

j) devem ser desenvolvidos meios para a determinação da temperatura em que a tensão limite de cisalhamento ( $\tau^*$ ) se torna zero. Este ponto é importante, pois indica o início do fluxo puramente viscoso;

k) os modelos analógicos usados para o estudo do comportamento reológico do CAP não devem ser considerados de forma tão absoluta como alguns autores o fazem. A variedade de possibilidades de associação de elementos básicos em uma unidade de volume é tão grande que torna inviável a execução dos cálculos complicadíssimos das equações diferenciais obtidas.

Sugere-se considerar os conjuntos simples avaliando-os quanto à acumulação e dissipação de energia, aplicando-se com muita profundidade e bom senso a teoria das flutuações.

## Referências bibliográficas

1. SCHUKIN, E. D., PERTSOV, A.V. e AMELINA, E.A., *Química Coloidal*, Editorial Mir, Moscou, 1988.
2. WEBB, F. C., "Ingenieria Bioquímica", University College, Londres, 1983.
3. MORRISON, R.T. e BOYD, R. N., "Química Orgânica", Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, 1981.
4. PERRY, J. H., *Chemical Engineers' Handbook*, McGraw-Hill Book Co. Inc., 1970.
5. PARANHOS, C.A.S., "Separação Química dos Componentes dos Asfaltos", 1º Congresso Latino-Americano de Asfalto, Rio de Janeiro, 1981
6. PARANHOS, C.A.S., "Tecnologia dos Ligantes Betuminosos", 7º Encontro de Asfalto, IBP, 1984.
7. AGNUSDEI, J. *et alli*, "Envelhecimento de Asfaltos Durante a Mistura", DNER/IPR, 1975.
8. PARANHOS, C.A.S., "Reologia dos Asfaltos de Petróleo", 2º Encontro de Asfalto, IBP, 1977.
9. PREUSSLER, E.S., PINTO, S. e MEDINA, J., "Determinação da Vida de Fadiga dos Concretos Asfálticos Brasileiros e Aplicação no Dimensionamento de Reforço de Pavimentos", 16ª Reunião Anual de Pavimentação, Recife, 1981.
10. GONTIJO, P.R.A., "Reologia, Propriedades Viscoelásticas e Conceito do Módulo de Rigidez de Betumes Puros e Misturas Betuminosas – Métodos de Cálculo", 5º Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, 1980.
11. PINTO, S. e PREUSSLER, E.S., "Módulos Resilientes de Concretos Asfálticos", 5º Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, 1980.
12. PINTO, S., "Estudo do Comportamento a Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos". Tese de Doutorado, COPPE / UFRJ, 1991.
13. PARANHOS, C.A.S., TUCKUMANTEL Jr., O. e WIZENBERG, H., "Rejuvenescimento e Reciclagem – Conceitos de Dados das Vias Anchieta e Dutra", 8º Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, 1986
14. PINTO, S. Algumas Considerações sobre a Reologia dos Materiais Betuminosos, COPPE / UFRJ, 1990.
15. PINTO, S. Materiais Betuminosos: Conceituação, Especificação e Utilização, Instituto Militar de Engenharia, IME / RJ, 2007.

# Adição de areia de fundição em mistura asfáltica para pavimentação

**Washington Peres Núñez**

Professor Doutor / wpnunez@superig.com.br

**Carlos Alberto Mendes Moraes**

Professor Doutor / cmoraes@unisinis.br

**Feliciane Andrade Brehm**

Professora Doutora / felicianeb@unisinis.br

## RESUMO

A areia usada de fundição representa na ordem de 90 a 95% dos resíduos gerados nas fundições brasileiras e mundiais. Apesar da existência de processos de recuperação e regeneração para viabilizar a recirculação da areia dentro da fundição minimizando seu descarte, ainda assim um grande percentual excedente é descartado. Por outro lado, para um grande número de fundições (micro e pequenas empresas), o investimento para aquisição de equipamentos para estes processos ainda é muito alto, inviabilizando a regeneração. Este trabalho tem por objetivo avaliar a reciclagem externa deste resíduo sólido, composto por areia usada da moldagem manual com resina fenólica-alcalina (processo cura a frio) misturada com areia verde, como substitutivo de areia de rio em misturas asfálticas. Corpos-de-prova foram produzidos utilizando a metodologia Marshall e caracterizados quanto à resistência mecânica para previsão da vida de fadiga de misturas

asfálticas e seu impacto ambiental. De acordo com os resultados mecânicos, não há obstáculos para o emprego da areia de fundição estudada na constituição de concreto asfáltico. De acordo com a avaliação ambiental, o concreto asfáltico é considerado Classe II – Não-Inerte devido à solubilização de alumínio, ferro e fenol ter ficado acima dos limites da norma para os corpos-de-prova, contendo areia de rio e areia de fundição, e ferro para aquele contendo areia de fundição. Os resultados demonstraram a partir de estudo em laboratório que é viável a utilização da combinação de areia usada de fundição dos processos de areia verde e cura a frio em mistura asfáltica, para pavimentação dentro das condições experimentais do presente trabalho.

## PALAVRAS CHAVE

Areia usada, fundição, moldagem areia verde, moldagem cura a frio, mistura asfáltica.

## 1. Introdução

Atualmente existem três rotas que têm sido utilizadas, ou pelo menos estudadas nestes últimos anos com relação à problemática de resíduos sólidos industriais. A primeira

rota utilizada tem sido o processamento e disposição dos resíduos em aterros. Porém, estas operações apresentam custos cada vez maiores. Ainda mais atualmente, quando a pressão das entidades oficiais de proteção ambiental e de algumas ONG's tem gerado normas de proteção am-

biental mais restritas. As empresas também têm procurado diminuir a geração de resíduos para poderem receber a certificação da norma ISO 14.000. Além disso, os locais para disposição de resíduos sólidos têm diminuído, seja pelo esgotamento de sua capacidade de armazenagem, seja pela dificuldade de obter permissão para a implantação de novos aterros, ou pela pressão das comunidades locais. Desta forma, uma segunda rota tem sido estudada, ou seja, evitar a geração de resíduos sólidos e/ou minimizá-los no processo de origem, denominada de produção mais limpa. Porém, essa rota é a que demanda maior mudança tecnológica e cultural na empresa geradora de resíduos. Rota a qual o gerador deve redefinir um grande número de variáveis de seu processo produtivo e realizar investimentos tem sido pouco implementada, em especial no setor de fundição. Por outro lado, quando um programa de produção mais limpa é implementado numa fundição, ganhos econômicos e ambientais são rapidamente perceptíveis (MORAES *et al*, 2006). A terceira rota, a reciclagem externa, tem sido a melhor solução para reduzir os custos e talvez até gerar algum retorno financeiro para a maioria das empresas, em especial micro a médias empresas, quando transforma este resíduo num co-produto. Como alguns tipos de areias usadas não podem ser regenerados, geração de excedentes após regeneração, ou pelo fato de fundições não terem condições de investir em equipamentos para este tipo de tratamento, surgiram uma série de possíveis aplicações, como seu uso em blocos/tijolos (MARIOTTO e BONIN, 1999; e LEIDEL, 1996), concreto (MARIOTTO e BONIN, 1999; LEIDEL, 1996; ARANZABAL *et al*, 1999; ABIFA, 1999), mistura asfáltica (MARIOTTO e BONIN, 1999; LEIDEL, 1996; ARANZABAL *et al*, 1999; ABIFA, 1999; THOMAS, 1996; BONET, 2002; NÚÑEZ *et al*, 2003, PEREIRA *et al*, 2005; GARCIA FILHO, 2006 e COSTA *et al*, 2007), e sub-base de asfalto (ARANZABAL *et al*, 1999).

A pavimentação de estradas de rodagem com revestimentos asfálticos tem grande importância no Brasil, onde grande parte da carga ainda é transportada por caminhões (56%) em vez de barcos e trens, como na Europa e Estados Unidos.

Apesar das pesquisas já realizadas, tanto no exterior como no Brasil, o emprego de areia usada de fundição em misturas asfálticas (tipo concreto asfáltico ou pré-misturados) se mostra com ótimos resultados; esta ainda não

pode ser usada indiscriminadamente. A utilização da areia usada de fundição não pode ser indiscriminada, pois a sua composição pode variar muito, dependendo do tipo de liga metálica (ferrosa ou não-ferrosa); do tipo de moldagem utilizado e do tipo de ligante utilizado na moldagem. Tudo isso porque a areia pode conter metais pesados oriundos dos aditivos usados nas ligas fundidas e compostos orgânicos derivados do fenol, que apresentam certa toxicidade. Até pouco tempo atrás, as areias usadas de fundição eram classificadas como resíduo classe IIA – não inerte –, exigindo um cuidado para poder ser utilizada. Em função de algumas mudanças na norma de classificação de resíduos em 2004 pela ABNT, muitos órgãos ambientais estaduais passaram a classificar alguns tipos de areia usada de fundição de Classe I – perigosa em função de conter fenol. Este composto, de acordo com Garcia Filho (2006), é o grande vilão do preconceito contra as areias usadas de fundição, onde as pesquisas têm demonstrado que a quantidade de areias que contêm fenol acima do valor máximo permitido pela NBR 10004 (ABNT, 2004) é de menos de 5% do total descartado.

O uso da areia em misturas asfálticas pode ser ambientalmente menos agressivo, até porque as misturas asfálticas convencionais, de aplicação tecnológica consagrada, são constituídas de materiais que apresentam substâncias potencialmente tóxicas. Isto se deve ao fato de o cimento asfáltico de petróleo (CAP), ligante da mistura, poder envolver todas as partículas da massa, e assim evitar o contato da areia com água ou outro solvente, que poderia lixiviar as substâncias tóxicas encontradas na areia.

Costa *et al* (2007) têm demonstrado que existe viabilidade técnica para o uso de areia usada de fundição do processo de moldagem em areia verde em substituição a agregados finos em mistura asfáltica para pavimentação, a partir de resultados obtidos em laboratório.

Este trabalho aborda a determinação de características de deformabilidade elástica (módulo de resiliência) e de resistência à tração em corpos-de-prova de concreto asfáltico em laboratório, contendo a mistura igual em massa de dois tipos de areia usada de fundição (a partir do processo de moldagem em areia verde e cura a frio), assim como seu impacto ambiental em termos de ensaios de lixiviação e solubilização conforme normas NBR. Outras pesquisas desenvolvidas sempre utilizaram areia usa-

da de fundição advindas do processo de moldagem em areia verde (BONET, 2002; PEREIRA *et al*, 2005; e COSTA *et al*, 2007).

## 2. Metodologia

A areia usada de fundição utilizada nos corpos-de-prova de concreto asfáltico é uma misturada de duas amostras de areia usada, 50% de areia descartada do processo de moldagem em areia verde e 50% de areia descartada de processo de moldagem, utilizando resina fenólica-alcalina. Esta relação foi utilizada em função da proporção de descarte de areia usada em fundição situada no vale do Rio dos Sinos, Rio Grande do Sul.

Uma das amostras de areia usada de fundição é originada do processo de moldagem em areia verde, que utiliza como materiais areia virgem (minerada próximo às praias), bentonita e pó de carvão. Sabe-se que areia virgem e bentonita solubilizam ferro e alumínio, e pó de carvão, manganês acima dos limites permitidos pela NBR 10004 (ABNT, 2004), mostrando que as próprias matérias-primas seriam classificadas como Classe IIA – não inerte. A segunda amostra provém de processo de moldagem manual cura a frio, que utiliza areia virgem, resina fenólica-alcalina e catalisador orgânico.

O estudo em laboratório, utilizando corpos-de-prova de massa asfáltica contendo areia usada de fundição (mistura de areia verde e areia cura a frio) comparado com corpos de prova com areia de rio e obtidos através de preparação a quente em empresa gaúcha fabricante de concreto asfáltico, foi composto de três etapas:

1. Determinação do traço do concreto asfáltico através da metodologia Marshall, desenvolvida no laboratório de empresa fabricante de concreto asfáltico. A determinação das percentagens (em peso) de agregados foi feita de forma a enquadrar a granulometria da mistura nos limites da Faixa C do DNER.

2. Determinação de características de deformabilidade elástica (módulo de resiliência) e de resistência à tração em corpos-de-prova de concreto asfáltico, comparando-se resultados de ensaios em misturas com areia de fundição e com areia de rio, tradicionalmente empregada por empresa do ramo.

3. Após os ensaios mecânicos, um corpo-de-prova contendo areia de rio e outro com areia usada de fundi-

ção foi ensaiado utilizando os métodos de lixiviação e solubilização, obedecendo as respectivas normas NBR 10005 (ABNT, 2004) e 10006 (ABNT, 2004), para se determinar o impacto ambiental, em laboratório, de um concreto asfáltico contendo areia usada de fundição, simulando o seu pós-uso.

## 3. Resultados e Discussão

### 3.1. Dosagem

A etapa 1 foi desenvolvida no Laboratório de empresa fabricante de concreto asfáltico. A determinação das percentagens (em peso) de agregados foi feita de forma a enquadrar a granulometria da mistura nos limites da Faixa C do DNER, resultando nos valores da Tabela 1.

Tabela 1 – Quantidade dos materiais na composição dos corpos-de-prova de concreto asfáltico.

Material	Percentagem
Brita 1	17%
Brita 0	15%
Pó-de-Pedra	55%
Areia de fundição	13%

O ligante asfáltico empregado na dosagem foi o CAP-20. Foram moldados e ensaiados corpos-de-prova com teores de ligante de 5 a 7%, chegando-se, através da metodologia Marshall, ao teor ótimo (em peso) de ligante asfáltico de 5,7%. Com esse teor de ligante, a mistura asfáltica apresentou as características mecânicas apresentadas na Tabela 2.

Todos esses valores de características mecânicas da Tabela 2 enquadram-se nos limites especificados pela Especificação DNER-ES-313/97.

Tabela 2 – Características mecânicas da mistura asfáltica contendo areia de fundição.

Característica	Valor
Massa específica aparente	2,466 g/cm <sup>3</sup>
Fluência	12 x 10 <sup>-2</sup> polegadas
Estabilidade Marshall	1.150 kgf
Percentagem de Vazios	4%
Relação Betume Vazios	78%

### 3.2. Determinação de Módulo de Resiliência e Resistência a Tração

A determinação do módulo de elasticidade, sob cargas repetidas de curta duração (denominado, em pavimentação, de módulo de resiliência), e da resistência à tração (medida no ensaio de compressão diametral) é de fundamental importância na previsão da vida de fadiga de misturas asfálticas.

Foram ensaiados 12 corpos-de-prova de concreto asfáltico, sendo que em seis deles (CP 1 a CP 6) foi empregada a areia de rio (AR) e nos outros seis (CP 7 a CP 12) areia usada de fundição (AF). A composição granulométrica dos corpos-de-prova foi apresentada na Tabela 1 com o teor de ligante de 5,7% (teor ótimo). Os resultados de ensaios de Módulo de Resiliência (MR) e Resistência à Tração (RT), bem como o quociente entre as duas grandezas, são apresentados no Tabela 3.

Para analisar a existência de diferenças entre os resultados de ensaios em misturas com areia de rio (AR) e areia de fundição (AF), apresentam-se nas Tabelas 4 a 6, a seguir, análise estatística (média, desvio padrão, coeficiente de variação) dos resultados apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de Módulo de Resiliência (MR) e Resistência à Tração (RT) dos corpos-de-prova com e sem areia de fundição

CP	MR (MPa)	RT (MPa)	Razão MR/RT
CP 1 (AR)	5949	1,39	4270
CP 2 (AR)	5906	1,52	3898
CP 3 (AR)	4575	1,51	3030
CP 4 (AR)	6054	1,40	4315
CP 5 (AR)	4446	1,42	3120
CP 6 (AR)	5749	1,39	4133
CP 7 (AF)	4874	1,33	3659
CP 8 (AF)	5604	1,38	4067
CP 9 (AF)	4646	1,39	3350
CP 10 (AF)	5448	1,38	3954
CP 11 (AF)	4518	1,25	3626
CP 12 (AF)	3615	1,31	2753

Nota: AR = areia de rio / AF = areia de fundição

A análise dos resultados referentes às propriedades mecânicas obtidas com os corpos-de-prova contem-

Tabela 4 – Análise estatística de resultados de Módulo de Resiliência

Misturas	Intervalo de variação (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coefficiente de Variação (%)
Todas	[3615 – 6054]	5115	773	15
Só AF	[3615 – 5604]	4784	718	15
Só AR	[4446 – 6054]	5447	733	14

Tabela 5 – Análise estatística de resultados de Resistência à Tração

Misturas	Intervalo de variação (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coefficiente de Variação (%)
Todas	[1,25 – 1,52]	1,39	0,07	5
Só AF	[1,25 – 1,39]	1,34	0,05	4
Só AR	[1,39 – 1,52]	1,44	0,06	4

Tabela 6 – Análise estatística do quociente Módulo de Resiliência/Resistência à Tração

Misturas	Intervalo de Variação	Média	Desvio padrão	Coefficiente de variação (%)
Todas	[2753 – 4315]	3682	517	14
Só AF	[2753 – 4067]	3568	474	13
Só AR	[3030 – 4315]	3794	576	15

do areia de rio ou a mistura de areias usadas de fundição, apresentados nas Tabelas 4 a 6, permitiu as seguintes considerações:

1. Os valores dos módulos de resiliência e de resistência à tração das misturas são bastante semelhantes. Observa-se que os corpos de prova contendo areia de fundição apresentam resultados de mesma grandeza que os corpos-de-prova contendo areia de rio. Os módulos médios das misturas com areia de fundição (AF) têm módulos próximos aos característicos de misturas asfálticas, segundo apresenta Medina (1997).

MR característico de misturas asfálticas: de 3.500 a 4.500 MPa.  
MR médio das misturas AF neste estudo: 4.784 MPa.

2. As Resistências à Tração das misturas também são bastante elevadas, e isto é considerado um resultado muito bom, uma vez que essas misturas quando usadas no revestimento de pavimentos funcionarão basicamente à tração. Não há diferença significativa entre as resistências das misturas, que se mostraram muito homogêneas (baixo coeficiente de variação). Segundo Medina (1997), os valores característicos desse parâmetro em misturas asfálticas são:

RT característica de misturas asfálticas: de 0,71 a 0,95 MPa  
RT média das misturas com AF neste estudo: 1,34 MPa.

3. O quociente Módulo de Resiliência/Resistência à Tração dos CPs ensaiados é igual a: 3.682 para todas as misturas; 3.568 para as misturas AF e 3.794 para as misturas AR. Portanto, as misturas com areia de fundição apresentam um quociente MR/RT plenamente aceitável.

### 3.3. Avaliação Ambiental da adição de areia usada de fundição em concreto asfáltico

Através de análise qualitativa via Fluorescência de Raios X, foi determinado que a mistura de areia usada do processo de moldagem em areia verde e aquele utilizando resina fenólica-alcálica de processo cura a frio possui majoritariamente o elemento Si; em menores quantidades Al, S, K, Ca, Fe, e Zr; e como elementos traços Na, Mg, P, Ti, Mn, Ni, Zn, Sr, Rb, e Nb.

Com relação à classificação ambiental do resíduo areia usada de fundição nas condições utilizadas no presente trabalho, este é considerado Classe IIA – não inerte, devido aos elementos Fe, Al, Mn, Ag, Cr e fenol se-

rem lixiviados no ensaio de lixiviação de acordo com a NBR 10005 (ABNT, 2004) acima dos limites permitidos pela norma.

Os corpos-de-prova contendo areia de rio (AR) e areia de fundição (AF), ensaiados mecanicamente, foram britados para atingir granulometria abaixo de 9,5mm, como exige a norma NBR 10005 (ABNT, 2004), e ensaiados de acordo com esta norma para lixiviação e à norma NBR 10006 (ABNT, 2004) para solubilização.

As Tabelas 7 e 8 apresentam os resultados de análise química, realizados nos Laboratório de Solos (UFRGS) e Geoquímico (UNISINOS), dos extratos lixiviados e solubilizados, respectivamente.

Os extratos lixiviados e solubilizados analisados mostram que os corpos-de-prova de mistura asfáltica AR e AF são considerados resíduos Classe IIA – não inerte devido aos teores de fenol, alumínio e mercúrio terem excedido os limites da norma NBR 10004 (ABNT, 2004) e o teor de ferro no corpo-de-prova AF. De acordo com os trabalhos de Pereira *et al* (2005) e Costa *et al* (2007), estes não realizaram a caracterização ambiental do produto asfalto obtido com a utilização de areia de fundição, não sendo possível uma comparação com o presente trabalho. Já no trabalho de Bonet (2002), o autor também obteve pelos ensaios de lixiviação e solubilização que o resíduo de areia de fundição pode ser considerado Classe IIA – não inerte, solubilizando fenol e ferro acima dos limites permitidos pela norma no resíduo areia de fundição e somente ferro na mistura asfáltica, porém Al e Hg não foram analisados neste trabalho. Cabe ressaltar que os autores acima utilizaram essencialmente areia de fundição advinda do processo de moldagem em areia verde com contaminação de machos fabricados com areia à base de resina fenólica. Pode-se considerar, a partir destas observações, que o presente trabalho utilizou uma situação mais crítica ao misturar 50% de areia verde com areia à base de resina de processo de moldagem de cura a frio.

Esses resultados mostram que a areia usada de fundição, apesar do aumento dos teores determinados para fenol, ferro e mercúrio, quando usada na massa asfáltica, comparado ao corpo-de-prova referência, não agregará maiores conseqüências ambientais no pós-uso.

Em função dos resultados favoráveis, um trecho experimental monitorado técnica e ambiental deverá ser construído para avaliar os resultados obtidos em laboratório.

Tabela 7 – Resultados de análise química dos extratos lixiviados e comparação com limites determinados pela norma NBR 10004 (ABNT, 2004), dos corpos-de-prova com areia de rio (AR) e de fundição (AF)

Elementos	AR	AF	Limite da Norma
Arsênio	<5 µg/L	<5 µg/L	5,0 mg/L
Selênio	<5 µg/L	<5 µg/L	1,0 mg/L
Fluoreto	0,56 mg/L	0,49 mg/L	150 mg/L
Cádmio	<0,02 mg/L	<0,02 mg/L	0,5 mg/L
Chumbo	<0,05 mg/L	<0,05 mg/L	5,0 mg/L
Cromo total	<0,05 mg/L	<0,05 mg/L	5,0 mg/L
Bário	0,90 mg/L	<0,5 mg/L	100 mg/L
Prata	<0,02 mg/L	<0,02 mg/L	5,0 mg/L
Mercúrio	1,6 µg/L	1,4 µg/L	0,1 mg/L

Tabela 8 – Resultados de análise química dos extratos solubilizados e comparação com limites determinados pela norma NBR 10004 (ABNT, 2004), dos corpos-de-prova com areia de rio (AR) e de fundição (AF), mostrando em cinza escuro aqueles elementos cujos valores ultrapassaram o limite exigido pela Norma

Elementos	AR	AF	Limite da Norma
Fenol	0,007 mg/L	0,019 mg/L	0,001 mg/L
Cobre	<0,02 mg/L	0,02 mg/L	1,0 mg/L
Zinco	0,02	0,12 mg/L	5,0 mg/L
Ferro	0,21 mg/L	0,42 mg/L	0,3 mg/L
Manganês	<0,02 mg/L	<0,02 mg/L	0,1 mg/L
Sódio	8,9 mg/L	13,5 mg/L	200 mg/L
Alumínio	0,42 mg/L	0,43 mg/L	0,2 mg/L
Fluoreto	0,36 mg/L	0,48 mg/L	1,5 mg/L
Arsênio	<5 µg/L	<5 µg/L	0,05 mg/L
Selênio	<5 µg/L	<5 µg/L	0,01 mg/L
Cádmio	<0,01 mg/L	<0,01 mg/L	0,05 mg/L
Chumbo	<0,05 mg/L	<0,05 mg/L	0,05 mg/L
Cromo total	<0,05 mg/L	<0,05 mg/L	0,05 mg/L
Bário	<0,5 mg/L	<0,5 mg/L	1,0 mg/L
Prata	<0,02 mg/L	<0,02 mg/L	0,05 mg/L
Cloreto	2,5 mg/L	2,0 mg/L	250 mg/L
Mercúrio	3,6 µg/L	8,3 µg/L	0,001 mg/L
N-NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	0,21 mg/L	1,21 mg/L	10 mg/L
Cianeto	<0,02 mg/L	0,02 mg/L	0,1 mg/L

#### 4. Considerações Finais

O presente trabalho mostra (assim como mostrado por Costa *et al*, 2007) que o uso de areia usada composta de areias dos processos de moldagem em areia verde e do processo cura a frio com resina fenólica-alcalina de fundição, pode substituir a areia de rio como componente de concreto asfáltico. De acordo com os resultados mecânicos, não há obstáculos para o emprego da areia de fundição estudada na constituição de concreto asfáltico; inclusive a areia de fundição contribuiu para reduzir levemente a fragilidade das misturas asfálticas. De acordo com a avaliação ambiental, ou seja, de lixiviação e solubilização dos corpos-de-prova analisados

obedecendo às normas NBR 10004, 10005 e 10006, respectivamente, o concreto asfáltico é considerado Classe IIA – não inerte por causa da solubilização de alumínio, fenol e mercúrio ter ficado acima dos limites da norma para os corpos-de-prova contendo areia de rio e areia de fundição, e ferro para aquele contendo areia de fundição, dentro das condições experimentais do presente trabalho.

#### 5. Agradecimentos

Os autores agradecem o apoio técnico prestado pela empresa SULTEPA e financeiro da empresa Fundição Hahns Ferrabrás.

#### 6. Referências bibliográficas

- ABIFA. *Manual de Regeneração e Reuso de Areias de Fundição*. Elaborado pela Comissão de Meio Ambiente da Associação Brasileira de Fundição, Primeira Edição, 1999, 49 páginas.
- ARANZABAL, G. *et al*. *Used Sand Management in Foundries*. Rewas'99 – Global Symposium on Recycling, Waste Treatment and Clean Technology. Espanha, Vol. 1, p 85-93, 1999.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 10.005 – Lixiviação de Resíduos. Rio de Janeiro, 2004. 10p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 10.006 – Solubilização de Resíduos. Rio de Janeiro, 2004. 02p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 10.004 – Resíduos Sólidos. Rio de Janeiro, 2004. 63p.
- BONET, I. I. “Valorização do resíduo areia de fundição (RAF) nas massas asfálticas do tipo C.B.U.Q”. Dissertação de mestrado defendida no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, 2002. 137 p.
- COSTA, C.; PINTO; S.; VENTORINI, L. A.; VIEIRA, A. “Areia descartada de fundição em substituição ao agregado fino em misturas asfálticas para pavimentação”. *Revista da ABIFA – Fundição & Matérias-Primas*, edição 88, número agosto, 2007. p. 36 a 51.
- GARCIA FILHO, F. “Areias de fundição de ferro descartadas – AFFD, Visão da ABIFA”. *Revista da ABIFA – Fundição & Matérias-Primas*, edição 78, número setembro, 2006.p. 54 – 61.
- LEIDEL, D. S. *Pollution Prevention – The Options*. AFS Transactions, p. 917-922. 1996.
- MARIOTO, C.; Bonin, A. L. *Tratamento dos Descartes de Areia*. Fundição e matérias-primas – março/abril, p. 28-32. 1999.
- MEDINA, J. *Mecânica dos Pavimentos*. Rio de Janeiro: Editora UFRJ. 1997. 380p.
- MORAES, C. A. M. ; GASPAR, R. C. ; ROCHA, L. K. da ; BREHM, F. A. ; GARCIA, A. C. DE A. Avanços da minimização da geração de resíduos de fundição aplicando ferramentas do programa de produção mais limpa. In: VI Seminário de Fundição da ABM, 2006, São Paulo, v. 1., 2006. p. 130-138.
- NÚÑEZ, W. P.; LEYEN, G. W.; BREHM, F. A.; GRAFFITTI, D.; PICCININI, P. R.; MORAES, C. A. M. Utilização de areia usada de fundição como matéria-prima de mistura asfáltica. In: CONGRESSO DE FUNDIÇÃO – 11º CONAF, 2003, São Paulo. São Paulo: ABIFA, 2003. p. 1 - 9.
- PEREIRA, R.L.; CUNHA, C.J. da; MATTOSO FILHO, N.P.; LETO, M. Reaproveitamento do resíduo de areia verde de fundição como agregado em misturas asfálticas. In: CONGRESSO DE FUNDIÇÃO – 12º CONAF, 2005, São Paulo. São Paulo: ABIFA, 2005. p. 1 - 10.
- THOMAS, S.P. AFS. *Foundry Sand Beneficial Reuse Manual – Special Report*. AFS Sand Reclamation and Reuse Committee, 1996, 23 páginas.

# Análise reológica de ligantes modificados com borracha reciclada de pneus

**Luciano Pivoto Specht**

specht@unijui.edu.br

**Pedro Augusto P. Borges**

pborges@unijui.edu.br

**Jorge A. Pereira Ceratti**

lapav1@genesis.cpgec.ufrgs.br

## RESUMO

*As novas exigências de desempenho e durabilidade de pavimentos têm incentivado a modificação de ligantes asfálticos por polímeros. Nem sempre as técnicas laboratoriais tradicionais conseguem investigar de maneira adequada as respostas de tais modificações. Novas técnicas, baseadas no comportamento que o pavimento apresenta in situ, foram desenvolvidas e implementadas na metodologia SUPERPAVE de seleção e avaliação de ligantes. Tais en-*

*saios tentam simular os mesmos processos de degradação que ocorrem durante a vida útil do pavimento. Este trabalho apresenta a análise reológica de ligantes modificados com borracha reciclada de pneus. Foram observadas melhorias das propriedades reológicas, tanto em alta quanto em baixa temperatura, proporcionais aos teores de borracha adicionado. A adição de borracha reciclada permite a aplicação de misturas em uma amplitude maior de temperaturas ou sob condições mais severas de tráfego.*

## 1. INTRODUÇÃO

Reologia é a ciência que estuda o comportamento deformacional e o fluxo de matéria, incluindo as propriedades de elasticidade, viscosidade e plasticidade de uma massa ou corpo submetido a tensões, dadas determinadas condições termodinâmicas ao longo de um intervalo de tempo.

O asfalto é um material complexo, tanto sob a ótica da composição quanto de comportamento. Apresenta comportamento viscoso, caracterizado pela redução da rigidez sob longos períodos de carregamento ou altas temperaturas e comportamento elástico em situações inversas. Durante a utilização do pavimento, o asfalto apresenta uma parcela viscosa e uma parcela elástica em resposta às so-

licitações do tráfego. Nas aplicações da engenharia rodoviária, os ligantes estão sujeitos a grandes variações de temperaturas e de carregamentos, sendo submetidos, a cada passagem de veículo, a um estado particular de tensões e deformações. Os defeitos que os pavimentos asfálticos apresentam estão intimamente ligados às propriedades mecânicas dos ligantes.

As novas solicitações de desempenho e durabilidade têm levado pesquisadores a buscar modificação dos ligantes asfálticos. A adição de certos tipos de polímeros tem sido estudada e utilizada (BONEMAZZI *et al*, 1996; SHIN *et al*, 1996; CERATTI *et al*, 1996; LEITE, 1999; SILVA *et al*, 2000). Outro material que vem sendo utilizado para modificação de ligantes asfálticos é a borracha de pneu moída, estudada

desde a década de sessenta (BAHIA e DAVIES, 1995; FAGER, 1996; EPPS, 1997; TAKALLOU e SAINTON, 1992; ODA, 2000; WAY, 2000; SPECHT, 2004; SPECHT *et al*, 2007). Quando as questões de preservação ambiental são consideradas, a alternativa de utilização de pneus velhos é ainda mais atrativa.

Para se prever de antemão o comportamento dos ligantes, pode-se lançar mão de ensaios tecnológicos. Durante muito tempo, utilizou-se, e ainda se utilizam, técnicas laboratoriais bastante simples que nem sempre modelam de maneira adequada às solicitações do ligante em serviço ou que não são aplicáveis aos ligantes modificados por polímeros.

Em 1987, nos Estados Unidos, iniciou-se a pesquisa SHRP (*Strategic Highway Research Program*), a maior pesquisa já desenvolvida para a obtenção de uma metodologia de projeto de misturas asfálticas fundamentada no desempenho esperado *in situ*. Como parte integrante da pesquisa SHRP, foi desenvolvido o sistema SUPERPAVE (*Superior Performing Asphalt Pavements*), o qual consiste em um conjunto de ensaios de laboratório tanto para os componentes da mistura (ligantes e agregados) quanto para a mistura estabelecida (AI, 1994; AI, 1995).

No sistema SUPERPAVE, a escolha do ligante asfáltico é feita em função do seu grau de desempenho (PG – *Performance Grade*) sob condições climáticas e de tráfego específicas. O grau de desempenho é apresentado por dois valores, de alta e de baixa temperatura, por exemplo, um ligante com PG 70-10 possui propriedades físicas adequadas para utilização entre -10°C e 70°C.

O sistema recomenda os seguintes ensaios para caracterizar as propriedades fundamentais dos ligantes: Viscosidade Rotacional, Reometria de Cisalhamento Dinâmico, Envelhecimento de Curto Prazo, Envelhecimento de Longo Prazo, Reometria de Flexão e Ensaio de Tração Direta. Tais ensaios ainda não estão incorporados à prática brasileira.

Os ensaios de envelhecimento têm dois propósitos: simular o envelhecimento dos ligantes a curto (envelhecimento durante a usinagem, transporte e aplicação da massa) e longo prazos (envelhecimento em serviço) e determinar a perda de massa do asfalto durante o processo de usinagem e aplicação.

O ensaio de reometria rotacional com o equipamento Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (DSR) mede o módulo de cisalhamento complexo,  $G^*$ , e o ângulo fase  $\delta$ . O parâmetro  $G^* \sin \delta$  pode ser relacionado ao trincamento

por fadiga e o  $G^* \sin \delta$  com deformações permanentes. São ensaiadas tanto amostras virgens quanto envelhecidas em curto prazo em estufa de filme rotativo (RTFOT). Foram estabelecidos valores mínimos capazes de garantir adequada resistência ao acúmulo de deformações permanentes ( $G^* \sin \delta$  maiores que 1,0kPa para amostras virgens e 2,2kPa para amostras envelhecidas).

Quando o ensaio é realizado em amostras envelhecidas em longo prazo em vaso de pressão (PAV), o valor de  $G^* \sin \delta$  especificado para evitar o aparecimento de trincas por fadiga deverá ser menor que 5.000kPa.

Para avaliar as propriedades dos ligantes a baixas temperaturas, utiliza-se o reômetro de viga à flexão (BBR), no qual se mede a rigidez em *creep*,  $S$ , a baixas temperaturas e a inclinação da curva de rigidez em *creep versus* tempo de carga,  $m$ . Ambos os parâmetros foram relacionados ao trincamento térmico a baixas temperaturas, sendo que  $m$  também foi relacionado ao trincamento por fadiga.

A especificação SUPERPAVE recomenda que o valor de rigidez no ensaio BBR seja menor que 300MPa em 60 segundos. Ligantes com altos valores de  $m$  são mais eficientes na dissipação de tensões formada durante a contração do ligante, em quedas abruptas de temperatura. Recomenda-se que o valor de  $m$ , calculado para  $t=60s$ , seja maior que 0,300. Apesar de todo desenvolvimento tecnológico que cerca a metodologia SUPERPAVE, existem críticas a respeito de se prever o comportamento de misturas asfálticas baseando-se apenas em características dos ligantes. Neste sentido, Wegan e Brulé (1999) estudaram o comportamento de asfaltos modificados com polímero (SBS e EVA) e observaram a importância da interação asfalto-polímero-agregado no comportamento mistura. A interação entre o ligante e o agregado só pode ser analisada em ensaios com composições de CBUQ.

Este trabalho apresenta a análise reológica de quatro ligantes asfálticos, sendo um cimento asfáltico convencional e três outros produzidos a partir da adição de borracha reciclada de pneus. Foram utilizados o reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) e o reômetro de flexão (BBR).

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1. Preparação das amostras

Foram utilizados três teores de borracha: 6, 12 e 18% (calculado em relação à massa total da mistura; denomi-

nação AB 6, AB 12 e AB 18, respectivamente). A temperatura foi fixada em 180°C e o tempo em 45 minutos. Esses valores foram escolhidos em função das experiências acumuladas na literatura e compiladas por Specht (2004). A amplitude escolhida para o teor de borracha visa a um estudo amplo, vislumbrando identificar a possibilidade de utilização do teor mais adequado de borracha em função da necessidade de desempenho em um determinado projeto; é sabido que elevados teores de borracha dificultam o processo de mistura e são de difícil estocagem (caso comum no Brasil, onde a técnica utilizada é a *Terminal Blending*).

As amostras foram preparadas em um misturador mecânico e em cuba aquecida com óleo térmico e resistências elétricas de 2000W de potência, a temperatura era automaticamente controlada e medida constantemente por termopares. Este equipamento foi desenvolvido durante a pesquisa e está apresentado na Figura 1.

O processo de preparação consistiu no aquecimento do ligante asfáltico em estufa até a temperatura de mistura, pesagem do ligante e colocação na cuba preaquecida, pesagem da borracha e colocação, de maneira gradual, junto ao asfalto (já com o misturador ligado). O nível do asfalto-borracha foi mantido constante durante todas as misturas, o que levou à mesma eficiência do equipamento.

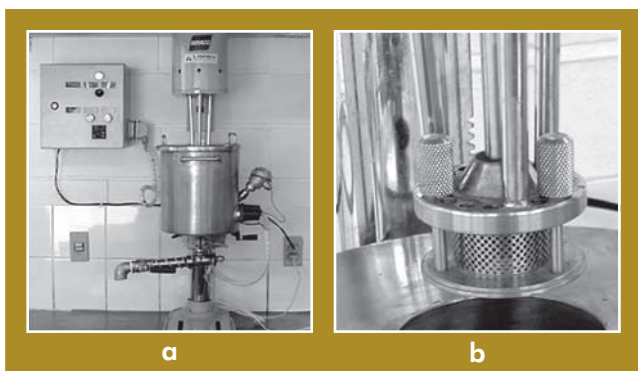


Figura 1 – Equipamento utilizado na preparação das amostras: a) Misturador asfalto-polímero desenvolvido durante a pesquisa b) Rotor de furo fino utilizado

## 2.2. Materiais Utilizados

### 2.2.1. Borracha

Foi utilizada uma borracha de pneu, triturada em moinho criogênico, provenientes da produção de bandas de rodagem. A Figura 2 apresenta fotos digitais e de microscopia eletrônica da amostra utilizada. A massa es-

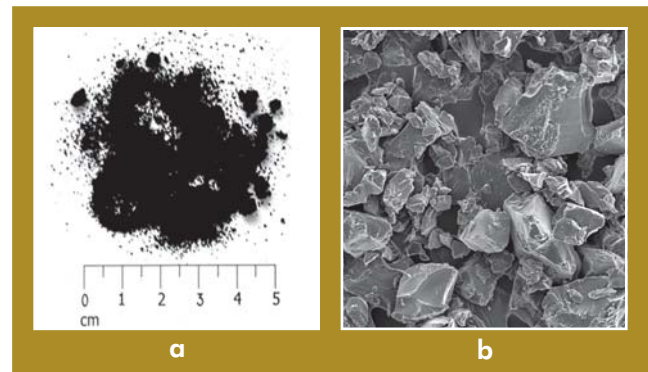


Figura 2 – Foto da borracha utilizada:

a) fotografia digital;

b) foto de Microscopia Eletrônica de Varredura – aumento de 50X

pecífica da borracha foi determinada através da metodologia ASTM D 297 (Picnometria com álcool) e o valor encontrado foi 1,146g/cm<sup>3</sup>. A Figura 3 apresenta a curva granulométrica da borracha utilizada.

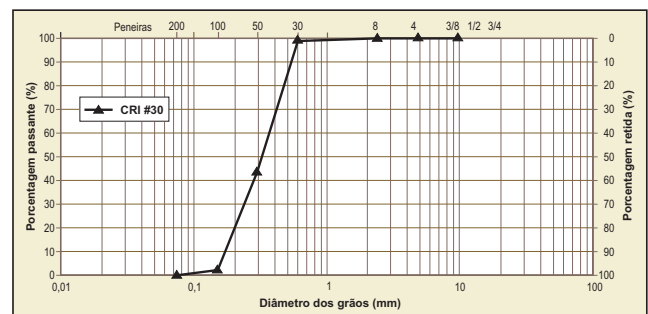


Figura 3 – Curva granulométrica da borracha utilizada

### 2.2.3. Cimento Asfáltico

O ligante utilizado na pesquisa foi o CAP 20 da Refinaria Alberto Pascualini. As características do ligante utilizado estão sumarizadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Características do CAP utilizado

Ensaio	Unidade	Valor alvo	Resultado
Ponto de Amolecimento	°C	Mín 50	45,5
Penetração a 25°C, 100g, 5 seg	dmm	Mín 50	56
Viscosidade a 60°C	Poise	2000 - 3500	2420
Ponto de Fulgor	°C	Mín 235	270
Ductilidade a 25°C	cm	—	> 100
Índice de Suscetibilidade Térmica	—	(-1,5) a (+1,0)	-1,02
<b>Cromatografia - SARA</b>			
Saturados	%	—	8,1
Aromáticos	%	—	46,9
Resinas	%	—	23,5
Asfaltenos	%	—	21,5

## 2.3. Metodologia

### 2.3.1. Ensaios no reômetro de cisalhamento dinâmico

O comportamento de ligantes asfálticos depende essencialmente das condições de ensaio, tempo de carregamento e temperatura, e um ensaio adequado de caracterização deverá levar em conta essas duas variáveis. Um destes ensaios é o realizado com o equipamento DSR para avaliar as propriedades viscoelásticas dos ligantes asfálticos.

O  $G^*$  é calculado dividindo a diferença de tensões cisalhantes ( $\tau_{máx} - \tau_{mín}$ ) pelo total de deformações cisalhantes ( $\gamma_{máx} - \gamma_{mín}$ ). A defasagem de tempo entre a aplicação da tensão e a respectiva deformação é o  $\delta$  que, para materiais perfeitamente elásticos, iguala-se a zero.

O ensaio consiste em colocar uma amostra circular de ligante entre duas placas paralelas, uma fixa e outra oscilante; as amostras virgens e após RTFOT (ASTM D2872/97) com 25mm de diâmetro e 1mm de espessura e as amostras após PAV (ASTM D652/00) com 8mm de diâmetro e 2mm de espessura; determina-se a temperatura que se deseja fazer o ensaio; espera-se 15 minutos até equalização da temperatura; aciona-se o equipamento que gira a parte móvel com uma frequência de 10 radianos por segundo, aplicando, então, uma tensão cisalhante na amostra. Os dados de tensão, deformação e deslocamento são lidos e gravados por um microcomputador. Os ensaios de cisalhamento dinâmico foram realizados em um equipamento da empresa TA Instruments modelo CSA100. Maiores detalhes são descritos por AI (1994) e na ASTM P246.

### 2.3.2. Ensaios no reômetro de flexão em baixas temperaturas

O ensaio consiste em submeter uma amostra prismática de ligante envelhecido (após RTFOT e PAV), simplesmente apoiada a um carregamento constante no centro do vão, durante 240 segundos. A amostra é mantida imersa em banho de líquido refrigerante, o qual mantém constante a temperatura do ensaio. O ensaio foi realizado seguindo a norma ASTM D6648-01.

## 3. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

### 3.1. Propriedades reológicas medidas no equipamento DSR

Durante a vida de serviço dos pavimentos, sob cargas normais e temperaturas medianas, os ligantes asfálticos

apresentam, simultaneamente, características elásticas e viscosas. A Figura 4 apresenta no plano comportamento elástico/comportamento viscoso os vetores de  $G^*$  e ângulo fase  $\delta$ . A inclinação do vetor, tendendo para o eixo das ordenadas, indica um material com comportamento mais viscoso, enquanto que a aproximação do vetor com a abscissa indica comportamento elástico. O valor de  $G^*$  é indicativo da resistência à deformação plástica do ligante em estudo.

Nota-se claramente a influência da borracha no comportamento do material, reduzindo o ângulo de fase, de

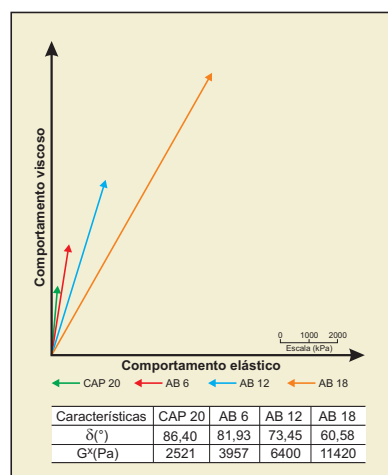


Figura 4 – Comportamento elástico e viscoso dos ligantes (após RTFOT, T = 64°C)

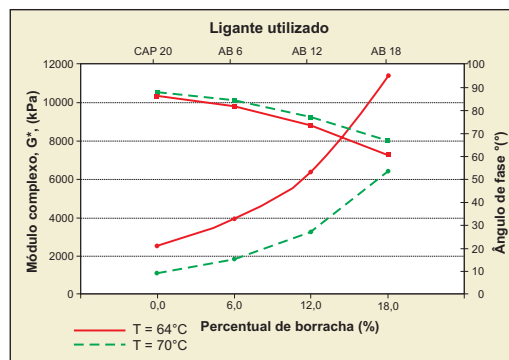


Figura 5 – Relação entre  $G^*$  e  $\delta$  com percentual de borracha (após RTFOT)

modo a incrementar a parcela elástica de comportamento e aumentar o valor de  $G^*$ , melhorando as características de deformação permanente do ligante. As taxas de incremento de  $G^*$  e da redução de  $\delta$  são maiores para os altos teores de borracha.

A Figura 5 apresenta a variação do módulo complexo e do ângulo de fase versus o teor de borracha; os dados são provenientes do ensaio realizado após envelhecimen-

to de curto prazo. Nota-se a importante contribuição da borracha, aumentando a resistência a deformações permanentes ( $G^*$ ) e a elasticidade do ligante, expressa pela redução do ângulo de fase  $\delta$ .

Para comparação, foram plotados resultados de ensaios realizados em duas temperaturas (64 e 70°C); os valores de  $\delta$  aumentam com a temperatura, denotando o aumento da parcela viscosa no comportamento do ligante; a redução do  $G^*$  confirma esta observação, quanto maiores as temperaturas menos resistente está o ligante a deformações plásticas.

A especificação SUPERPAVE é baseada no desempenho que o ligante apresenta nas temperaturas da área de sua utilização. Os valores especificados (mínimos e máximo) são sempre os mesmos; o que se altera é a temperatura que o ligante atinge a especificação. O ensaio em

DSR determina a máxima temperatura que um ligante pode ser utilizado e o ensaio em BBR a mínima.

As Figuras 6 e 7 apresentam os resultados de  $G^*/\text{sen}\delta$  para os ligantes virgens e envelhecidos em RTFOT; é apresentado, também, o valor da especificação SUPERPAVE. Nota-se, em ambos os casos, que a adição de borracha reciclada de pneus eleva a máxima temperatura de aplicação do ligante; este aumento é mais expressivo para os teores de 12 e 18%. Isso significa que o AB (Asfalto-Borracha) apresentara desempenho similar ao convencional (quanto ao ATR) mesmo aplicado em ambientes com temperaturas superiores.

A Figura 8 apresenta o produto  $G^*\text{sen}\delta$  para os ligantes ensaiados na condição de envelhecimento a longo prazo. Neste procedimento se avalia a resistência à fadiga do ligante. O valor máximo de 5.000kPa é exigido para

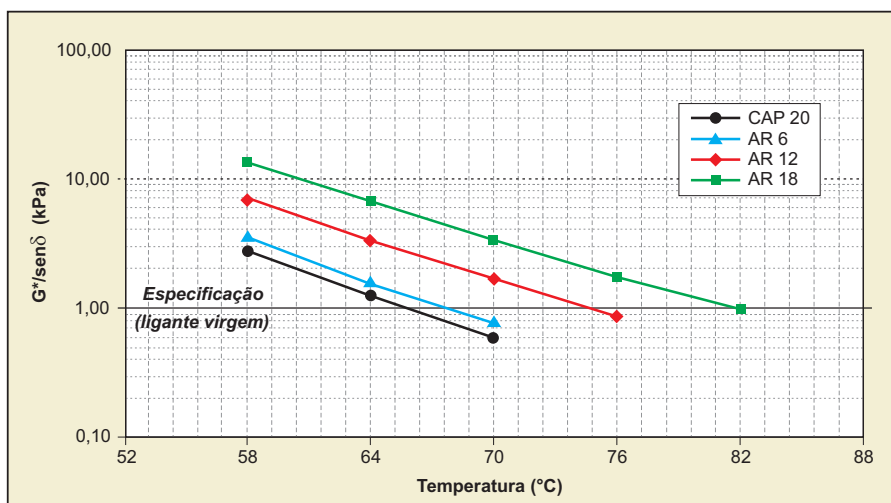


Figura 6 – Relação entre  $G^*/\text{sen}\delta$  e temperatura (ligante virgem)

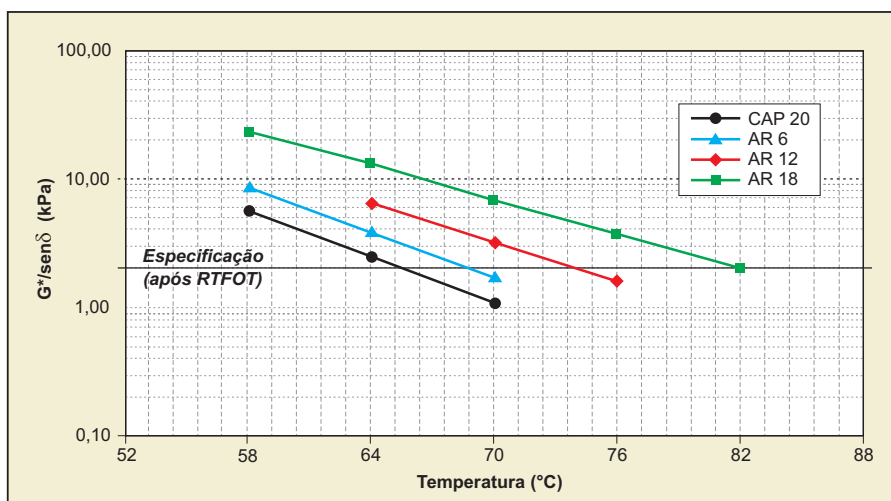


Figura 7 – Relação entre  $G^*/\text{sen}\delta$  e temperatura (após RTFOT)

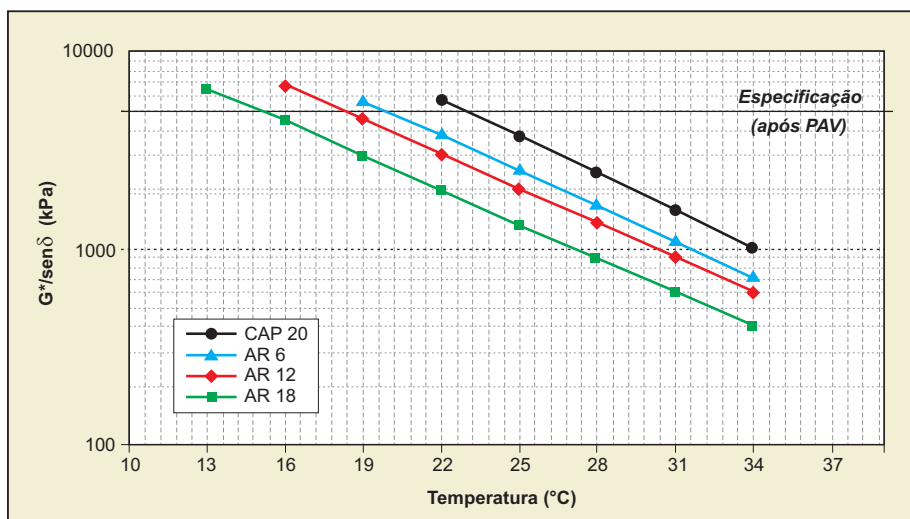


Figura 8 – Relação entre  $G^* \text{sen} \delta$  e temperatura (após PAV)

assegurar adequado desempenho quanto a este critério. O ligante convencional apresentaria desempenho satisfatório acima de 25°C, enquanto que os ligantes AB 14, 41 e 68 (PB=6, 12 e 18%) estariam adequados a partir de 22, 19 e 16°C, respectivamente.

### 3.2. Propriedades reológicas medidas no equipamento BBR

Quando acontecem quedas bruscas de temperatura, o concreto asfáltico pode vir a trincar caso o atrito entre o revestimento e a base não permita movimentos de retração; serão geradas tensões de tração no interior do revestimento; se estas tensões superarem as máximas tensões resistentes do pavimento, acontecerão trincas de retração térmica, ou simplesmente trincas térmicas. Tal avaliação dos ligantes foi feita através do ensaio de reometria à flexão. Alguns ligantes modificados podem exibir uma rigidez estática  $S$  maior que o indicado e, assim mesmo, não trincar a baixas temperaturas, devida à capacidade de deformar sem romper. Se, no entanto, esses ligantes apresentam  $m$  superior ao limite estabelecido, poderão ser aceitos desde que apresentem um resultado satisfatório no ensaio de tração direta (DTT).

O valor de rigidez que se deseja conhecer é após duas horas de carregamento na mínima temperatura do pavimento. Entretanto, a partir da relação tempo/temperatura, pode-se determinar os valores em um tempo de 60s reduzindo a temperatura em 10°C (Al, 1994).

A Figura 9 apresenta a relação tempo versus deflexão, para o ligante convencional e para ligantes modificados com o de borracha ensaiados a -12 e -18°C. Nota-se que, para qualquer tempo considerado, os ligantes modificados testados apresentam maior deflexão, ou seja, possuem capacidade de deformar-se, mesmo em condições de temperaturas extremamente baixas. A maior diferença se dá entre o ligante com 6 e 12% de borracha. Para -18°C, acontece o mesmo, quanto maior o percentual de borracha adicionado maior a elasticidade

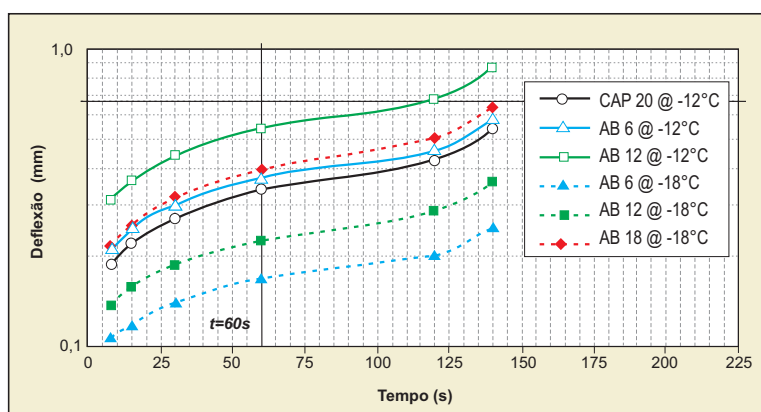


Figura 9 – Relação tempo/deflexão em BBR

das amostras. Outra maneira de comparar as características do ligante convencional aos modificados é através do módulo de relaxação. Valores elevados indicam ligantes frágeis. A Figura 10 apresenta a relação entre módulo de relaxação e tempo. Verifica-se que, para os ligantes ensaiados a -12 e -18 °C, acontece um aumento de rigidez com a redução da temperatura. O percentual de borracha

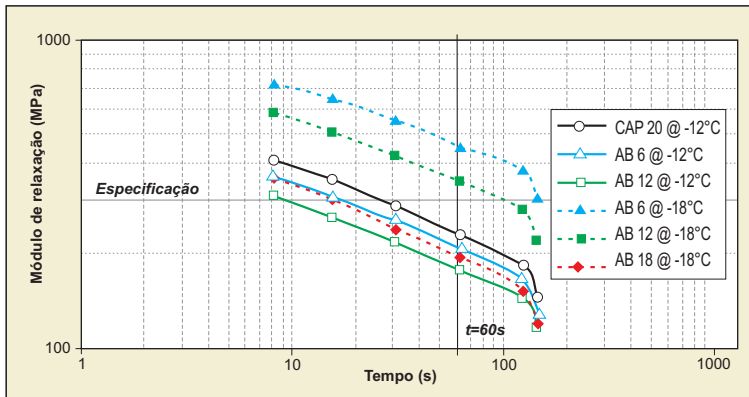


Figura 10 – Relação tempo/rigidez em BBR

reduz o valor do módulo, melhorando as propriedades elásticas dos ligantes.

A taxa de variação da rigidez com o tempo, quantificada pelo valor de  $m$ , também é reduzida com a adição de borracha reciclada de pneus, denotando a melhoria das propriedades dos ligantes AB a baixas temperaturas.

### 3.3. Grau de desempenho SUPERPAVE

O grau de desempenho (ASTM D6373-99) SUPERPAVE é uma maneira de classificar ligantes asfálticos baseado em seu desempenho em serviço, que é simulado em laboratório, através de ensaios reométricos e de envelhecimento. Para a seleção e aceitação de um ligante para determinada obra de engenharia, é necessário o conhecimento das temperaturas da região que este pavimento será inserido; a partir daí se estimam as máximas e mínimas temperaturas que o pavimento será submetido. Um ligante PG 64 - 22 significa um desempenho adequado entre 64 e -22°C, sob condições normais de tráfego. Segundo Leite e Tonial (1994), para o Estado do Rio Grande do Sul, um ligante PG 64 -16 seria adequado para tráfego inferior a 3.10<sup>6</sup> com velocidades normais. Para dosagem de misturas asfálticas, recomenda-se o aumento em um grau do PG de alta temperatura para tráfego transiente com velocidade entre 20 e 70km/h e dois graus para velocidade inferiores a 20km/h. Com relação ao volume de tráfego, deve-se aumentar o PG de alta temperatura em um grau quando o tráfego exceder 3.10<sup>6</sup>, número de repetições do eixo padrão da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) (FHWA, 2001).

Núñez *et al* (2003) realizaram medidas de temperatura em pavimentos asfálticos na região metropolitana de Porto Alegre, onde se verificam afundamentos em tri-

lhas de roda superiores a 20cm em corredores de ônibus, e encontraram valores de até 57°C a 3cm de profundidade; Este quadro resalta a não adequação do ligante e/ou das misturas utilizadas, segundo os critérios do SHRP (para ser utilizado em condições severas de tráfego – alto volume e baixa velocidade).

A partir da análise reológica em DSR e BBR, foi possível determinar o PG dos quatro ligantes testados, apresentados esquematicamente na Figura 11; nota-se que a partir de 12% de borracha existe a possibilidade da utilização dos ligantes AB em uma maior amplitude de temperaturas, tanto em alta quanto em baixa. Tal fato não quer dizer que a adição de 6% de borracha não melhora as propriedades reológicas do ligante, mas que, segundo o enquadramento proposto pelo SHRP, tal incremento não é suficiente para elevar o grau de desempenho PG.

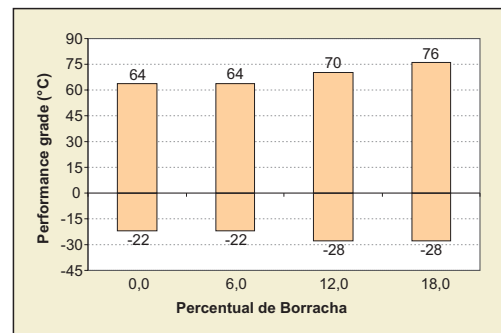


Figura 11 – Graus de desempenho PG dos ligantes estudados

## 4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise reológica em altas temperaturas (>58°C), realizada em ligantes virgens e envelhecidos em curto prazo, destacou a influência da borracha no comportamento do ligante, aumentando seu módulo complexo e reduzindo o ângulo de fase. Tais aspectos são bastante interessantes do ponto de vista de comportamento do ligante. Nos ensaios realizados em temperaturas intermediárias (entre 13°C e 34°C) com ligantes envelhecidos em curto e longo prazos, os ligantes modificados apresentaram desempenho também superior.

Pode-se afirmar que, baseado nas correlações  $G^*\text{sen}\delta$  e  $G^*/\text{sen}\delta$ , o emprego de ligantes modificados com borracha confere às misturas asfálticas maior resistência ao

trincamento e ao acúmulo de deformações plásticas excessivas. Tais benefícios são proporcionais aos teores de borracha adicionados e mais notáveis para o teor de 18% de adição.

Os ensaios reométricos em baixa temperatura indicaram a maior elasticidade dos ligantes modificados nesta situação, principalmente para teores acima de 12%. Esta resistência ao trincamento térmico é, também, proporcional à adição de borracha. O PG aumenta tanto em

alta quanto em baixas temperaturas, passando de PG 64-22 do ligante convencional para PG 76-28 quando 18% de borracha é adicionado.

### Agradecimentos

Os autores gostariam de expressar os seus agradecimentos à Dra. Leni Leite pela possibilidade de realização dos ensaios na Petrobras/ CENPES. O primeiro autor agradece ao MEC pela bolsa PET.

### Referências bibliográficas

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000) Standard practice for accelerated aging of asphalt binder using a pressurized aging vessel (PAV). D652-00. In: ASTM ...Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, v 4.03, 5p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (1999) *Proposed test method for determining the rheological properties of asphalt binder for specification purpose using a Dynamic Shear Rheometer..* P246-99. In: ASTM ...Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (1999) *Standard specification for Performance Graded asphalt binder.* D6373-99. In: ASTM ...Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, v 4.03, 2p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (1997) *Standard test method for effect of heat and air on a moving film of asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test).* D2872-97. In: ASTM ...Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, v 4.03, 5p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (1998) *Standard test methods for rubber products – chemical analysis.* D 297-93. In: ASTM ...Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, v 9.01, p.1-35.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2000) *Standard test method for determining the flexural creep stiffness of asphalt binder using the bending beam rheometer (BBR).* D6648-01. In: ASTM ...Annual Book of ASTM Standards, Philadelphia, v 4.03, 14p.
- ASPHALT INSTITUTE. (1995) *Superpave level 1 mix design.* Lexington, Superpave Series Nº2 (SP-2). 141p.
- ASPHALT INSTITUTE. (1994). *Performance grade asphalt binder specification and testing.* Lexington, Superpave Series Nº1 (SP-1) 69p.
- BAHIA, H. U. e DAVIES R. (1995) *Factors controlling the effect of crumb rubber on critical properties of asphalt binders.* Journal of the Association of Asphalt Paving Technologies, Portland, v.65, p.130-163.
- BONEMAZZI, F.; BRAGA, V.; CORRIERI, C.; GIAVARINI, C.; SARTORI, F. (1996) *Characteristics of polymer and polymer-modified binders.* Transportation Research Record. Washington, n.1535, p.36-47.
- CERATTI, J. A.; RUWER, P. M.; OLIVEIRA, J. A. (1996) Estudo do comportamento mecânico de concreto asfáltico com ligante modificado com polímeros. In: 13º ENCONTRO DE ASFALTO DO INSTITUO BRASILEIRO DO PETRÓLEO. Rio de Janeiro. Anais... p. 290-303.
- EPPS, A. L. (1997) *Thermal Behavior of crumb-rubber modified asphalt concrete mixtures.* Berkeley. Dissertation (Doctor of Philosophy) – ITS/UCB. 391p.
- FAGER, G. A. (1996) Asphalt-rubber overlay on rubblized concrete pavement on I-135. Transportation Research Record. Washington, n.1543, p.71-78.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION / U. S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. (2001) *Superpave mixture design guide.* Washington, 18p.
- LEITE, L. F. M. (1999) Estudo de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímeros. Rio de Janeiro. Tese (Doutorado em Ciências) – IMA/UFRJ.
- LEITE, L. F. M.; TONIAL, I. A. (1994) *Qualidade dos cimentos asfálticos brasileiros segundo as especificações SHRP.* In: 12º ENCONTRO DE ASFALTO DO INSTITUO BRASILEIRO DO PETRÓLEO, Rio de Janeiro. Anais...
- NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A.; BRITO, L. A.; VIVIAN, J. (2003) Modelos de estimativa de temperaturas de pavimentos: contribuição ao estudo de afundamentos nas trilhas de roda em corredores de ônibus de Porto Alegre. In: 12º REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA. Aracaju. Anais....
- ODA, S. (2000) Análise da viabilidade técnica da utilização do ligante asfalto-borracha em obras de pavimentação. São Carlos. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 251p.
- SHIN, E. E.; BHURKE, E. S.; ROSVELD, S.; LAWRENCE, T. D. (1996) *Microstructure, morphology, and failure modes of polymer-modified asphalts.* Transportation Research Record. Washington, n.1535, p.61-73.
- SILVA L. S.; FORTE M. C.; SPECHT L. P.; CERATTI J. A. P. (2002) Polímeros modificadores asfálticos. Transportes. Rio de Janeiro, v.10, n.1, p. 84-106.
- SPECHT, L. P. (2004) Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus. Porto Alegre. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS. 279p.
- SPECHT, L. P., KHATCHATOURIAN, O., BRITO, L. A., CERATTI, J. A. P. (2007) *Modeling of asphalt-rubber rotational viscosity by statistical analysis and neural networks.* Materials Research. , v.10, p.69 – 74.
- TAKALLOU, B. H.; SAINTON A. (1992) *Advances in technology of asphalt paving material containing used tired rubber.* Transportation Research Record. Washington, n.1339, p.23-29.
- WAY, G. B. (2000) *Flagstaff I-40 asphalt rubber overlay project, nine years of success.* Transportation Research Record, 78<sup>th</sup> Annual Meeting. Washington.

# Caracterização geotécnica dos solos finos, do litoral do Estado de Sergipe, visando à aplicação em pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego

Joelson Hora Costa

Laura Maria Goretti da Motta

## RESUMO

O comportamento geotécnico dos solos finos da faixa litorânea e tabuleiros costeiros do Estado de Sergipe foi avaliado neste trabalho, com vistas a sua utilização em pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego, existentes na região. A redução de custos proporcionada pelo aproveitamento dos solos locais pode vir a viabilizar investimentos em pavimentação de estradas, em regiões carentes e de economias incipientes, permitindo melhor intercâmbio com outras regiões economicamente mais ativas. Diferentes metodologias de classificação geotécnica foram aplicadas às amostras de solos coletadas na área de estudo. Constatou-se a inaplicabilidade das classificações tradicionais, originadas de outros países, a esses solos formados em ambientes tropicais úmidos. Em contrapartida, a Metodologia MCT, desenvolvida em São Paulo e hoje difundida em várias regiões do país,

mostrou-se capaz de identificar as potencialidades dos solos finos estudados. Os parâmetros de resiliência desses solos foram também determinados, comparados com os resultados da Metodologia MCT e confrontados com resultados de outras pesquisas, mostrando-se equivalentes aos de solos de outras regiões, relatados como de uso potencial em camadas de pavimentos. Análises complementares físico-químicas e de difração de Raios X forneceram informações úteis na caracterização dos solos. Utilizou-se, a título ilustrativo, procedimento de dimensionamento mecânico-empírico de estruturas de pavimentos, com uso de alguns dos solos estudados como camada de base.

## PALAVRAS-CHAVE

Classificação geotécnica, solos tropicais, formação barreiras, rodovias de baixo volume de tráfego.

## 1. Introdução

A preferência por procedimentos de seleção de materiais e de dimensionamento de pavimentos baseados em experiências internacionais ainda é muito grande no Brasil. É inconcebível que, num país de dimensões continentais com regiões de diferentes condições de tráfego, de clima e de materiais disponíveis, essas técnicas sejam utilizadas de forma indistinta.

O Estado de Sergipe carece de financiamentos externos para investimentos de maior porte na área rodoviária.

O alto custo das pavimentações, com emprego de materiais e técnicas tradicionais, é o principal responsável pela rejeição de projetos de pavimentação em rodovias de baixo volume de tráfego.

Entretanto, a conscientização das peculiaridades dos solos que se formam em ambientes tropicais úmidos, em relação aos solos de clima temperado, vem-se desenvolvendo muito nas últimas décadas. A carência de recursos financeiros torna imperativo o emprego de tecnologia nacional no desenvolvimento de pavimentos regionalizados, mais adequados aos materiais e às condições climáticas

dos ambientes tropicais. Nesse sentido, cabe destaque especial os resultados dos estudos, de laboratório e de campo, desenvolvidos por Nogami e Villibor. Esses autores desenvolveram, a partir de 1980, uma nova sistemática para classificação de solos, dirigida especificamente para os solos tropicais, denominada Metodologia MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1981; 1995; entre outras).

Os estudos desenvolvidos na COPPE/UFRJ, a partir de 1977, sob o comando do Prof. Medina, propiciaram grande número de informações sobre o comportamento dos solos brasileiros sob ação de cargas repetidas. Esses estudos permitiram a abordagem racional na concepção e análise de desempenho de estruturas de pavimentos, através do dimensionamento mecanístico teórico-experimental, abrindo caminho para a aplicação de materiais não convencionais em camadas de pavimentos, associando-se às propostas da Metodologia MCT.

A utilização dos preceitos básicos da Metodologia MCT e da Mecânica dos Pavimentos, no estudo de alguns materiais alternativos com vistas à proposição de pavimentos de menor custo, em relação às tradicionais estruturas concebidas no Estado de Sergipe, constituiu o objetivo central deste trabalho, como forma de mostrar a aplicabilidade dessas proposições aos materiais existentes nesse estado.

Recorreu-se ao método mecanístico-empírico desenvolvido na COPPE/UFRJ para proposição de estruturas de pavimentos, tendo-se alguns dos solos estudados como camada de base e com emprego de revestimentos esbeltos, do tipo tratamentos superficiais e tratamento antipó, típicos de rodovias de baixo volume de tráfego.

Informações adicionais acerca dos materiais estudados foram obtidas através dos ensaios geotécnicos tradicionais, análises físico-químicas e ensaios de difração de Raios X. Maiores informações podem ser obtidas em Costa (2006).

## 2. Área de Estudo – Amostragem

A região costeira do Estado de Sergipe, compreendendo a faixa litorânea e dos tabuleiros costeiros, foi selecionada como objeto

deste estudo por se constituir em região carente de materiais granulares e com grande ocorrência de solos finos.

A citada área engloba toda a costa de Sergipe, com comprimento de cerca de 198km na direção Norte-Sul – entre as divisas com Alagoas e Bahia – e largura média de 24km, na direção leste-oeste, representando aproximadamente 22% da área total do estado.

A área selecionada detém grande potencial turístico, contempla os principais programas de investimentos governamentais em pavimentação de rodovias e envolve 23 municípios de Sergipe – além de toda a região metropolitana da capital Aracaju.

Foram selecionados 16 pontos de coleta, de forma a representar as principais ocorrências de solos finos da área de estudo. A amostragem envolveu tanto os horizontes de solos expostos em taludes de cortes de rodovias estaduais como jazidas ou empréstimos em exploração ou inexplorados.

A Figura 1 apresenta o Mapa Rodoviário do Estado de Sergipe com destaque da área deste estudo e indicação

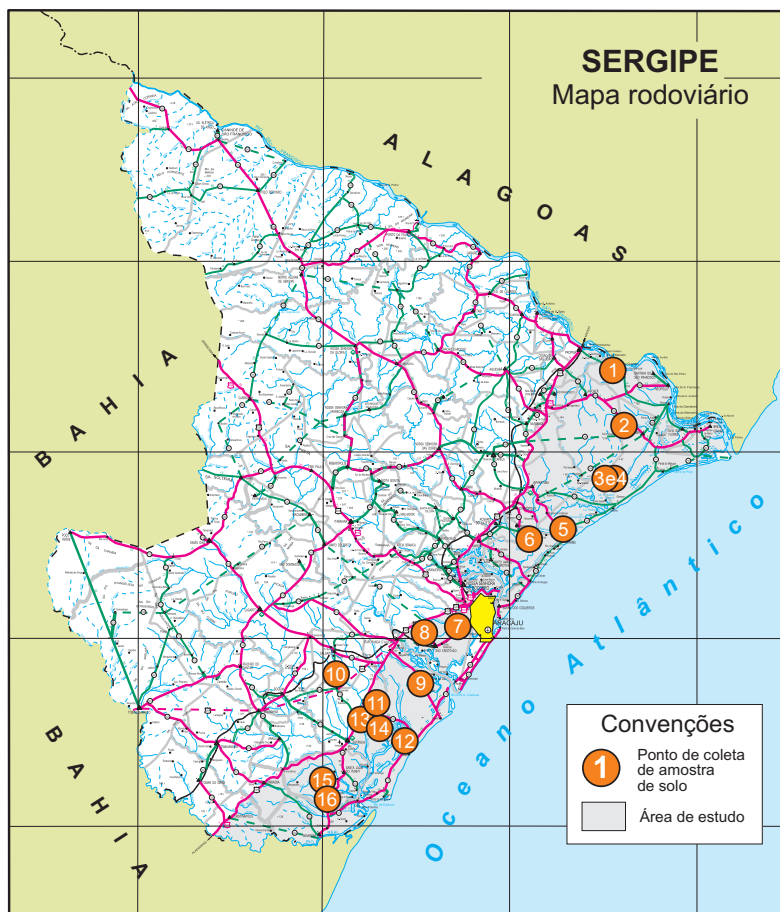


Figura 1 – Localização dos pontos de coleta de amostras de solo

dos pontos de coleta das amostras do solo. Todas as amostras coletadas pertencem à Formação Superficial Barreiras – predominante na área do estudo – e foram classificadas pedologicamente como podzólicos vermelho-amarilos (amostras nºs 01; 02; 04; 05; 06; 08; 10; 12; 13 e 16) ou amarelos (amostras nºs 07; 09; 14 e 15) e areias quartzosas distróficas (amostras nºs 03 e 11).

A identificação da classe pedológica deu-se a partir de características relacionadas à morfologia, tais como: textura, estrutura, cor e características dos horizontes, tendo como base Mapas Pedológicos Georreferenciados, elaborados pela EMBRAPA (1999), na escala de 1:100.000.

### 3. Ensaio Realizados e Análise dos Resultados Obtidos

Da Metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical) foram empregados os ensaios de Compactação Mini-MCV – normatizado pelo método DNER ME 258/94 – e os de Perda de Massa por Imersão em Água – segundo o procedimento DNER ME 256/94 – com vistas à caracterização do comportamento dos solos estudados, como lateríticos ou não lateríticos, conforme proposta da metodologia.

A Tabela 1 apresenta os principais parâmetros da Metodologia MCT ( $c'$ ,  $d'$ ,  $e'$ ,  $\pi$ ) e a classificação das amostras de solo deste estudo.

Foram identificadas 12 amostras de comportamento laterítico, contra quatro amostras classificadas como não lateríticas. Entre essas últimas, três amostras apresentam textura arenosa (amostras nºs 03, 06 e 11) e apenas uma delas tem característica argilosa (amostra nºs 04).

Entre as 12 amostras tidas como de comportamento laterítico, seis delas tiveram valores de  $e'$  – indicativo do comportamento laterítico – situado próximo do limite máximo de distinção entre essas classes, com diferenças inferiores a 0,2. Dessas seis amostras, três chegaram a apresentar diferenças menores que 0,1. Por outro lado, três amostras, das quatro consideradas de comportamento não laterítico, tiveram resultados de  $e'$  pouco superiores ao valor limite do comportamento laterítico, numa margem inferior a 0,1.

Vale lembrar que essas amostras, embora posicionadas próximas da zona de transição de comportamento, encontram-se dentro de uma das classes da Metodologia

Tabela 1 – Parâmetros da Metodologia MCT e Classificação das Amostras

SOLO Nº	PARÂMETROS DA CLASSIFICAÇÃO MCT				CLASSE
	$c'$	$d'$	$\pi$	$e'$	
01	0,43	38,0	95	1,14	LA
02	1,36	93,3	18	0,73	LA'
03	1,51	61,7	127	1,17	NA'
04	2,09	44,3	129	1,20	NG'
05	0,18	18,8	140	1,35	LA
06	1,28	73,0	127	1,16	NA'
07	1,83	128,7	40	0,82	LG'
08	0,43	36,7	92	1,14	LA
09	1,83	108,3	98	1,05	LG'
10	2,16	50,6	20	0,84	LG'
11	0,45	10,7	347	1,75	NA'
12	0,65	62,7	90	1,07	LA
13	1,76	65,0	20	0,80	LG'
14	1,68	43,3	60	1,02	LG'
15	1,51	87,6	73	0,99	LG'
16	0,73	58,5	92	1,08	LA'

MCT, de acordo com os parâmetros obtidos. Além disso, a tendência geral observada nas amostras ensaiadas é de solos de comportamento laterítico.

Além disso, a Metodologia MCT na forma proposta por seus autores deve ser empregada para caracterizar o “comportamento laterítico” de solos que pedologicamente não são assim classificados, como no caso das amostras deste estudo.

A possível influência do processo de laterização no comportamento desses solos é o que se pretende avaliar, tendo em vista que esse fator não é considerado nas classificações tradicionais, o que pode levar à subutilização desses materiais.

A classificação pedológica dos solos finos da Formação Barreiras da região metropolitana de Fortaleza, apresentada por Chaves (2000), assemelha-se à dos solos do presente estudo – podzólicos e areias quartzosas distróficas. A citada pesquisa obteve parâmetros  $e'$  sempre superiores a 1,03, de forma que seus solos ficaram posicionados ainda mais próximos da fronteira da classificação MCT, comparados aos solos deste estudo. Para fins de comparação com os resultados da Metodologia MCT, foram realizados

os ensaios tradicionais de caracterização e compactação de solos, relacionados a seguir:

- Análise Granulométrica por peneiramento e sedimentação DNER (1994, ME 051/94; ME 080/94 e ME 093/94);
- Limite de Liquidez DNER (1994, ME 122/94);
- Limite de Plasticidade DNER (1994, ME 082/94);
- Limite de Contração DNER (1994, ME 087/94);
- Compactação DNER (1994, ME 129/94).

Os resultados dos referidos ensaios e as classificações TRB e SUCS, das 16 amostras de solo, são apresentados na Tabela 2 e Figuras 2 e 3.

Na Figura 4, ábaco da classificação MCT, estão posicionadas todas as 16 amostras com indicação das classes provenientes das metodologias TRB e SUCS, visando à análise comparativa entre essas classificações tradicionais e a Metodologia MCT. De acordo com a posição das amostras

no citado ábaco, não se observa diferenciação das classes tradicionais – TRB e SUCS – em função do comportamento laterítico ou não laterítico do solo, definido pela Metodologia MCT com base nos resultados do parâmetro  $e'$  (ordenadas do ábaco). Entretanto, nítida diferenciação entre as classes dos sistemas tradicionais ocorre quando se considera a textura, ou melhor, quando se analisa as variações do parâmetro  $c'$  da Metodologia MCT (abscissas do ábaco). Esse comportamento apenas evidencia as bases das classificações tradicionais – a textura e a plasticidade – consideradas de pouca aplicabilidade para os solos tropicais.

Procurou-se verificar correlações de mesma natureza, a partir de resultados de outros estudos de solos, tais como os realizados por Chaves (2000), Castro (2002), Marangon (2004) e Thuller (2005), não se obtendo êxito.

Ensaio triaxiais dinâmicos com vistas às determinações dos módulos de resiliência foram executados em to-

**Tabela 2 – Resultado dos Ensaios de Caracterização e Classificações TRB e SUCS**

ENSAIOS x AMOST N°	1	2	3	4	5	6	7	8
PESO ESPECÍFICO REAL (g/cm³)	2,646	2,641	2,631	2,675	2,653	2,649	2,651	2,640
GRANULOMETRIA	3/8"	100	100	100	99,81	100,00	100	100,00
PERCENTAGEM QUE PASSA	N° 4	100	100	100	98,62	99,89	99,87	99,70
	N° 10	99,14	99,42	99,94	96,89	99,67	99,24	97,31
	N° 40	68,13	76,31	94,58	94,06	95,40	94,46	88,06
QUE PASSA	N° 200	19	44,2	54,67	76,79	16,05	48	44,54
PEDREGULHO (%)	0,86	0,58	0,06	3,11	0,33	0,76	2,69	1,01
AREIA (%)	80,14	55,22	45,27	20,10	83,62	51,24	52,77	76,01
SILTE (%)	0,84	11,01	24,44	24,52	2,83	18,45	12,14	1,90
ARGILA (%)	18,16	33,18	30,22	52,27	13,22	29,54	32,40	21,08
SILTE NA FRAÇÃO FINA (%)	4,42	24,92	44,71	31,93	17,63	38,45	27,25	8,27
LIMITE DE LIQUIDEZ (%)	NL	29	21	44	NL	21	28	32
ÍNDICE DE PLASTICIDADE (%)	NP	13	2	21	NP	6	11	13
LIMITE DE CONTRAÇÃO (%)	—	15,21	20,31	20,28	—	16,44	17,97	18,35
ÍNDICE DE GRUPO	0	3	4	13	0	3	2	0
CLASSIFICAÇÃO TRB	A-2-4	A-6	A-4	A-7-6	A-2-4	A-4	A-6	A-2-6
CLASSIFICAÇÃO SUCS	SM	SC	ML	CL	SM	CL-ML	SC	SC
ENSAIOS x AMOST N°	9	10	11	12	13	14	15	16
PESO ESPECÍFICO REAL (g/cm³)	2,566	2,671	2,658	2,656	2,671	2,639	2,646	2,675
GRANULOMETRIA	3/8"	100,00	99,83	100	99,89	100	100	99,72
PERCENTAGEM QUE PASSA	N° 4	99,26	99,47	99,98	99,57	100	99,93	98,78
	N° 10	97,51	98,31	99,73	97,45	98,82	96,63	94,44
	N° 40	88,94	93,94	77,24	85,17	91,28	88,39	80,64
QUE PASSA	N° 200	55,34	84,33	30,17	27,00	67,79	54,56	30,83
PEDREGULHO (%)	2,49	1,69	0,27	2,55	1,18	3,37	5,56	0,02
AREIA (%)	42,16	13,98	69,56	70,46	31,04	42,07	45,6	69,15
SILTE (%)	16,76	27,65	23,42	7,36	26,45	12,9	12,98	3,34
ARGILA (%)	38,59	56,68	6,76	19,63	41,34	41,66	35,86	27,49
SILTE NA FRAÇÃO FINA (%)	30,28	32,79	77,6	27,27	39,02	23,64	26,58	10,83
LIMITE DE LIQUIDEZ (%)	32	58	NL	NL	32	33	26	21
ÍNDICE DE PLASTICIDADE (%)	14	22	NP	NP	8	13	9	5
LIMITE DE CONTRAÇÃO (%)	15,93	31,86	—	—	21,04	18,51	18,12	18,31
ÍNDICE DE GRUPO	9	16	0	0	7	5	3	0
CLASSIFICAÇÃO TRB	A-6	A-7-5	A-2-4	A-2-4	A-4	A-6	A-4	A-2-4
CLASSIFICAÇÃO SUCS	CL	MH	SM	SM	CL-ML	CL	SC	CL-ML

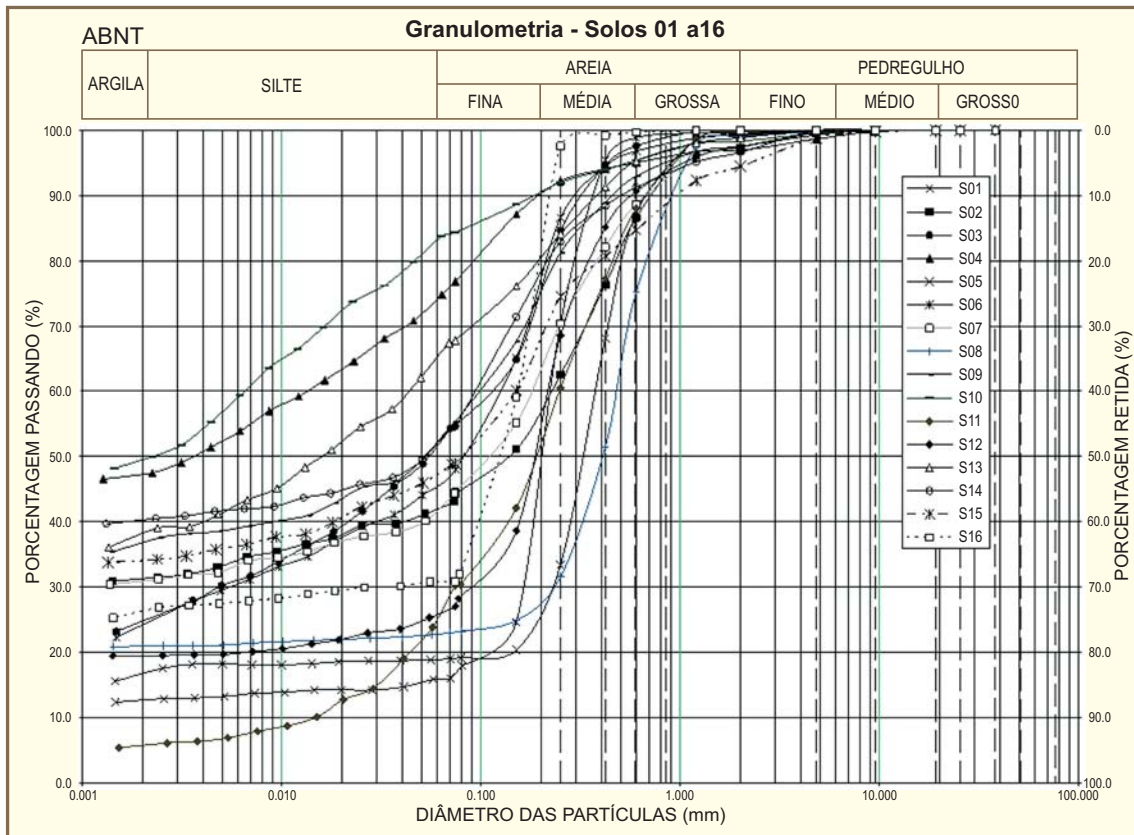


Figura 2 – Curvas das Granulometrias das Amostras

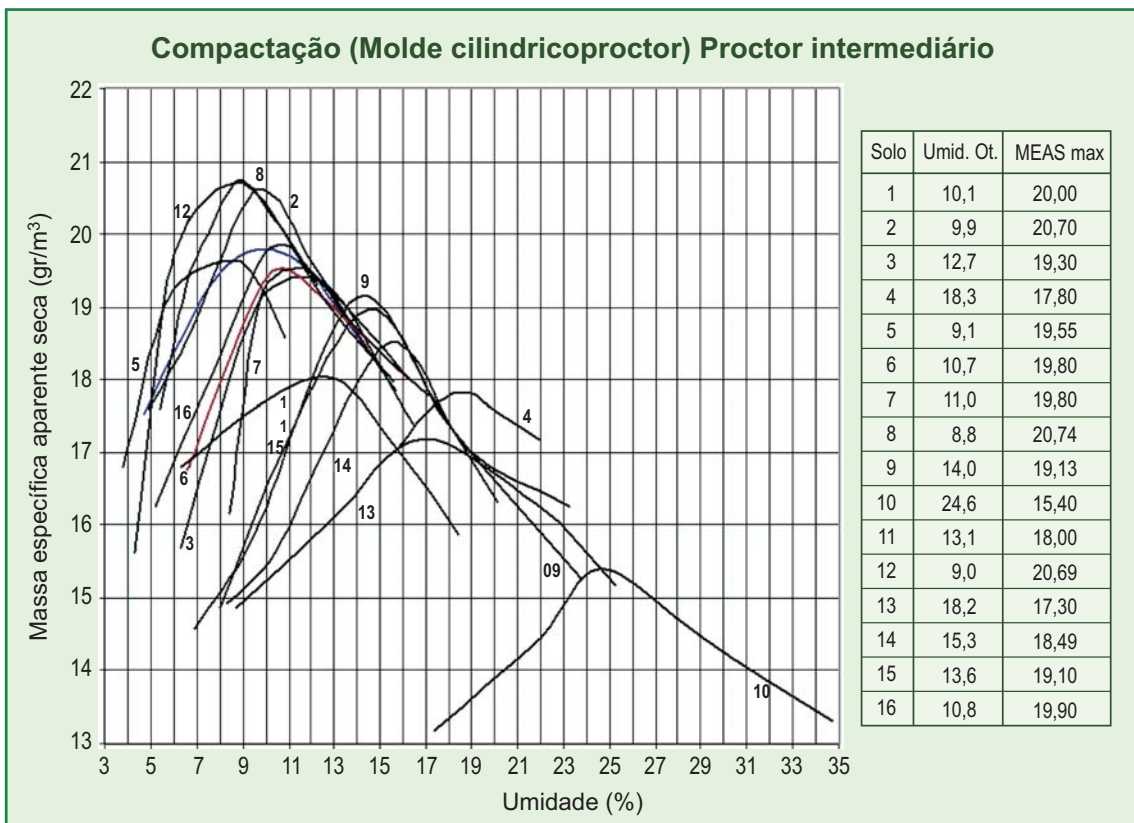


Figura 3 – Curvas de Compactação das Amostras de Solo deste estudo

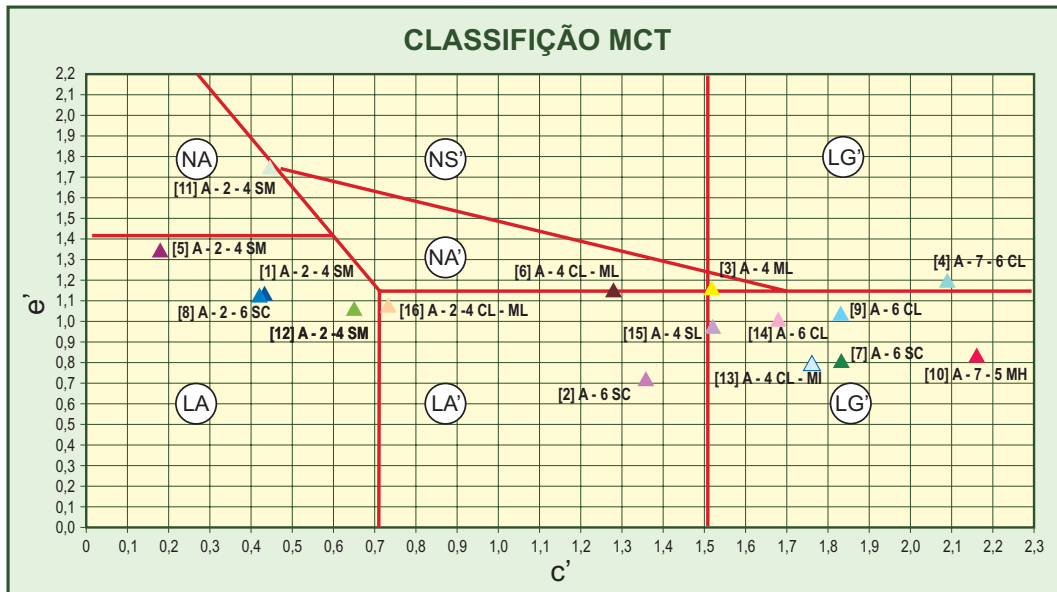


Figura 4 – Classificação MCT com indicação das classes dos sistemas TRB e SUCS

das as amostras de solo, compactadas nas condições de umidade ótima, sob energia correspondente a do Proctor Intermediário. Em todos os ensaios foram utilizados corpos-de-prova de 10cm de diâmetro e 20cm de altura, tendo em vista que tais dimensões mostraram-se compatíveis com as características de granulometria das amostras de solo.

Os procedimentos dos ensaios triaxiais realizados apresentam pequenas variações em relação ao estabelecido pelo Método de Ensaio DNER (1994, ME 131/94), destacando-se a utilização, para qualquer tipo de solo, dos mesmos pares de tensões especificados pela Norma para solos arenosos, além do emprego de frequência de carregamento de acordo com o padrão internacional atual, que é de 1 Hz. Utilizou-se equipamento dotado de sistema pneumático, com controle automático dos níveis e dos tempos de aplicação das tensões desvio e pressões confinantes.

Na Tabela 3, constam os parâmetros de modelagem dos resultados dos ensaios triaxiais, realizados nas condições de umidade ótima, ou próximo dela, segundo os modelos:

$$MR = K_1 \sigma_3^{K_2} \text{ e } MR = K_1 \sigma_d^{K_2} \quad (1)$$

O modelo dos solos granulares ( $MR = K_1 \sigma_3^{K_2}$ ) não apresentou boas correlações com os resultados de módulos de nenhuma das amostras, tendo em vista os baixos valores de  $R^2$  obtidos ( $R^2 < 0,58$ ). Esses valores podem ser

indicativos de que as características de textura dos solos não são compatíveis com o emprego do citado modelo.

Dos resultados da aplicação do modelo dos solos coesivos ( $MR = K_1 \sigma_d^{K_2}$ ), têm-se oito amostras que tiveram correlações, a maioria delas apenas satisfatória, com valores de  $R^2$  no intervalo de 0,59 a 0,93. Nas demais amostras, os valores dos coeficientes de correlação foram muito baixos.

Tendo em vista os resultados pouco satisfatórios da utilização dos modelos baseados em  $\sigma_d$  ou  $\sigma_3$  separadamente, decidiu-se pela utilização do modelo composto, idealizado por Macedo (1996), que leva em conta tanto a pressão confinante como a tensão desvio na forma de:  $MR = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$ .

O emprego do modelo composto deu-se através de planilha eletrônica automatizada, concebida por Ferreira (2002), que possibilita a eliminação de dados que eventualmente apresentem-se divergentes dos demais resultados, por conta de perda de acurácia nas leituras de deslocamentos ou do atrito no pistão, para cargas muito baixas. Estabeleceu-se como critério de tratamento dos dados a possibilidade de eliminação de até três valores dos 18 auferidos no ensaio – número mínimo de 15 dados – ou a obtenção de  $R^2 \geq 0,99$ .

Para fins de comparação dos resultados obtidos a partir dos três modelos, a Tabela 3 apresenta conjuntamente os parâmetros do modelo composto, determinados com uso da citada planilha de regressão, e os parâmetros dos mo-

Tabela 3 – Parâmetros dos modelos  $\sigma_d$ ,  $\sigma_3$  e modelo composto aplicados às amostras de solo deste estudo.

SOLO AM.(REG)	UMIDADE ÓTIMA	UMIDADE ENSAIO	MOD. S. COESIVOS MR = $k_1\sigma_d^k$			MOD. S. GRANULARES MR = $k_1\sigma_3^{k2}$			MODELO COMPOSTO			
			K1	K2	R <sup>2</sup>	K1	K2	R <sup>2</sup>	K1	K2	K3	R <sup>2</sup>
1	10,1	9,6	325,7	0,059	0,0535	513,4	0,2058	0,4303	448	0,4326	-0,3251	0,9867
2	9,6	9,4	265,0	-0,16	0,4277	322,5	-0,058	0,0369	369	0,3112	-0,416	0,9945
3	13,9	13,8	239,6	-0,279	0,6402	260,9	-0,191	0,1976	302	0,2771	-0,5409	0,9933
4	18,1	18,3	55,6	-0,712	0,8573	45,6	-0,641	0,4983	44	0,1199	-0,9933	0,9878
5	9,1	8,8	360,6	0,0632	0,0729	553,8	0,2000	0,4819	498	0,4063	-0,2895	0,9899
6	9,9	10,2	178,7	-0,125	0,1533	250,9	0,0200	0,0026	262	0,3812	-0,4142	0,9710
7	11,4	11,3	223,9	-0,286	0,7219	252,7	-0,184	0,1972	338	0,3077	-0,4943	0,9935
8	9,6	9,5	301,0	-0,018	0,0052	472,9	0,1439	0,2248	579	0,4818	-0,3379	0,9906
9	13,2	13,5	120,3	-0,447	0,8976	113,5	-0,374	0,4146	162	0,2189	-0,5919	0,9937
10	23,1	22,8	131,6	-0,443	0,8507	122,1	-0,377	0,4052	154	0,2132	-0,6549	0,9936
11	13,8	13,5	358,3	0,0482	0,0217	602,4	0,2198	0,2980	714	0,4837	-0,2328	0,9719
12	8,6	8,5	367,5	0,0897	0,1181	603,3	0,2443	0,5782	550	0,4554	-0,2907	0,9891
13	18,1	18,1	178,5	-0,331	0,5949	178,5	-0,262	0,2457	228	0,1894	-0,4981	0,9928
14	14,5	14,3	142,9	-0,335	0,7720	149,7	-0,248	0,2808	182	0,2705	-0,5802	0,9968
15	12,7	12,7	111,5	-0,566	0,9287	98,5	-0,491	0,4611	153	0,231	-0,7198	0,9941
16	11,3	11,4	256,5	-0,0170	0,0038	412,9	0,1531	0,2056	394	0,5056	-0,4454	0,9899

delos  $\sigma_d$  e  $\sigma_3$ , fornecidos automaticamente pelo sistema do equipamento de ensaio utilizado nesta pesquisa.

Os valores do coeficiente R<sup>2</sup> decorrentes da aplicação do modelo composto sobre os resultados dos solos desta pesquisa – sempre superiores a 0,97 – comprovam a supremacia deste modelo sobre os demais testados, tal como relatado em diversas pesquisas, tais como Ferreira (2002), Ferreira e Motta (2002), Marangon (2004) e Thuler (2005). Alie-se a isso a comodidade do modelo composto de não exigir uma definição prévia do comportamento resiliente dos solos em função de sua granulometria, pois que considera conjuntamente as pressões confinantes e as tensões desvio. As curvas de módulos de resiliência resultantes da

aplicação do modelo  $\sigma_d$  são apresentadas na Figura 5, em comparação com as curvas características dos solos finos propostas por Preussler e Pinto (1982) e apontadas no Manual de Pavimentação do DNER (1996). Da mesma forma, em termos de comportamento granular, as curvas do modelo  $\sigma_3$  são sobrepostas às faixas A, B e C do DNER (1996), na Figura 6.

Apesar das restrições, quanto ao emprego do módulo de resiliência como propriedade índice para o estabelecimento de “tipos” de solos, como proposto pelo DNER (1996), vale registrar que, segundo este critério, todas as amostras deste estudo têm bom comportamento, tendo em vista que apresentam módulos de resiliência sempre supe-

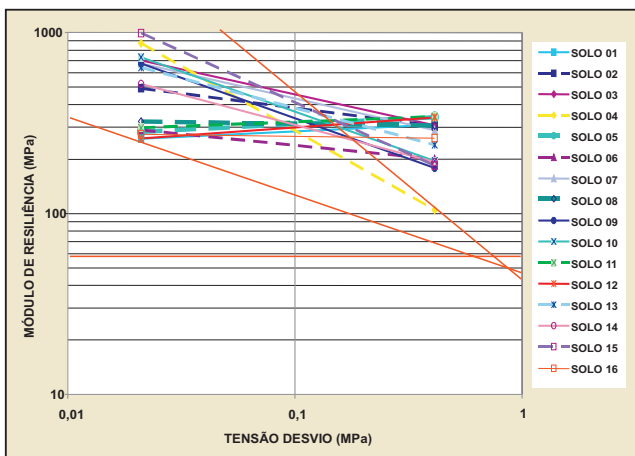


Figura 5 – Curvas de MR dos solos deste estudo, obtidas por aplicação do modelo dos solos coesivos –  $\sigma_d$  – em comparação com os solos tipo I, II e III do DNER (1996).

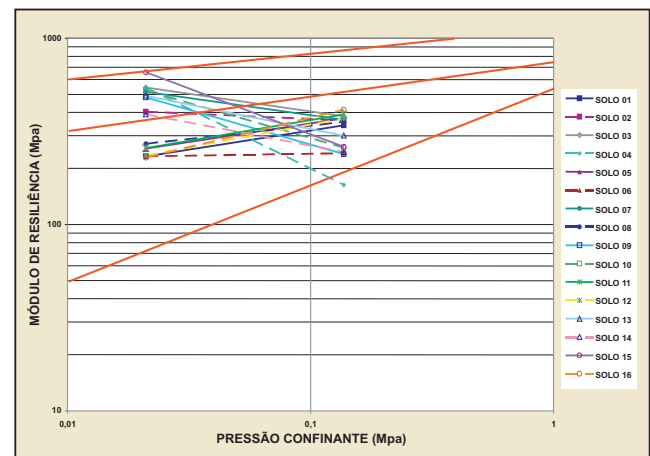


Figura 6 – Curvas de MR dos solos deste estudo, obtidas por aplicação do modelo dos solos granulares –  $\sigma_3$  – sobrepostas às faixas A, B e C do DNER (1996).

riores aos módulos característicos dos solos tipo II do DNER, chegando a superar os valores esperados para os solos tipo I, para as condições de tensão desvio mais elevadas, como pode ser visto na Figura 5.

Além disso, as declividades dessas curvas (denotadas pelos valores de  $K_2$  do modelo) são muito menores que as do tipo I, o que expressa não linearidades menores e bom comportamento quanto à deformabilidade elástica.

Tratando-se de comportamento granular (Figura 6), as amostras enquadram-se na classe B, porém de comportamento adequado, visto que apresentam parâmetros  $K_2$  menores que 0,5 e até negativos, porquanto representam solos mais argilosos que os materiais que deram origem à classificação resiliente em questão.

Com vistas à melhor avaliação dos parâmetros do comportamento de cada um dos solos estudados, inclusive para fins de comparação de seus resultados com os de outras pesquisas, estabeleceu-se duas premissas básicas:

- Tomou-se o módulo de resiliência resultante da aplicação

do último par de tensões do ensaio triaxial dinâmico, o mais severo do ensaio:  $\sigma_d = 0,412$  MPa e  $\sigma_3 = 0,137$  MPa. Esse nível de tensões foi considerado como equivalente àquele que os materiais estão submetidos no topo da camada logo abaixo de um revestimento esbelto – topo da base – nos pavimentos de baixo volume de tráfego. Esse valor foi usado para representar a ordem de grandeza do módulo do material e para comparação com outros materiais.

- De forma similar, para identificação da ordem de grandeza do módulo, em relação aos níveis de tensões verticais admissíveis no topo do subleito, foi considerado o par de tensões  $\sigma_d = 0,206$  MPa e  $\sigma_3 = 0,069$  MPa como representativo, em termos médios, desses níveis de tensões. Esse par de tensões corresponde à quarta pressão de confinamento da série aplicada no ensaio, combinada com a maior tensão das três aplicadas.

Os valores dos módulos de resiliência, obtidos nos citados termos, estão apresentados na Tabela 4, donde se

verifica que apenas a amostra nº 04 – classificada como NG' na Metodologia MCT – e tem baixos valores de módulos, nos níveis de tensões da base e sub-base (84 MPa e 139MPa), ficando as demais entre 151MPa e 438 MPa, com valor médio de 290 MPa. Ressalte-se, entretanto, que entre as amostras consideradas de bom desempenho resiliente encontram-se três classificadas como de comportamento não laterítico – amostras nºs 03, 06 e 11 todas NA' (A-4, A-4 e A-2-4, respectivamente, no Sistema TRB).

A ordem de grandeza desses resultados é compatível com a de outras pesquisas com solos finos, de característi-

**Tabela 4 – Módulos de Resiliência para os níveis de tensões no topo da base e subleito**

MÓDULOS DE RESILIÊNCIA NO TOPO DA BASE E DO SUBLEITO					
AMOSTRA	MÓDULO DE RESILIÊNCIA		AMOSTRA	MÓDULO DE RESILIÊNCIA	
	(Mpa)			(Mpa)	
Nº	NÍVEL DE TENSÕES		Nº (REG)	NÍVEL DE TENSÕES	
	NA BASE	NO SUBLEITO		NA BASE	NO SUBLEITO
1	365	260	9	163	210
2	319	285	10	151	266
3	281	317	11	438	286
4	84	139	12	383	277
5	390	289	13	297	286
6	255	187	14	168	209
7	295	299	15	191	231
8	347	254	16	304	221

cas pedológicas semelhantes, a exemplo da obtida por Marangon (2004) para nove amostras da Zona da Mata e Metalúrgica de Minas Gerais, que situaram-se entre 104 MPa e 446 MPa, com valor médio de 270 MPa. Os resultados de Castro (2002), para 17 amostras de solos da Região Metropolitana de Belo Horizonte, ficaram entre 83 MPa e 414 Mpa, com valor médio de 173 MPa. Já os resultados de Thuler (2005), para solos do Rio de Janeiro, apresentaram valor mínimo de 113 MPa, máximo de 344 Mpa e média de 183 MPa.

Visando obter informações adicionais para melhor caracterizar os solos deste estudo, foram realizadas análises químicas e mineralógicas em todas as amostras coletadas. Os ensaios químicos constaram de determinações de pH, de perda ao fogo ( $\Delta P$ ), de percentagens de sílica ( $\text{SiO}_2$ ), de ferro ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ), de alumina ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ) e da fração residual. A Tabela 5 fornece os resultados das análises físico-químicas e os índices de intemperismo, Ki e Kr, calculados a partir deles. A Figura 7 apresenta esses resultados em forma de gráfico de linhas de valores

**Tabela 5 – Resultado das análises físico-químicas das amostras de solo deste estudo**

ANÁLISE FÍSICO-QUÍMICA DOS SOLOS										
Solo Nº (Ref)	pH		Δ P %	ATAQUE SULFÚRICO						
	H <sub>2</sub> O	KCL 1M		SiO <sub>2</sub> %	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> %	K <sub>2</sub> O %	Resíduo %	Ki	Kr
1	5,51	4,34	2,55	8,4	7,0	1,4	0,087	78,7	2,04	1,81
2	4,34	3,88	2,69	9,9	7,1	5,6	0,27	69,3	2,37	1,58
3	4,50	3,90	6,70	22,5	16,3	2,9	0,22	44,9	2,35	2,11
4	4,25	3,70	7,17	22,6	16,8	11,8	0,78	34,2	2,29	1,58
5	4,98	4,24	0,75	4,8	3,6	2,4	0,2	84,6	2,27	1,59
6	4,75	4,02	2,79	9,8	7,7	6,2	0,43	70,7	2,16	1,43
7	4,70	4,00	3,95	11,5	8,8	5,1	0,14	66,4	2,22	1,62
8	4,86	4,26	2,16	7,2	6,1	6,0	0,12	78,0	2,01	1,23
9	4,92	4,06	4,98	14,4	11,0	3,6	0,2	60,7	2,23	1,84
10	4,80	4,15	9,19	24,5	20,7	13,7	0,19	24,6	2,01	1,41
11	4,97	4,85	4,95	11,1	10,8	2,6	0,033	67,7	1,75	1,51
12	4,94	4,36	2,25	6,3	5,8	3,5	0,091	80,1	1,85	1,33
13	4,78	4,11	7,46	19,9	17,0	10,8	0,26	39,1	1,99	1,42
14	4,87	4,20	3,74	13,7	12,4	6,9	0,18	57,5	1,88	1,39
15	4,68	4,12	3,92	12,7	9,8	6,1	0,14	62,9	2,20	1,58
16	4,50	3,87	2,08	9,0	6,3	4,2	0,15	75,0	2,43	1,70

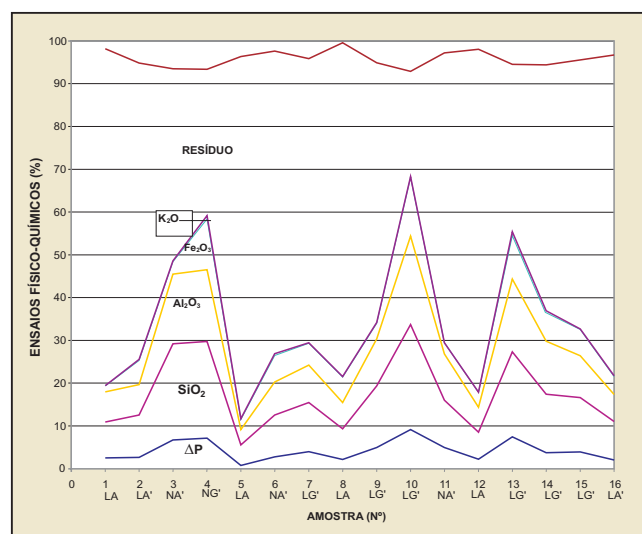


Figura 7 – Resultados dos ensaios físico-químicos dos solos deste estudo

acumulados, indicando-se, para fins de análise comparativa, o grupo da classificação MCT, obtido para cada amostra de solo.

Os valores obtidos de Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> são considerados baixos; resultados acima de 10% somente nas amostras n<sup>as</sup> 4 (11,8%); 10 (13,7%) e 13 (10,8%), enquadradas como NG' e LG'. Quanto aos teores de Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, os resultados mais elevados estão nas amostras n<sup>as</sup> 3 (16,3%); 4 (16,8%); 10 (20,7%) e 13 (17,0%). Conjuntamente, as amostras n<sup>as</sup> 4, 10 e 14 apresentaram os maiores teores de Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>

entre as amostras ensaiadas. Contudo, esses resultados não lhes conferem baixos valores dos parâmetros Ki e Kr, por conta do teor de SiO<sub>2</sub>, relativamente elevados.

Os resultados de resíduo final foram elevados, em especial nos solos arenosos, possivelmente devido à presença significativa de minerais de quartzo. Apenas nas amostras n<sup>as</sup> 3, 4, 10 e 13, esse parâmetro foi inferior a 50%, e delas, somente a amostra n<sup>a</sup> 3 foi classificada entre os solos arenosos da classificação MCT (NA'). De modo geral os solos argilosos apresentaram os teores mais elevados de SiO<sub>2</sub>, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> associados aos mais baixos valores de resíduos.

A característica dos Podzólicos do Estado de Sergipe de possuírem baixos teores de Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e, em contrapartida, Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> mais elevados – como relatado em EMBRAPA (1999) – foi verificada nos resultados dos ensaios físico-químicos das amostras deste estudo.

Tratando-se ainda dos Podzólicos Amarelos e Vermelho-Amarelos, de características semelhantes aos desta pesquisa, tem-se os resultados de Chaves (2000) para solos de Fortaleza – Ceará, cujos teores de Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub> foram da ordem de 2,03% a 6,79%, e os de Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> situaram-se entre 12,05% e 21,02%, valores que podem ser considerados de mesma ordem de grandeza dos obtidos neste estudo.

Os valores obtidos de Ki e Kr são apresentados na Figura 8, em forma de gráfico de linhas independentes, também para fins comparativos. Os resultados dos índices de intemperismo mostram valores de Ki menores que 2,2 – considerado limite superior para os latossolos de constituição relativamente menos intemperizada – para nove das amostras ensaiadas – n<sup>as</sup> 1; 6; 8; 10; 11; 12; 13; 14 e 15.

Tomando-se o valor de referência 2,0 para Ki, como equivalente à composição da caulinita, tem-se que apenas as amostras n<sup>as</sup> 11, 12, 13 e 14 mantiveram-se abaixo deste patamar. Os resultados de Kr foram inferiores a 2,0, exceto o da amostra n<sup>a</sup> 3 que ficou em 2,11. A análise de difração de Raios X permite identificar os minerais

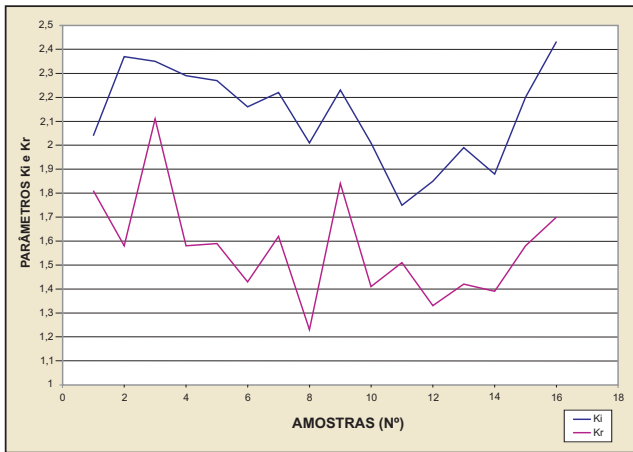


Figura 8 – Resultados dos Parâmetros Ki e Kr de todas as amostras de solo deste estudo

**Tabela 6 – Resultados dos ensaios de difração de Raios X**

MINERALOGIA			
Amostra Nº (Reg)	Argilominerais		Geotitha
	Caulinita	Ilita	
01 (714)	+++	traços	traços
02 (704)	+++	++	traços
03 (706)	+++	traços	-
04 (703)	+++	++	traços
05 (712)	+++	++	traços
06 (715)	+++	++	++
07 (707)	+++	traços	traços
08 (710)	+++	traços	traços
09 (708)	+++	traços	traços
10 (716)	+++	-	traços
11 (702)	+++	-	traços
12 (709)	+++	traços	traços
13 (717)	+++	traços	traços
14 (713)	+++	-	traços
15 (711)	+++	-	traços
16 (705)	+++	traços	++

+++ presença dominante ++ presença secundária  
traços presença ínfima - ausente

argílicos e determinar a composição mineralógica dos solos, baseado no princípio de que dois minerais distintos não possuem exatamente as mesmas distâncias interatômicas nas três dimensões. A caracterização das diferentes espécies de minerais pode ser obtida a partir de diferentes ângulos de difração. Foram realizados ensaios de difratometria de Raios X, para identificação dos argilominerais predominantes nas amostras de solo deste estudo. Os resultados podem ser vistos na Tabela 6.

Os ensaios de difratometria de Raios X identificaram a presença da matriz argilosa caulinitica, o que confirma

as citações encontradas na bibliografia acerca dos solos finos da Formação Barreiras do Estado de Sergipe, de igual forma, tem-se a presença freqüente da goetita, identificada nas amostras ensaiadas, relacionada às cores amareladas predominantes nos solos da região.

Deve-se ressaltar que as semelhanças de características pedológicas e até de textura, dos solos desta pesquisa, tendem a agrupar os resultados dos parâmetros avaliados, o que não ajuda no estabelecimento de eventuais correlações entre eles.

As informações da classificação MCT e as características resilientes relativas aos solos deste estudo os credenciam para utilização como camada de base de pavimentos de baixo volume de tráfego.

Considerando-se, entretanto, que a comprovação da qualidade do material para uso em pavimento deve afinal estar vinculada às condições impostas pelo dimensionamento da estrutura, decidiu-se pela proposição de pavimentos típicos com base em parâmetros e condições específicas da região deste estudo e posterior dimensionamento dessas estruturas segundo os princípios mecanístico-empírico, admitindo-se como camada de base alguns dos solos estudados, a título de ilustração do possível emprego desses solos.

Dessa forma foram selecionados três dos solos estudados (amostras nºs 2, 7 e 12), de distintas classificações segundo a Metodologia MCT (LA, LA' e LG', respectivamente) e diferentes comportamentos resilientes (diferentes módulos de resiliência determinados em corpos-de-prova nas condições de umidade ótima).

As estruturas dos pavimentos seriam constituídas de camada de base (solos selecionados) e revestimento asfáltico esbelto (TAP ou TSD) assentes sobre dois tipos hipotéticos de subleito, de características distintas. Os procedimentos e as variáveis admitidas no dimensionamento estão relacionados a seguir:

- Tráfego equivalente a  $N = 5 \times 10^5$  que deve corresponder ao nível mais elevado de tráfego das rodovias objeto do presente estudo, admitindo revestimentos esbeltos do tipo tratamento superficial, como propõe o Manual de Pavimentação do DNER (1996).
- Subleito formado por solos de qualidade pouco inferior a dos materiais estudados, para os quais se admitiu  $MR = 150$  MPa, além de uma segunda opção de subleito, de qualidade inferior, com  $MR = 50$  MPa.

- Revestimento constituído de tratamento superficial duplo com espessura de 2,5cm e MR = 500MPa, aplicável aos casos de subleitos de pior qualidade e uma outra opção de revestimento, em tratamento antipó, cuja contribuição estrutural foi considerada desprezível, para os subleitos mais resistentes.
- Tratando-se de pavimentos com apenas uma camada granular, além do revestimento esbelto, adotou-se espessura mínima de 20cm para esta camada (base).
- Valores máximos admissíveis para as tensões incidentes no topo do subleito estimadas segundo expressão desenvolvida por Heukelom e Klomp (1962):

$$\sigma_{v(adm)} = cxE/(1+0,7x\log_{10}N), \quad (5.01)$$

sendo:

c – constante admitida igual a 0,006

E – módulo de deformação do subleito

N – número de repetições de carga do eixo padrão.

- Valores limites das deflexões elásticas do pavimento estabelecidas conforme procedimento DNER – PRO 011/79 (DNER, 1979) – 210 (0,01mm).
- Tensões horizontais de tração no revestimento do pavimento não consideradas como critério para o dimensionamento por tratar-se de revestimentos esbeltos praticamente sem efeito estrutural.

As tensões e deformações nas camadas do pavimento foram calculadas através do Programa FEPAVE, versão desenvolvida por Franco (2004), sem consideração do efeito da superposição da roda dupla que pode ser desprezado nos pavimentos de revestimento esbelto. O citado Programa utiliza o método dos elementos finitos na determinação das tensões e deformações. Sendo as tensões calculadas nos centros dos elementos, a obtenção de seu valor no topo do subleito faz-se por interpolação entre os resultados determinados para os elementos mais próximos.

Tratando-se de pavimentos de revestimento esbelto, o principal critério de dimensionamento é a tensão vertical no topo do subleito no

sentido de se evitar a formação de trilha de roda por deformação plástica excessiva ou até a ruptura do material do subleito. A Tabela 7 apresenta as espessuras de bases obtidas segundo os citados critérios e procedimentos e as correspondentes tensões verticais no topo do subleito e deflexões do pavimento.

As deflexões elásticas encontram-se muito abaixo do limite estabelecido pelo procedimento DNER (1979, PRO 011/79) para revestimento em tratamentos superficiais – 210 (0,01mm) –, comprovando que este parâmetro não se constitui no principal critério de dimensionamento.

Todos os pavimentos dimensionados sobre subleito de MR = 150MPa tiveram resultados de tensão vertical no topo do subleito bem abaixo do limite de 0,180MPa, dado por Heukelom e Klomp (1962), considerando-se a espessura mínima adotada de 20cm, para a camada de base. Segundo esse critério, as espessuras dessas camadas poderiam ser de até 13cm a 17cm, para os revestimentos em tratamento superficial, e de 16cm a 18cm, para os revestimentos em tratamento antipó.

Os pavimentos dimensionados sobre subleitos de MR = 50MPa tiveram espessuras de base variando de acordo com o solo considerado. Nestes casos a tensão vertical limite no topo do subleito, dada por Heukelom e Klomp (1962), foi de 0,060MPa.

É importante ressaltar a necessidade de se caracterizar também os subleitos através de seus módulos de resiliência, os quais foram, nos casos presentes hipoteticamente estimados, apenas para fins ilustrativos.

**Tabela 7 – Espessuras de bases de pavimentos dimensionados por processo mecanístico-empírico, empregando solos deste estudo (amostras nºs 2, 7 e 12)**

		N	5 x 10 <sup>5</sup>				Parâmetros do modelo composto	
			Revestimento		TAP (h=1,0cm)			
Subleito	MR (MPa)	σ <sub>vadm</sub> (MPa)	50	150	50	150		
			B A S E	Solo 02	Espe <span>ssura</span> (cm)	27	20	25
σ <sub>v</sub> (MPa)	0,054	0,122			0,054	0,107	K <sub>2</sub>	0,3112
Deflexão (0,01mm)	58	33			59	32	K <sub>3</sub>	-0,4160
Solo 07	Espe <span>ssura</span> (cm)	30		20	27	20	K <sub>1</sub>	338
	σ <sub>v</sub> (MPa)	0,056		0,145	0,057	0,122	K <sub>2</sub>	0,3077
	Deflexão (0,01mm)	68		38	70	38	K <sub>3</sub>	-0,4943
Solo 12	Espe <span>ssura</span> (cm)	30		20	27	20	K <sub>1</sub>	550
	σ <sub>v</sub> (MPa)	0,055		0,143	0,056	0,121	K <sub>2</sub>	0,4554
	Deflexão (0,01mm)	67		38	69	38	K <sub>3</sub>	-0,2907

#### 4. Considerações Finais

A Formação Superficial Barreiras e os Podzólicos se estendem além da faixa litorânea, para o interior do Estado de Sergipe, onde os Latossolos passam a ocorrer com mais frequência. Na porção norte da área de estudo, os solos finos têm em geral constituição mais arenosa, passando gradativamente a argilosa, quando se trata da parte sul do estado.

A Metodologia de classificação MCT identificou solos de comportamento laterítico em 75% das amostras estudadas (12 amostras), sendo que 25% delas ficaram posicionadas nas proximidades dos limites de mudança de comportamento, de laterítico para não laterítico (três amostras). Levando-se em conta o caráter generalizado da amostragem, tem-se como considerável a frequência dos solos de comportamento laterítico, na região estuda-

da. Além disso, as informações pedológicas disponíveis preconizam ocorrências frequentes de solos dos grupos dos Podzólicos e Latossolos, da Formação Barreiras, em outras regiões do estado.

Os resultados da classificação MCT são equivalentes aos obtidos por Chaves (2000), para solos da região metropolitana de Fortaleza, de classificação pedológica semelhante a dos solos deste estudo.

Com base nos resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos, pode-se considerar a possibilidade de utilização dos solos estudados em camadas dos pavimentos de baixo volume de tráfego, tendo em vista os valores de módulos de resiliência alcançados, mesmo para as amostras classificadas como de comportamento não laterítico na Metodologia MCT. Cabe ressalva somente em relação aos resultados da amostra de solo nº 4, enquadrada como NG', cujos valores de módulos não foram coerentes com os níveis de

##### Preparação das amostras para compactação MCT



7 solos - 7 porções - 500g



Porções em diferentes umidades p/câmara úmida

##### Amostras dos solos estudados



##### Molde cilíndrico do ensaio MCT



Ensaio de compactação MCT



##### Ensaio de perda de massa por imersão em água - MCT



##### C-P e equipamento do ensaio triaxial dinâmico



##### Corpos-de-prova do ensaio triaxial



tensão considerados para o topo da camada de base dos citados pavimentos.

Os valores de módulos de resiliência alcançados pelos solos estudados, nos níveis correspondentes ao do topo da camada de base e do subleito, são compatíveis com os verificados em resultados de outras pesquisas empregando solos finos, tais como Castro (2002), Marangon (2004) e Thuller (2005).

Os resultados das análises físico-químicos comprovaram a característica dos solos podzólicos do Estado de Sergipe de possuírem baixos teores de  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  e, em contrapartida, teores de  $\text{Al}_2\text{O}_3$  mais elevados, com base nos levantamentos da EMBRAPA (1999). Os ensaios de

difratometria de Raios X identificaram a presença da matriz argilosa caulinitica o que confirma as citações encontradas na bibliografia, acerca dos solos finos da Formação Barreiras do Estado de Sergipe.

O método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos mostrou-se uma ferramenta eficaz na avaliação do aproveitamento dos solos deste estudo como camada de base de pavimentos de baixo volume de tráfego. Amostras de solos deste estudo, de diferentes níveis de Módulos de Resiliência, dimensionadas como camada de base do pavimento, tiveram espessuras de mesma ordem de grandeza das utilizadas nos solos granulares tradicionais em Sergipe.

## 5. Referências bibliográficas

- CASTRO, B. A. C., 2002. "Caracterização Geotécnica de Solos da Região Central de Minas Gerais para Aplicação em Pavimentação", Dissertação de Mestrado, PEC, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ.
- CHAVES, F.J., 2000. "Caracterização Geotécnica de Solos da Formação Barreiras da Região Metropolitana de Fortaleza para Aplicação em Obras Rodoviárias", Dissertação de Mestrado, PEC, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ.
- CODISE e CPRM (1998). Geologia e Recursos Minerais do Estado de Sergipe – Mapa Geológico do Estado de Sergipe. Companhia de Desenvolvimento Industrial e de Recursos Minerais de Sergipe, Serviço Geológico do Brasil, Secretaria de Indústria e Comércio e Turismo, Aracaju/SE.
- COSTA, J. H. (2006). "Caracterização Geotécnica dos Solos Finos da Faixa Litorânea e Tabuleiros Costeiros do Estado de Sergipe, Visando Aplicação em Pavimentos de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego". Dissertação de Mestrado UFPE, Recife/PE.
- DNER, 1994, ME 228/94. "Solos – compactação em equipamento miniatura", IPR/DNER/MT, Rio de Janeiro/RJ.
- DNER, 1996. "Manual de Pavimentação". 2ª ed., IPR/DNER/MT, Rio de Janeiro/RJ.
- EMBRAPA, T.B. (1999). "Levantamento de Reconhecimento de Média Intensidade dos Solos da Região dos Tabuleiros Costeiros e da Baixada Litorânea do Estado de Sergipe", Empresa Brasileira de Agropecuária – EMBRAPA, Rio de Janeiro/RJ.
- FERREIRA, J. G. H. M., 2002. "Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaio Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ", Dissertação de Mestrado, PEC, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ.
- FERREIRA, J. G. H. M., MOTTA, L. M. G., 2002. "Análise Comparativa de Modelos de Resiliência de Solos e Materiais não Tratados Quimicamente", XVI ANPET, v. I, Natal/RN.
- FRANCO, F. A. C. P., 2004. "Nova Versão Macro de Excel, Desenvolvida para o Programa FEPAVE V", Laboratório de Geotecnia, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ.
- HEUKELOM, W. e KLOMP, A. J. G., 1962. "Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements During and After Construction", Proceedings, 1. Inter. Conf. Struct. Design of Asphalt Pavement, Ann Arbor, Univ. Michigan/U.S.A.
- MACEDO, J. A. G., 1996. "Interpretação de Ensaio Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis – A Experiência com FWD no Brasil", Tese de Doutorado, PEC, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ.
- MARANGON, M., 2004. "Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilização Solos Lateríticos Locais a Partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência", Tese de Doutorado, PEC, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ.
- NOGAMI, J. S. e VILLIBOR D. F., 1981. "Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias", In: Anais do Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ, CNPq, ABMS, Rio de Janeiro/RJ.
- NOGAMI, J. S. e VILLIBOR D. F., 1995. "Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos", Editora Villibor, São Paulo/SP.
- PREUSSLER, E. S. e PINTO, S., 1982. "Proposição de Método para Projeto de Reforço de Pavimentos Flexíveis Considerando a Resiliência", In: Anais da 17ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Rio de Janeiro/RJ.
- THULLER, R. B., 2005. "Estudo de Solos do Estado do Rio de Janeiro para Aplicação em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego", Dissertação de Mestrado, PEC, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro/RJ.

# A evolução da tecnologia dos pavimentos no Brasil

## A contribuição inicial da ABPv

Atahualpa Schmitz da Silva Prego



FOTO: GEORGINA LIBRÁRIO AZEVEDO

No topo do intercâmbio de idéias e experiências sobre ligantes betuminosos e seus usos, em andamento no final da década de 1940, assunto de debate constante no Laboratório Central do DNER, no Rio de Janeiro, estava o seu diretor, o Eng<sup>o</sup> Galileo Antenor de Araújo. Sua presença garantia aos integrantes do Laboratório os recursos para compra dos materiais necessários, o pagamento da folha dos funcionários, a manutenção e o transporte, e tudo o mais necessário a cada um, para que exercesse plenamente suas funções.

Nesse clima propício, livres das preocupações e dos entraves da burocracia estatal, os técnicos, químicos e engenheiros deram vazão aos seus conhecimentos e os foram aprimorando na interação dos estudos e trabalhos programados.

O Dr. Galileo, como é conhecido no meio rodoviário de todo o Brasil, descreveu a atmosfera da época. Integram o químico José Leite Lopes, chefe da Seção de Quí-



Da esquerda para direita os Sócios da APPv: Paulo Alvim Monteiro de Castro – nº 5, Saul Birman – nº 3, Mario Kabalem Restom – nº 2, Jacques de Medina – nº 4, Aldenor Ribeiro Campos – nº 7, Manoel Ribeiro Alves Filho – nº 8, Francisco Bolívar Lobo Carneiro – nº 6

mica e Betumes, secundado por três figuras fundamentais no andamento dos eventos: os químicos Francisco Pontes Corrêa Filho e Raimundo Isalo Vieira e o Eng<sup>o</sup> Jacques de Medina, que formavam o trio incansável na busca da verdadeira tecnologia adaptada às condições brasileiras. Gravitando em torno de todos, o estudante de engenharia Mario Kabalem Restom, expert nos ensaios e agarrado

aos livros e revistas técnicas sobre revestimentos asfálticos, material de estudo que nunca abandonava, mesmo em detrimento do seu curso de engenharia.

Kabalem atendia aos chamamentos do DNER, para viagens de inspeção nas frentes de construção de revestimentos asfálticos, mesmo que perdesse uma prova de cadeira decisiva para sua aprovação. Seu curso se fez em oito anos, cheio de imprevistos, por conta de sua dedicação ao trabalho como funcionário do Laboratório.

Nos primeiros anos da década de 1950, nas constantes idas ao campo, a equipe técnica do DNER mantinha contatos com o Eng<sup>o</sup> Aldenor Ribeiro Campos, adjunto da diretoria executiva da empresa, a L. Quattroni, que executava serviços de pavimentação para o DNER. Na ocasião em que pavimentavam a Rodovia Rio–Bahia, antiga BR-4, no subtrecho Areal–Porto Novo do Cunha, ocorreram diversos experimentos na execução das camadas de revestimento. Experimentos reunindo, de parte do Eng<sup>o</sup> Aldenor, os da execução, juntamente com a equipe de estudos do Laboratório Central. O Eng<sup>o</sup> Aldenor possuía, segundo o Dr. Galileo e o Eng<sup>o</sup> Rozendo de Souza, uma valiosa coleção de livros americanos e ingleses sobre pavimentação.

No campo se tornavam freqüentes os encontros entre Pontes Corrêa, Isalo, Aldenor e Kabalem, que percorriam as extensões em execução, inspecionavam o canteiro da usina de CBUQ, coletando amostras, acompanhando a compactação e verificando o comportamento, sob tráfego, dos pavimentos que haviam urdido.

Lembra o Eng<sup>o</sup> Kabalem que a animada conversa de beira de estrada e borda de pavimento, às vezes sentados nos monturos das banquetas dos acostamentos, prolongava-se pela noite após o jantar, na localidade de Area1 (RJ), no Hotel Marinho. Incorporavam-se também na troca de idéias, segundo ele, os engenheiros Silvio Browne, da L. Quattroni, e Manoel Ribeiro Alves Fi-

lho, fiscal de trecho do DNER, ambos haviam feito estágio no Laboratório Central.

Acordaram que para novos avanços, aceleração das conclusões, obtenção de revestimentos baratos e resistentes ao tráfego estava faltando uma comunicação eficaz com outros centros de estudos e pesquisas, com outras pessoas, que congregadas somassem seus conheci-



mentos e experiências, visando a produções maiores de superfícies asfálticas em menores tempos e custos. Os resultados finais dependeriam do aprofundamento dos estudos técnico-científicos. Constatada que foi a falta de um instrumento aglutinador e multiplicador de conhecimentos de pavimentação, as idéias associativas começavam a pesar no delineamento das diretrizes mestras de uma futura organização.

Nessa altura dos acontecimentos, surgia a figura do engenheiro-químico Francisco Pontes Corrêa Filho, entusiasta incansável da ABPv, que por diversas circunstâncias só foi criada cinco anos após seu falecimento.

Para termos uma idéia objetiva do pensamento do falecido Pontes Corrêa quanto ao funcionamento de uma Associação, levando em conta a postura filosófica ideal para os associados, recorreremos à leitura da finalização do Relatório do Eng. Aldenor Campos a respeito do “Controle de Qualidade” – assunto da III Comissão Técnica da 1<sup>a</sup> RAPv em julho de 1960. Na justificativa final, explicando as considerações feitas de maneira aberta e franca,

lembrou como seu amigo, Pontes Corrêa, seis anos antes, falava com entusiasmo “sobre a Associação Brasileira de Pavimentação que ele pretendia fundar”. “Sempre dizia que deveríamos fazer das reuniões da Associação uma escola que nos ensinasse os hábitos da franqueza sem hostilidade, da crítica sem motivações patológicas, da capacidade de aceitar restrições sem mágoa. Dizia



que precisávamos falar simplesmente, com naturalidade, o que precisa ser falado.”

No final de 1954, após o prematuro falecimento do Eng. Pontes Corrêa, deu-se um fato que o Eng. Saul Birman relata. Ele, Saul e mais dois colegas do 2º ano de Engenharia da Universidade Federal no Rio de Janeiro, os estudantes Jeconias e Wagner (mais tarde presidente da BRASPETRO), formando um “escritório”, se reuniam para estudar na “república” de estudantes de Engenharia, situada na rua Visconde de Maranguape, nº 46, no bairro da Lapa, no centro da cidade do Rio de Janeiro.

Na “república” morava o estudante de Engenharia Mario Kabalem, funcionário do Laboratório Central do DNER (o Laboratório do Pedregulho – bairro de Benfica), que, trocando idéias com seus companheiros de “república”, pediu para procurarem entre seus colegas de Escola aquele que melhor dominasse o idioma inglês.

Na reunião rotineira do “escritório” com a presença do Saul, Mario Kabalem repetiu a indagação já feita, agora esclarecendo tratar-se de um possível trabalho no

DNER, dedicado à tradução de especificações e normas da ASTM e AASHO, visando, principalmente, à descrição dos ensaios de laboratório referentes aos solos para pavimentação.

Logo após o falecimento do químico Pontes Corrêa Filho, em 10 de dezembro de 1954, o estudante do 2º ano de engenharia Saul Birman dava partida ao seu tra-

balho de tradutor das publicações citadas. Em 1955, todos os métodos de ensaios estavam em condições de serem lidos em português, logo depois normatizados pela ABNT, em seqüência aos estudos desta importante instituição.

De posse das traduções, os tecnólogos Jayme Provenzano e Costa Reis puseram-se ao trabalho de ensaios com ligantes e ensaios, de misturas betuminosas com agregados. Em 1955, trabalhavam intensamente com o ensaio Marshall.

Na fundação da ABPv, em 15 de setembro de 1959, tornaram-

se sócios fundadores: Mario Kabalem Restom, Saul Birman, Murilo Lopes de Souza, Aldenor Ribeiro Campos, Jacques de Medina, Francisco Bolivar Lobo Barbosa Carneiro, Paulo Alvim Monteiro de Castro, Manoel Ribeiro Alves Filho, Décio Nascentes da Silva, Fernando da Fonseca Martins e Washington Juarez de Brito.

Praticamente dois anos antes, em agosto de 1957, foi criado o IPR (Instituto de Pesquisas Rodoviárias), dependente do CNPq (Conselho Nacional de Pesquisa), e subsidiado pelo DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem), que completou este ano 50 anos.

A Associação foi presidida nos seus primeiros anos de funcionamento por engenheiros associados, por períodos de um ano, para a partir de julho de 1965 passar a dois anos de mandato. Na primeira gestão, de setembro de 1959 a julho de 1960, a ABPv teve como seu presidente o Eng. Mario Kabalem Restom.

Ao passarmos em revista estas contribuições históricas da ABPv, vamos nos preparando desde já para o cinquentenário de nossa Associação em 2009.

# 39ª RAPV



# 13º ENACOR

# Os Caminhos da Integração

**O MAIOR EVENTO RODOVIÁRIO DO PAÍS**

DE 16 A 20/09/2008, EM RECIFE-PE

O evento será realizado com o apoio do DER-PE e o Patrocínio Oficial da Petrobras e receberá os profissionais que militam na área de pavimentação, professores, pesquisadores e técnicos de todo Brasil. Aproveite esta oportunidade ímpar para rever amigos e debater temas atuais, visando melhorias para o setor de transporte do país.

Patrocínio Oficial



## Temário:

1. Pavimentação
  - a. Materiais: asfálticos, concreto, solos, britas etc.
  - b. Métodos de Dimensionamento:
    - pavimentos asfálticos
    - pavimento de concreto
    - pavimento ferroviário
    - pavimento aeroportuário
  - c. Processos Construtivos
  - d. Mecânica dos Pavimentos
2. Manutenção
  - a. Conservação
  - b. Reabilitação
  - c. Restauração
  - d. Melhoramento de Pavimentos
3. Planejamento, Gestão Rodoviária e Gerência de Pavimentos
4. Operação e Segurança Viária
5. Meio Ambiente
6. Drenagem

