

REVISTA **ABPV** Associação Brasileira de Pavimentação

PAVIMENTAÇÃO



Ano V – Nº 17 – Abr/Mai/Jun de 2010 – www.abpv.org.br – ISSN 1809-1865

Avaliação do comportamento mecânico de um solo arenoso fino do norte de Minas Gerais para emprego em vias de baixo volume de tráfego

Wallen Medrado
Antonio Carlos Rodrigues Guimarães
Laura Maria Goretti da Motta

O DER-RJ, a ABPv e a COPPE convidam



**Participe da 40ª RAPV, de 26 a 28 de outubro
na Cidade Maravilhosa!**

**História, experiência, inovação e competência
marcam a Comunidade da Engenharia de
Pavimentação. O Estado e a Cidade recebem a
todos como o Cristo: de braços abertos!!!**

A 40ª RAPV será uma Reunião Anual inesquecível, na qual encerraremos os festejos dos 50 anos da ABPv, no brilho da cidade-sede da nossa Associação e compartilhando a efervescência técnica e de obras geradas com as expectativas da Copa do Mundo e das Olimpíadas que se aproximam.

Mais informações
www.rapv.org.br

Patrocínio Oficial:



Apoio:





Rua Miguel Couto, 105 – Sobrelhojas 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 JORNALISTA RESPONSÁVEL
Arq^{ta} Georgina Libório Azevedo Jean Pierre M. Santiago
georgina@abpv.org.br MTb 27170-RJ
redacao@revistapavimentacao.org.br

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO

Presidente: Eng^o EDUARDO ALBERTO RICCI
Vice-Presidente: Cel Eng^o PAULO ROBERTO DIAS MORALES
Diretor Administrativo: Eng^o JOÃO MENESCAL FABRÍCIO
Diretor Técnico: Eng^a LAURA M^a GORETTI DA MOTTA
Diretor Financeiro: Eng^o ATAHUALPA SCHMITZ DA SILVA PREGO
Diretor de Divulgação: Arq^{ta} GEORGINA LIBÓRIO AZEVEDO

COMITÊ TÉCNICO-CIENTÍFICO

Eng^o Alfredo Monteiro de Castro Neto; Eng^o Antônio Fortunato Marcon;
Eng^o Armando Morilha Junior; Eng^o Atahualpa Schmitz da S. Prego; Eng^o
Carlos Yukio Suzuki; Eng^o Cássio Eduardo Lima de Paiva; Eng^o Djalma
Rocha A. M. Pereira; Eng^o Douglas Fadul Villibor; Eng^o Dulcevir Guerreiro
Vilar de Melo; Eng^o Edinaldo Afonso Marques de Mélo; Eng^o Eduardo
Alberto Ricci; Eng^o Fernando Augusto Jr.; Eng^o Genésio Almeida da Silva;
Arq^{ta} Gilda Collet Bruna; Eng^o Glicério Trichês; Eng^o Heitor Roberto
Giampaglia; Eng^o Jacques de Medina; Eng^o João Menescal Fabrício; Eng^o
João Virgílio Merighi; Eng^o Jorge Augusto Pereira Ceratti; Eng^o Jorge
Henrique Ribeiro; Eng^o José Leomar Fernandes Junior; Eng^o José Tadeu
Balbo; Eng^a Laura M^a Goretti da Motta; Eng^a Leni F. M. Leite; Eng^o Leto
Momm; Eng^a Liedi Legi B. Bernucci; Eng^a Luciana Nogueira Dantas; Eng^o
Luiz Miguel de Miranda; Eng^o Marcello Roberto Rangel Pestana; Eng^o
Márcio Muniz de Farias; Eng^o Marçílio Augusto Neves; Eng^a Maria da
Conceição M. Azevedo; Eng^o Nilton de Souza Campelo; Eng^o Paulo Romeu
Assunção Gontijo; Eng^a Prepredigna D. E. Almeida da Silva; Eng^a Rita
Moura Fortes; Eng^o Salomão Pinto; Eng^o Silvio Rodrigues Filho; Eng^o Saul
Birman; Eng^o Walter Canales Sant'ana; Eng^o Washington Pérez Nuñez.

Tradução: Mariana Ricci

Editoração: MURO Produções Gráficas

Revisão: Ellis Pinheiro

Impressão: Gráfica e Editora Cruzado Ltda

Periodicidade: Trimestral – Tiragem: 5.000 exemplares



Nossa capa:

Trecho da BR-385, em Itabirito/Ouro Preto, MG. Asfalto em bom estado de conservação, porém com forte coloração do minério de ferro, característico da região”.

Sumário

- 2 Editorial
- 3 Seção de notas

ESPAÇO JURÍDICO

- 6 A judicialização do processo de licenciamento ambiental e a competência para fixar as exigências
Victor Athayde

ARTIGOS TÉCNICOS

- 9 Avaliação do comportamento mecânico de um solo arenoso fino do norte de Minas Gerais para emprego em vias de baixo volume de tráfego
Wallen Medrado, Antonio Carlos Rodrigues Guimaraes e Laura Maria Goretti da Motta
- 19 Evaluation of the mechanical behavior of a fine graded soil from the northern part of Minas Gerais State for the use in low traffic roads
Wallen Medrado, Antonio Carlos Rodrigues Guimaraes and Laura Maria Goretti da Motta
- 27 Evolução do Sistema de Transporte Público Complementar no Município de Fortaleza
Miguel Ferreira Guimaraes e Calina Barros de Oliveira
- 38 Diretrizes para a formulação e avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas
Breno Salgado BARRA, Yves BROSSAUD e Pierre HORNYCH, D. R.

- 59 Projeto de georreferenciamento da malha rodoviária do Tocantins
Alcindo Pereira dos Santos Filho, Alessandro Dias Barbosa, Ciro Vargas Pilger, Lúcio Sérgio Borges Peixoto e Paulo Fernando Rodrigues

OPINIÃO

- 66 Piso permeável ameniza alagamento
Paula Takahashi

Editorial

Em sua segunda edição do ano de 2010, a Revista PAVIMENTAÇÃO chama a atenção de seus leitores para o maior evento na área de pavimentação do País, a 40ª RAPv – Reunião Anual de Pavimentação, que acontecerá na cidade do Rio de Janeiro entre os dias 26 e 28 de outubro.

Os interessados em participar do evento com trabalhos técnicos devem ficar atentos às datas de inscrição. E as empresas do setor devem lembrar-se da excelente oportunidade de negócios, pois além das palestras nacionais e internacionais, a Reunião contará com uma feira de equipamentos, o que propiciará uma exposição de grande vulto de seus produtos e serviços.

Um alerta é que nos mês de outubro o Rio de Janeiro sediará diversos eventos de outras áreas, portanto, é preciso antecedência para reservas junto à rede hoteleira da cidade, evitando eventuais transtornos de acomodação. Consulte o *site* do evento para maiores informações: www.rapv.org.br.

O DER-RJ, a ABPv e a COPPE/UFRJ creditam neste evento o maior dos últimos anos, pois grandes investimentos serão alocados em infraestrutura de transportes como a Transolímpica, Transcarioca, T-5 e BRT's, no Rio de Janeiro.

O brilhantismo da 40ª RAPv se justifica por ser um dos maiores eventos voltados para Pavimentação Rodoviária, e nesta ocasião ocorrerá o encerramento das comemorações do cinquentenário da Associação Brasileira de Pavimentação.

Nesta edição da Revista são apresentados quatro artigos inéditos. Wallen Medrado, Antônio Carlos Rodrigues Guimarães e Laura Maria Goretti da Motta mostram o estudo de um trabalho pioneiro no Estado de Minas Gerais no sentido de se utilizar a classificação MCT para identificação do material, associada aos princípios da mecânica dos pavimentos, e à execução futura de trechos experimentais como condicionantes para implantação de pavimentos de baixo custo. O trabalho faz uma avaliação do comportamento mecânico de um solo arenoso fino do Norte de Minas Gerais através da realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas para avaliação do módulo resiliente, da deformação permanente total e da pesquisa de ocorrência do *shakedown*, ou acomodamento das deformações plásticas.

O segundo artigo, dos autores Miguel Ferreira Guimarães e Calina Barros de Oliveira aborda os resultados de uma pesquisa referente à evolução do sistema de transporte público complementar no município de Fortaleza (STPC-FOR), que trouxe conseqüências importantes para o fluxo viário urbano daquela cidade.

De autoria de pesquisadores brasileiros e estrangeiros, Breno Salgado Barra, Leto Momm, Yves Brosseau e Pierre Hornych, o terceiro artigo trata das diretrizes para a formulação e avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas, com base nos procedimentos normativos franceses, acurados pela proximidade de suas relações campo-laboratório.

O quarto e último artigo é um Projeto de georreferenciamento da malha rodoviária do Estado do Tocantins, cuja autoria está a cargo dos engenheiros Alcindo Pereira dos Santos Filho, Alessandro Dias Barbosa, Ciro Vargas Pilger, Paulo Fernando Rodrigues, e do analista de T.I. Lúcio Sérgio Borges Peixoto.

De nossos colunistas colaboradores, o advogado Victor Athayde, em Espaço Jurídico, dando prosseguimento à temática "meio ambiente", aborda a judicialização do processo de licenciamento ambiental e a competência para fixar as exigências. O colunista Eng^o Rone Antônio de Azevedo excepcionalmente, por motivos de saúde, não escreve nesta edição. Em seu espaço publicamos matéria assinada pela jornalista Paula Takahashi veiculada no caderno de ciência do jornal *Estado de Minas*.

A todos, boa leitura e bons estudos com esta edição que traz temas extremamente atuais do mundo da pavimentação.

Conselho Editorial

Seção de notas da Revista PAVIMENTAÇÃO

Cursos da ABPv

Na programação de 2010 dos cursos da ABPv, no mês de agosto, entre os dias 10 e 12, será oferecido o curso Prático de Solos ministrado pelos professores Ben-Hur de Albuquerque e Silva, Antonio Carlos Rodrigues Guimarães e Álvaro Vieira do IME. Em setembro, entre os dias 14 e 16, será oferecido o curso de Dimensionamento de Pavimentos que será ministrado pela Profª Laura Maria Goretti da Motta, da COPPE-UFRJ. O objetivo é apresentar os métodos de dimensionamento de pavimentos novos de concreto asfáltico, de concreto de cimento Portland e intertravados, tradicionais e mecânicos, discutindo as origens, vantagens e limitações de cada um deles.

Ainda no mês de setembro haverá o curso de Controle da Qualidade em Pavimentação Asfáltica, ministrado pelo Profª Paulo Sérgio Peterlini, engenheiro do DNIT. O curso acontecerá do dia 21 a 23 e tem como objetivo principal abordar e discutir as técnicas operacionais e atividades empregadas na verificação dos requisitos de qualidade, seja por meio de inspeções, amostragens, ensaios de laboratório e campo. Também tratará da aceitação de novos materiais.

Em outubro entre os dias 20 e 22 será a vez do Engº Armando Morilha Junior falar sobre Tecnologias de Pavimentos, Construção, Qualidade e Casos de Obras.

Todos os cursos já estão com as inscrições abertas. Para mais informações acesse o site da ABPv (www.abpv.org.br).

Uma novidade na programação de cursos da ABPv, foi o sucesso do curso de Drenagem Urbana: Fundamentos e Dimensionamento, que aconteceu no período noturno no auditório da Associação entre os dias 10 e 14 de maio. O curso foi ministrado pelo Profª Engº Francisco José de Almeida Diogo, do IME.

CONINFRA 2010

De 4 a 6 de outubro de 2010 acontecerá na cidade de São Paulo o 4º Congresso de Infraestrutura de Transportes – CONINFRA, pro-



tes – CONINFRA, promovido pela Associação Nacional de Infraestrutura de Transportes – ANDIT. O tema

abordado este ano será “Infraestrutura de Transportes – um desafio para o Brasil de 2014”. O evento contará com palestrantes como Luiz Antônio Pagot, diretor-geral do DNIT, José Alberto Pereira Ribeiro, presidente da ANEOR, Waheed Udin, da Universidade do Mississippi, nos Estados Unidos, entre outros.

Os interessados em participar do evento poderão fazer inscrição on-line através do site da ANDIT (www.andit.org.br).

Transpoquip Latin America 2010



Com o tema voltado totalmente para a área de infraestrutura de transportes, entre os

dias 10 e 12 de novembro, na cidade de São Paulo, na Expo Center Norte, a Transpoquip Latin America, edição 2010.

Trata-se de um evento que reúne vendedores e compradores de equipamentos e serviços para rodovias, ferrovias, estações, portos, vias fluviais e aeroportos da América Latina. Esta feira apresenta expositores com a oportunidade de realização de bons negócios de vendas para indústrias do setor de transporte. O evento tem como objetivo também apresentar as modernas tecnologias da área de infraestrutura de transportes em todos os seus modais.

Expo Urbano 2010

De 6 a 8 de outubro, no Rio de Janeiro, ocorrerá a Expo Urbano 2010 – Melhorando sua Vida Urbana. O evento



é uma feira e conferências para melhoria dos espaços urbanos no Brasil. Os principais temas que serão abordados são: Estética, Conforto e Bem-Estar. A exposição e as conferências

englobam planejamento e projeto, construção, equipamentos, manutenção e gestão necessários para se obter o desejado espaço urbano ideal. Mais informações no sítio de evento www.expo-urbano.com.br.

.....

ENGINEERING 2010 Argentina



Será realizado entre os dias 17 e 20 de outubro, em Buenos Aires, o Congresso Mundial e Exposição de Engenharia:

Tecnologia, Inovação e Produção para o Desenvolvimento Sustentável.

Trata-se da Semana Mundial dos Engenheiros, que tem como objetivo unir dois eventos: o Congresso Mundial de Engenharia para Aplicação de Energias Alternativas 2010 e a Reunião Mundial de Engenheiros. Assim configura-se uma verdadeira oportunidade para identificação internacional, presença e atualização dos temas da área de engenharia.

Para mais informações acesse o sítio do evento www.ingenieria2010.com.ar.

Mestrado em Engenharia Urbana

A Universidade do Minho, em Portugal, está com as inscrições abertas para o processo seletivo de ingresso no curso de Mestrado em Engenharia Urbana. As informações básicas são:

O idioma usado para o ensino e para os exames é o Inglês.

Os cursos (incluindo o material), exames e orientação são disponibilizados apenas no idioma Inglês.

O ano letivo começa em setembro. Os alunos que queiram se inscrever no curso de Mestrado em Engenharia Urbana devem enviar a inscrição até 30 de Junho de 2010.

Valor

3000 euros/Ano

Local

Campus de Gualtar, Braga

Horário

Segunda-feira à sexta-feira das 9:00 às 12:30

Diretor do Curso

Jorge Carvalho Pais

Coordenador do ECTS

Tiago Filipe Silva Miranda

E-mail: mest-meu@civil.uminho.pt

Informações completas no sítio da Universidade www.uminho.pt

Cursos da ABPv

Imagens

Drenagem Rodoviária

13 a 15 de abril de 2010

*Ministrado pelo Prof^o Eng^o Francisco
José d'Almeida Diogo (IME)*



Drenagem Urbana

10 a 14 de maio de 2010

*Ministrado pelo Prof^o Eng^o Francisco
José d'Almeida Diogo (IME)*



Prático de Materiais e Misturas Asfálticas

11 a 14 de maio de 2010

*Ministrado pelo Prof^o Eng^o Antônio Carlos
Rodrigues Guimarães (IME)*



A judicialização do processo de licenciamento ambiental e a competência para fixar as exigências



Victor Athayde*

Os empreendimentos de infraestrutura, em sua grande maioria, são sujeitos ao prévio exame que se faz por meio do procedimento administrativo de licenciamento ambiental.

E podemos dizer mais!

Em muitos dos empreendimentos dessa espécie, o procedimento de licenciamento é ainda mais rigoroso, são verdadeiros exemplos acadêmicos de utilização de EIA/RIMA (Estudo de Impacto Ambiental e seu respectivo relatório¹).

Só para citar alguns exemplos, basta que se lance os olhos nos quatro primeiros incisos do art. 2º da Resolução CONAMA nº 001/1986, todos são empreendimentos de infraestrutura (e pavimentação) que, em tese, estão sujeitos ao EIA/RIMA, observem:

Art. 2º – Dependará de elaboração de estudo de impacto ambiental e respectivo relatório de impacto ambiental-

RIMA, a serem submetidos à aprovação do órgão estadual competente, e do IBAMA em caráter supletivo, o licenciamento de atividades modificadoras do meio ambiente, tais como:

I – Estradas de rodagem com duas ou mais faixas de rolamento;

II – Ferrovias;

III – Portos e terminais de minério, petróleo e produtos químicos;

IV – Aeroportos, conforme definidos pelo inciso I, artigo 48º, do Decreto-Lei nº 32, de 18.11.66;

Esse pequeno exemplo do rol que está expresso na Resolução tem trazido diversas controvérsias no mundo jurídico.

Muitos empreendimentos que, no entendimento de alguns dos legitimados² a propor Ação Civil Pública³, estão nessa lista são alvo de ações judiciais, questionando ora a falta de EIA/RIMA, ora a insuficiência do tal estudo.

A par dessa constatação é fundamental que se diga que a Resolução CONAMA nº 001/86 sugeriu,

¹ O EIA/RIMA compreende estudos multidisciplinares (com o fim de analisar o meio biótico e antrópico), com a possibilidade de se realizar audiências públicas, a critério do órgão licenciador, para manifestação da sociedade, por isso de complexidade acima da média e elevado custo. O seu relatório respectivo será de linguagem acessível, para consulta popular.

² Lei Federal 7.347/1985

Art. 5º Têm legitimidade para propor a ação principal e a ação cautelar:

I – o Ministério Público;

II – a Defensoria Pública;

III – a União, os Estados, o Distrito Federal e os Municípios;

em total atecnia frente aos entendimentos hoje adotados, que impacto ambiental é qualquer alteração ao meio ambiente. Adiante, impôs que qualquer atividade modificadora do meio ambiente fosse sujeita ao caro e complexo EIA/RIMA.

Com a promulgação da Constituição Federal de 1988 corrigiu-se o equívoco técnico da Resolução supra – sem desmerecer a sua importância –, isso porque a Lei Maior estabelece que o EIA tem lugar somente nas atividades capazes de provocar significativo impacto ambiental (art. 225, § 1º, IV).

Com efeito, como consta de julgado do TRF da 4ª Região (Proc. 0401016742, DJU 02.09.98), “toda atividade humana pode causar danos ao meio ambiente; não há ‘poluição zero’, de forma que a ideia de natureza intocada é um mito moderno”.

Logo, numa análise hermenêutica em face do tempo, conclui-se – com certa dose de obviedade – que só será exigível EIA da lista exemplificativa da Res. CONAMA nº 001/86 “quando houver significativa degradação ambiental”.

Tal entendimento se extrai da doutrina de Edis Milaré (“Direito do Ambiente – doutrina – jurisprudência – glossário”, 3ª edição, p. 443).

O célebre professor, ao se referir sobre a Política Nacional do Meio Ambiente e ao art. 4º, I, da Lei 6.938/81, aduz que “não pode o EIA erigir-se em entrave à liberdade de empreender, contrariando um dos mais sensíveis objetivos dessa política, que diz com a incessante busca da possível ‘compatibilização do desenvolvimento econômico-social com a preservação da qualidade do meio ambiente e equilíbrio ecológico’.”

Pois bem, a premissa é: a existência do significativo impacto ambiental justifica a exigência do EIA.

Mas quem será o órgão competente para avaliar tal significância? Nesse mister, a Resolução CONAMA nº 237/97 é taxativa e deixa a cargo do órgão ambiental a inteligência de avaliar a significância da degradação ambiental, para que, assim, se faça o juízo da exigência de EIA, assim:

Art. 3º – A licença ambiental para empreendimentos e atividades consideradas efetiva ou potencialmente causadoras de significativa degradação do meio dependerá de prévio estudo de impacto ambiental e respectivo relatório de impacto sobre o meio ambiente (EIA/RIMA), ao qual dar-se-á publicidade, garantida a realização de audiências públicas, quando couber, de acordo com a regulamentação.

Parágrafo único. O órgão ambiental competente, verificando que a atividade ou empreendimento não é potencialmente causador de significativa degradação do meio ambiente, definirá os estudos ambientais pertinentes ao respectivo processo de licenciamento.

O professor Edis Milaré (“Direito do Ambiente – doutrina – jurisprudência – glossário”, 3ª edição, p. 449), com a propriedade habitual, aduz que:

“Destarte, com base em todos esse atos normativos e ideias que referendam a tese de relatividade da presunção de significativo impacto ambiental das atividades relacionadas no art. 2º da Resolução CONAMA 001/86, é possível concluir que o órgão de controle ambiental mantém certa dose de liberdade para avaliar dito pressuposto do EIA/RIMA, isto é, o *significativo* impacto ambiental. Evidenciada, porém, por regular prova técnica, a insignificância do impacto, torna-se inviável a exigência do estudo.” (Grifou-se).

IV – a autarquia, empresa pública, fundação ou sociedade de economia mista;

V – a associação que, concomitantemente:

a) esteja constituída há pelo menos 1 (um) ano nos termos da lei civil;

b) inclua, entre suas finalidades institucionais, a proteção ao meio ambiente, ao consumidor, à ordem econômica, à livre concorrência ou ao patrimônio artístico, estético, histórico, turístico e paisagístico.

³ É sempre bom lembrar que atos do Poder Público, em desacordo com a Lei, também podem ser questionados pela via constitucional da Ação Popular (art. 5º, LXXIII da CF/88), que é a possibilidade de qualquer cidadão ir à Justiça para fazê-lo. Como se vê, ali a legitimidade para ingressar em Juízo é muito mais extensa.

Andreas Joachim Krell (“Discrecionariiedade Administrativa e proteção ambiental: o controle dos conceitos jurídicos indeterminados e a competência dos órgãos ambientais”, 2004, pp. 58/59), valendo-se das lições de Marcelo Dawalibi, Edis Milaré e Antônio Herman de V. Benjamin (Ministro do E. STJ), aduz que:

“Muitas decisões administrativas ligadas ao licenciamento de atividades capazes de causar impactos ambientais envolvem juízos discricionários, no lado do mandamento da norma, bem como na sua hipótese, e trabalham com conceitos jurídicos indeterminados. Assim, a competência de declarar que há ou não um ‘impacto ecológico significativo’, uma ‘degradação ambiental’ ou um ‘risco à saúde pública’ é, em primeiro momento, do Poder Executivo na sua função de aplicar a lei. Nesse contexto, os órgãos ambientais certamente possuem uma discrecionariiedade maior na área das licen-

ças de instalação e de operação, enquanto as leis ambientais costumam definir as condições da concessão prévia com mais densidade conceitual. Todavia, isto não torna a licença prévia ‘cem por cento vinculada’.”

Mais uma vez o professor Milaré, sobre o EIA/RIMA: “por seu alto custo e complexidade, deve ser usado com parcimônia e prudência” (ob. cit, p. 444).

O entendimento não pode ser outro, a Resolução CONAMA nº 237/1997 dá ao órgão competente a faculdade para definir que estudo ambiental será o conveniente, além de, democraticamente, citar a participação do empreendedor.

Não resta margem para especulação, o órgão legítimo para definir o estudo ambiental pertinente é o próprio órgão licenciador, e não há que se falar interferência do Judiciário no ato administrativo do órgão do Poder Executivo (exceto quando há flagrante ilegalidade⁴).

⁴ Um caso clássico de ilegalidade de procedimento, que está sujeito à intervenção judicial, é a hipótese de não se exigir licenciamento ambiental (está se falando de uma forma genérica, não do rito em que é exigível EIA/RIMA), impondo-se um procedimento menos exigente do que aquele, e se autorizar o funcionamento de uma usina nuclear, por exemplo. Nesse caso a lei exige formalismos para o tal licenciamento. Constatada a flagrante ofensa à norma, o procedimento é ilegal e passível de anulação pela via judicial.

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 de acordo com as normas vigentes no sítio www.revistapavimentacao.org.br.

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

Avaliação do comportamento mecânico de um solo arenoso fino do norte de Minas Gerais para emprego em vias de baixo volume de tráfego

Wallen Medrado

DER/MG

wallenalexandre@hotmail.com

Antonio Carlos Rodrigues Guimarães

Instituto Militar de Engenharia

guimaraes@ime.eb.br

Laura Maria Goretti da Motta

COPPE/UFRJ

laura@coc.ufrj.br

RESUMO

No presente trabalho faz-se uma avaliação do comportamento mecânico de um solo arenoso fino do norte de Minas Gerais por meio da realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas para avaliação do módulo resiliente, da deformação permanente total e da pesquisa de ocorrência do shakedown, ou acomodamento das deformações plásticas. Trata-se de um trabalho pioneiro no Estado de Minas Gerais no sentido de se utilizar a classificação MCT para identificação do material, associada aos princípios da mecânica dos pavimentos, e à execução futura de trechos experimentais como condicionantes para implantação de pavimentos de baixo custo. O solo estudado é oriundo do mu-

nicípio de Campo Azul/MG, tendo sido estudado para emprego em vias de acesso à rodovia MG-202 naquele município. O solo possui classificação MCT do tipo NA, sendo, portanto, uma areia não laterítica. No entanto, mostra-se que este solo pode ser uma opção de emprego para ruas de baixo volume de tráfego e estradas municipais, visto ser muito abundante na região e apresentar características resilientes e de deformação permanente adequadas. São apresentados resultados de ensaios de módulo de resiliência do material para diversas energias de compactação. Analisa-se o enquadramento dos resultados de módulo de resiliência nos modelos tradicionais de comportamento e discute-se a influência da energia de compactação. Os valo-

res de módulo de resiliência obtidos são elevados e valor médio de 400 MPa para energia de compactação do Proctor intermediário. São apresentados resultados de ensaios de deformação permanente para variados estados de tensões e pesquisa-se a ocorrência do shakedown, ou acomodamento das deformações permanentes. Mostra-se que a deformação permanente total obtida nos ensaios não é desprezível, e que sua taxa de acréscimo per-

manece não-nula, fatos que enfatizam a necessidade de um correto e criterioso dimensionamento de pavimentos que incluam o material em estudo como camada de base ou sub-base, embora seu uso seja promissor.

PALAVRAS-CHAVE

Solo arenoso fino, módulo resiliente, deformação permanente, shakedown.

INTRODUÇÃO

O sucesso obtido com a utilização da metodologia MCT, (NOGAMI e VILLIBOR, 1995, BERNUCCI, 1995, VILLIBOR *et al*, 2000 e VILLIBOR *et al*, 2007) para utilização de solos finos lateríticos como camada de pavimentos de baixo volume de tráfego tem motivado o desenvolvimento de novas pesquisas em outras regiões do país. Esta ideia, associada à utilização dos consagrados conceitos fundamentais da mecânica dos pavimentos (MEDINA e MOTTA, 2005), foi adotada pelo Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais (DER/MG) para a pesquisa de ocorrência de materiais de pavimentação alternativos com potencial de utilização em vias de acesso às rodovias estaduais, sendo utilizados diversos ensaios de laboratório, e culminando na construção de trechos experimentais em rodovias de baixo volume de tráfego. Um primeiro resultado relativo a esta iniciativa pode ser visto em Medrado (2009).

O município de Campo Azul, no norte de Minas Gerais, foi escolhido para receber o primeiro trecho experimental dentro da ideia supracitada, que será executado em uma via de acesso à rodovia MG-202, no âmbito do Programa de Acessibilidade aos Municípios de Baixo Índice de Desenvolvimento Humano – PROACESSO do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais – DER/MG. A situação do programa PROACESSO na região pode ser observada na Figura 1.

Para estudos de ocorrência de materiais para pavimentação tanto o mapa geológico quanto o mapa pedológico regional podem fornecer importantes infor-

mações a respeito dos materiais estudados. De acordo com o mapa geológico de Minas Gerais, a região é composta de grandes coberturas detríticas quaternárias (NQd) do tipo areia fina quartzosas distróficas, portanto de idades até 1,75 ma, com parte colúvio-eluviais, das

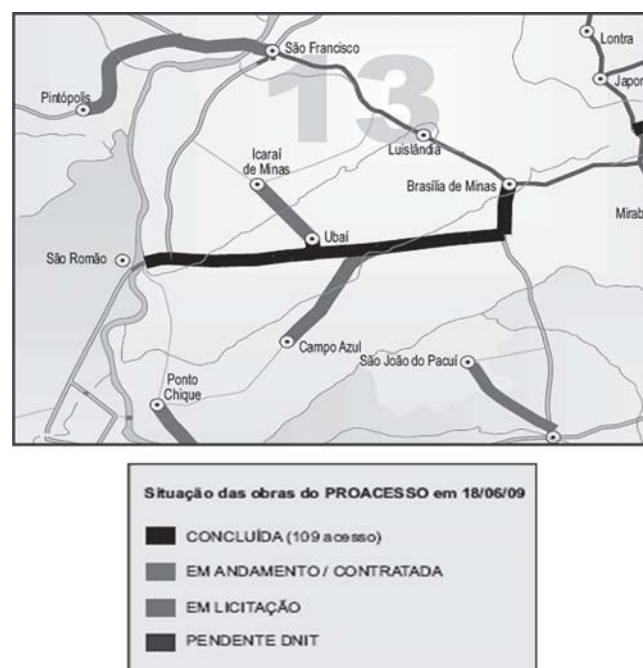


Figura 1 – Mapa de Situação do Programa PROACESSO (DER/MG) incluindo a Cidade de Campo Azul/MG. Atualização feita em 18/06/09. Medrado (2009)

mais a amostra denominada areia fina de Campo Azul coletada para elaboração do presente trabalho constitui uma amostra bastante representativa. Na região há, ainda, depósitos detríticos indiferenciados (Qdi) e aluviais (Qa), todos quaternários. Na fração do mapa pedológico do Estado de MG que engloba a região considerada,

mostrada na Figura 2, pode ser observada a grande ocorrência de areia quartzarênica (AQ). Nas figuras de 3 a 6 estão mostrados aspectos visuais da atual estrada de ligação no município de Campo Azul/MG que foi escolhida para receber o trecho experimental futuro.

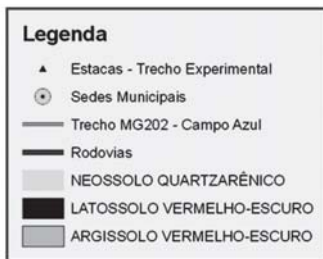
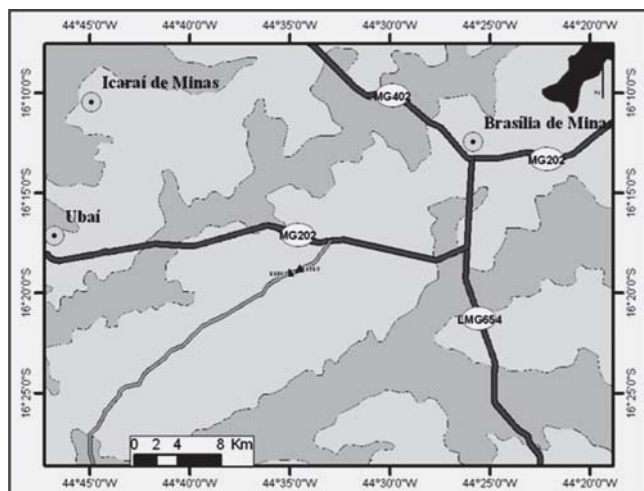


Figura 2 – Mapa Pedológico da Região Norte de Minas Gerais, entre os municípios de Campo Azul, Brasília de Minas e Ubaí, com plotagem do trecho experimental. Projeto Geominas (Emater, 1999). Medrado (2009).



Figura 4 – Trincheira para coleta de material do subleito. (Foto: Wallen Medrado).



Figura 5 – Vista geral do trecho em seção de corte. (Foto: Wallen Medrado).



Figura 3 – Vista geral do local onde será executado o trecho experimental. (Foto: Wallen Medrado).



Figura 6 – Vista do perfil vertical de ocorrência do material. (Foto: Wallen Medrado).

Após os primeiros ensaios realizados nos laboratórios do DER/MG e da COPPE/UFRJ, foi realizado um planejamento para permitir a inclusão do projeto de um trecho experimental ainda na fase de licitação da obra. Neste projeto, a areia fina de Campo Azul será utilizada como camada final de terraplenagem e como base, sendo compactada com energias distintas e eventualmente melhorada com cimento.

De acordo com Nogami e Villibor (1995), os solos sedimentares ou transportados não são considerados como solos tropicais de maneira geral e, portanto, ficam excluídos dos dois grandes grupos da classificação MCT, que são os lateríticos e os saprolíticos.

No caso da areia fina de Campo Azul, a classificação MCT indicou que se trata de um solo não laterítico do tipo NA, especialmente pela grande perda por imersão verificada nos ensaios de laboratório. Como uma das formas de combater esta perda de massa, especialmente pensando nos pavimentos de baixo volume de tráfego que em geral têm plataforma estreita e sem revestimento nos acostamentos, propôs-se a tentativa de melhoria deste comportamento, tratando-o com teores variáveis de ligante hidráulico especial.

Nogami e Villibor (1995) consideram que este tipo de classe de solo, que engloba a maioria dos solos transportados, sobretudo os aluviões fluviais holocênicos, quando classificados pela metodologia MCT, apresentou comportamento similar ao dos solos saprolíticos. Por outro lado, a classificação NA não é totalmente desfavorável ao uso em pavimentação, tendo seu emprego condicionado a maiores estudos. Portanto, resolveu-se investir na continuidade do estudo deste solo sob o ponto de vista da classificação MCT, pela sua abundância regional como já comentado e também admitindo que os ensaios de carga repetida possam ser o complemento natural desta escolha de materiais alternativos. Em especial, destacaram-se os

elevados valores de módulo resiliente obtidos para o material, ensaiado com energias de compactação distintas.

CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

O solo arenoso fino coletado no local foi denominado por simplificação de areia fina de Campo Azul, apesar de a nomenclatura mais adequada seja areia fina silto-argilosa, devido à significativa fração argila e silte, conforme observado na composição granulométrica apresentada na Tabela 1.

Tabela 1 – Composição Granulométrica da Amostra S-1070.

Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
9	10	70	10	1	0

Foram realizados ensaios de compactação e CBR com três níveis distintos de energia no laboratório do DER/MG, sendo os resultados apresentados na Tabela 2, na qual pode ser observado que a variação da umidade ótima e massa específica aparente seca (MEAS) não foram significativas entre os níveis de energia internormal e intermediária, e os valores de CBR permaneceram inferiores ao mínimo necessário. O equivalente de areia foi de 8%. Detalhes adicionais dos ensaios e resultados das outras amostras da areia fina podem ser vistos em Medrado (2009).

MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS MATERIAIS

Os ensaios de módulo de resiliência foram executados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ e indicaram que a areia fina de Campo Azul apresentou

Tabela 2 – Resultados de Ensaios de Compactação e CBR Realizados no DER/MG para as Amostras deste Estudo.

Amostra	Energia de Compactação	Hot (%)	MEAS (γ_s) (g/cm ³)	CBR (%)	Exp (%)
Areia Fina Campo Azul Furo 380	Internormal	10,0	1820	20	-0,06
	Intermediária	9,4	1830	23,2	0,08
	Intermodificada	7,1%	1917	44,2	0,04

valores satisfatórios para emprego como material de base, sub-base, reforço ou regularização do subleito de pavimentos, considerando as diversas energias de compactação utilizadas, tendo apresentado melhor enquadramento no modelo que representa a variação do módulo de resiliência em relação à tensão confinante do que em relação à tensão desvio, conforme esperado para solos arenosos. As expressões obtidas podem ser vistas nas figuras de 7 a 10, como exemplo.

Verificou-se que a umidade de compactação das amostras de areia fina de Campo Azul constitui um fator que exerce elevada influência no módulo de resiliência do material. Em amostras compactadas com energia equivalente à energia intermediária e com umidade ótima de 3,5%, portanto no ramo seco, os corpos de prova apresentaram ruptura (por cisalhamento) ainda durante a fase de condicionamento do corpo de prova, fato que não é muito comum em ensaios de módulo resiliente.

Os valores de módulo de resiliência médios obtidos nos ensaios foram de 287 MPa, 306 MPa e 401 MPa, para energias de compactação internormal, intermediária e intermodificada, respectivamente. Consta-se, portanto, que a energia de compactação exerce pequena influência no valor do módulo de resiliência médio deste material quando ensaiado na umidade ótima correspondente a cada uma das energias. Entretanto, o enquadramento no modelo de módulo de resiliência mostrou-se sensível à energia de compactação, conforme pode ser verificado nas

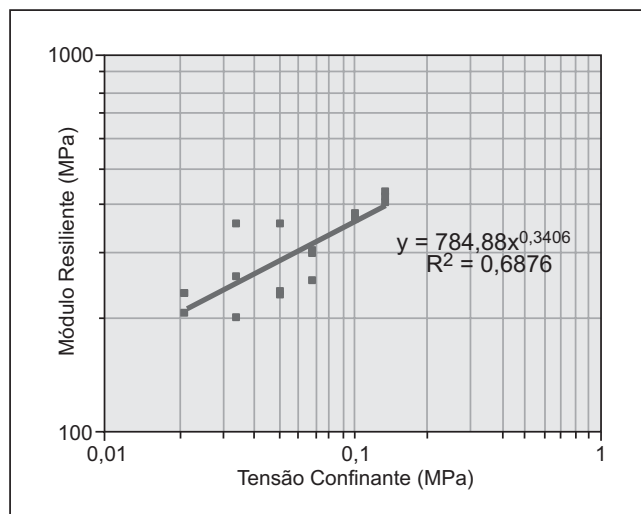


Figura 7 – Variação do módulo de resiliência com a Tensão Confinante. Amostra S-1070. Energia Internormal.

figuras 7, 8 e 9, quando se adota a variação do módulo de resiliência em função da tensão confinante, levando a diferentes k_2 , ou seja, diferentes sensibilidades ao estado de tensões confinantes (inclinação), portanto não linearidade elevada em alguns casos. Isto faz diferir os resultados de módulo muito mais do que o valor médio deixa prever.

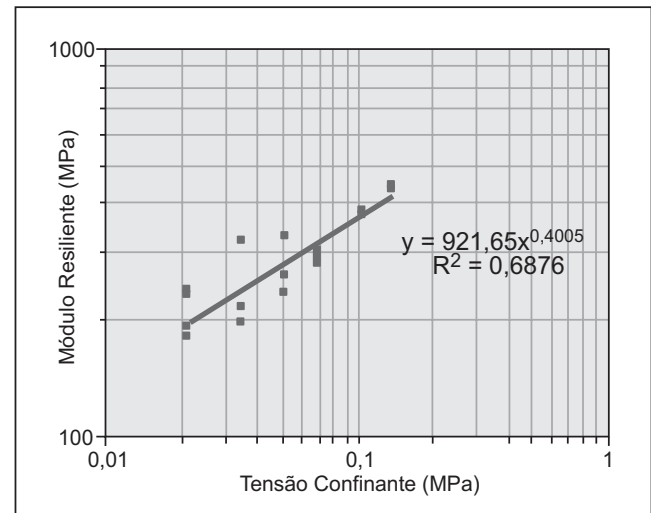


Figura 8 – Variação do módulo de resiliência com a Tensão Confinante. Amostra S-1070. Energia Intermediária.

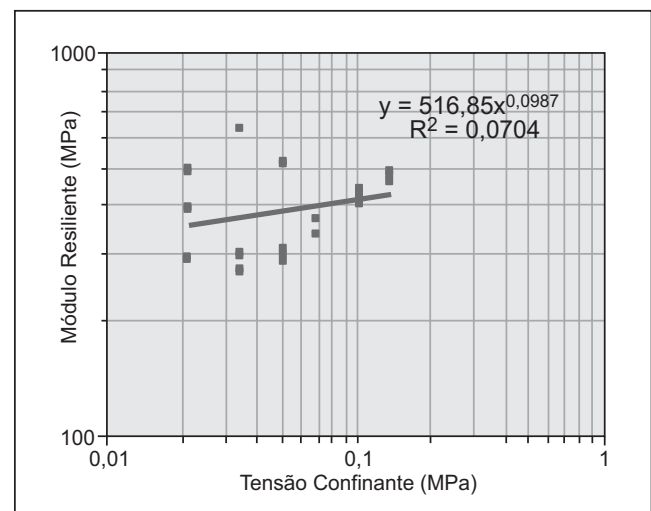


Figura 9 – Variação do módulo de resiliência com a Tensão Confinante. Amostra S-1070. Energia Intermodificada.

ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A reduzida espessura dos revestimentos asfálticos das rodovias de baixo volume de tráfego faz com que os estados de tensões de trabalho das camadas subj-

centes do pavimento sejam mais elevados do que o observado em pavimentos convencionais. Por este motivo, a avaliação da deformação permanente em solos constituintes de pavimentos torna-se especialmente importante.

No Brasil, o ensaio triaxial de cargas repetidas é a principal ferramenta utilizada para a determinação da deformação permanente em solos. Em geral, faz-se uma simulação prévia do comportamento estrutural do pavimento utilizando algum *software*, tal como o FEPAVE2 ou o ELSYM5, sendo determinadas as tensões confinantes e desvios atuantes nas camadas do pavimento. Posteriormente estas tensões são adotadas no ensaio triaxial, sendo verificado o nível de deformação permanente atingido pelo material no ensaio.

Não há, ainda, no país uma norma técnica para ensaio de deformação permanente, sendo adotado no presente estudo o procedimento desenvolvido por Guimarães (2009), o qual inclui a pesquisa de ocorrência do *shakedown* do material, tal como proposto por Werkmeister (2003) em pesquisa desenvolvida parcialmente na Universidade de Nottingham, sob orientação de Andrew Dawson. Neste procedimento aplica-se sempre um primeiro golpe com estado de tensões tal que $\sigma_d = \sigma_3 = 30$ kPa, para garantia de total contato entre o pistão e *top cap*, conforme experiência adquirida com a experiência no equipamento triaxial de cargas repetidas utilizado. Apenas a deformação obtida neste primeiro golpe é descartada.

No total foram realizados oito ensaios válidos de deformação permanente com a areia fina de Campo Azul, compactada na umidade ótima e com energia equivalente à do ensaio Proctor intermediário, utilizando-se molde cilíndrico de dimensões 10cm por 20cm. Foram utilizados distintos estados de tensão conforme mostrado na Tabela 3. O universo dos estados de tensões adotados nos ensaios é compatível com o universo das tensões de trabalho no campo, para todas as estruturas de pavimento estudadas.

Na Figura 10 é apresentada a variação da deformação permanente acumulada ao longo dos ciclos de aplica-

Tabela 3 – Relação de Ensaios de Deformação Permanente Realizados com a Areia Fina de Campo Azul.

Ensaio	Amostra	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	Energia	N_{final}
1	Areia Fina Campo Azul	80	80	Intermediária	153.000
2	Areia Fina Campo Azul	160	80	Intermediária	500.000
3	Areia Fina Campo Azul	240	80	Intermediária	165.731
4	Areia Fina Campo Azul	360	120	Intermediária	245.000
5	Areia Fina Campo Azul	240	120	Intermediária	155.000
6	Areia Fina Campo Azul	120	120	Intermediária	420.000
7	Areia Fina Campo Azul	200	200	Intermediária	240.000
8	Areia Fina Campo Azul	400	200	Intermediária	160.000

Obs: Onde σ_d é a tensão desvio, σ_3 , tensão confinante, N_{final} , número de ciclos de aplicação de cargas.

ção de cargas para todos os ensaios realizados. Observa-se que a deformação permanente acumulada ao longo dos ciclos de aplicação de cargas para a areia fina de Campo Azul indicou situação de acomodamento das deformações permanentes nos ensaios 1, 2, 6, 7, 8 e de escoamento plástico nos ensaios 3, 4 e 5, tendo sido observado um valor máximo de 2,271 mm (ensaio 4) e mínimo de 0,309 mm (ensaio 6).

Por exemplo, no ensaio 2 ocorreu uma nítida tendência de acomodamento das deformações permanentes, porque a curva que representa os resultados mostrou-se aproximadamente paralela ao eixo horizontal. Ou seja, o coeficiente angular da tangente à curva tendeu a zero, ou a taxa de acréscimo da deformação permanente em relação à N tendeu a se anular. Tal fato

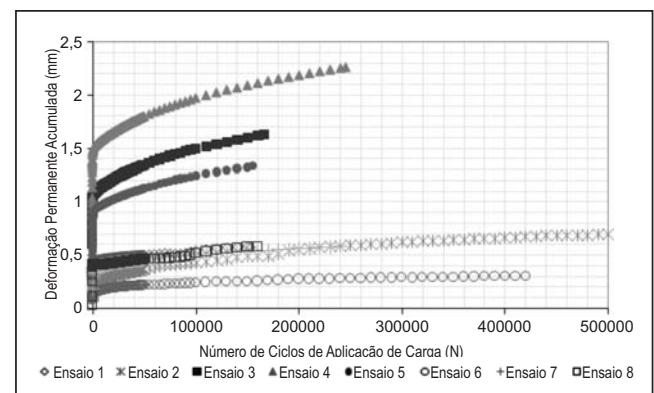


Figura 10 – Variação da Deformação Permanente Acumulada com o Número de Ciclos de Aplicação de Cargas para a Areia Fina de Campo Azul/MG. Corpos de prova de 10cm de Diâmetro e 20cm de Altura.

representa que, no caso da camada do pavimento composta por este material vier a ser solicitada com este estado de tensões, a deformação permanente total será da ordem de 0,7mm ao final de grande número de passagens de uma carga que gerasse este estado de tensões de σ_d (kPa) = 160 kPa e de σ_3 (kPa) = 80 kPa, portanto pequena, apresentando pouca contribuição para o afundamento de trilha de roda.

Por outro lado, nos demais ensaios, 3, 4 e 5, conduzidos com estado de tensões mais elevadas, não foi verificada uma tendência de acomodamento, e as respectivas deformações permanentes acumuladas (2,2mm; 1,6mm e 1,4mm) atingiram valores bem superiores à do ensaio 2, embora o número de ciclos tenham sido menores em relação ao 2. O modelo de Monismith *et al* (1975) descreve a variação da deformação permanente acumulada em função do número de ciclos de aplicação de cargas, sendo um dos modelos mais utilizados para a previsão da deformação permanente em solos e britas, em parte por sua simplicidade e boa correlação. O modelo corresponde à expressão seguinte:

$$\varepsilon_p = A \cdot N^B$$

Onde:

ε_p : deformação permanente acumulada (corpo de prova de 20 cm de altura)

A, B: parâmetros de deformabilidade

N: número de ciclos de aplicação de cargas

Na Tabela 3 são apresentados os parâmetros A e B do modelo de Monismith correspondentes aos ensaios realizados na areia de Campo Azul, tendo sido obtido um coeficiente de correlação superior a 0,90 em todos os enquadramentos. Observa-se que o parâmetro B foi pouco sensível à variação do estado de tensões, ao contrário do parâmetro A.

A equação mais crítica obtida correspondeu ao ensaio 4, realizado sob as condições listadas na Tabela 3. Utilizando-se esta equação para previsão da contribuição da camada de base do pavimento, tem-se que:

$$\Rightarrow \varepsilon_p = 0,963 \cdot (N)^{0,06}$$

Onde ε_p é a deformação permanente acumulada para N ciclos de aplicação de cargas em uma camada de base com areia fina de Campo Azul de 20 centímetros de espessura, seja a contribuição desta base para o afundamento de trilha de rodas do trecho.

Para a camada de subleito, submetida a menores tensões, a equação pode ser a obtida no ensaio:

$$\Rightarrow \varepsilon_p = 0,09 \cdot (N)^{0,13}$$

Considerando-se um número N de ciclos de aplicação de cargas de $1,97 \times 10^5$, que é o tráfego previsto para o trecho experimental, e camadas de 20 centímetros de espessura tanto para a base quanto para a camada de subleito, tem-se que deformação permanente total será dada por:

$$\Rightarrow \varepsilon_p^{total} = 0,963(1,97 \times 10^5)^{0,06} + 0,09(1,97 \times 10^5)^{0,13} = 2,44 \text{ mm}$$

Ou seja, a previsão de deformação permanente acumulada para o período de projeto é de 2,44mm, desconsiderando a contribuição do TSD neste aspecto, numa estrutura basicamente composta de areia fina de Campo Azul, sendo, portanto, inferior ao valor admissível de 12,5mm usualmente adotado. Portanto, apesar do material apresentar uma taxa não nula de acréscimo da deformação permanente ao longo dos ciclos de aplicação de cargas nos ensaios triaxiais, a deformação permanente acumulada estimada ao longo do período de projeto é satisfatória.

Outra maneira de se abordar a deformação permanente é através do modelo desenvolvido por Guimarães (2009), segundo o qual a partir dos resultados de deformação permanente obtidos nos ensaios realizados utiliza regressão não-linear múltipla para obtenção dos parâmetros ψ_i do modelo de deformação permanente representado pela equação 1. Os parâmetros ψ_i são

**Tabela 4 – Parâmetros do Modelo de Monismith para a Areia Fina de Campo Azul/MG (Amostra S1070).
Corpos de prova de 10cm de Diâmetro e 20cm de Altura.**

Ensaio	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	Número de ciclos	A	B	R ²
2	160	80	500.000	0,09	0,13	0,90
3	240	80	170.000	0,669	0,07	0,94
4	360	120	250.000	0,963	0,06	0,90
5	240	120	160.000	0,582	0,06	0,94

denominados de parâmetros de deformabilidade permanente. Este modelo relaciona a deformação permanente ao estado de tensões do material e, por este motivo, pode ser usado para simular o comportamento do pavimento com diversas combinações de espessuras distintas.

$$\varepsilon_p (\%) = \Psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\Psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\Psi_3} N^{\Psi_4} \quad (1)$$

Onde:

ε_p (%): Deformação Permanente;

Ψ_1, Ψ_2, Ψ_3 : parâmetros de regressão;

σ_3 : tensão confinante em MPa;

σ_d : tensão desvio em MPa;

ρ_0 : tensão de referência, considerada com a pressão atmosférica igual a 0,1 MPa;

N: número de ciclos de aplicação de carga.

Para a areia fina de Campo Azul, os parâmetros de deformabilidade γ_i obtidos foram os seguintes:

$$\varepsilon_p (\%) = 0,05 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{-1,579} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{1,875} N^{0,064}$$

PESQUISA DO SHAKEDOWN

O termo inglês *shakedown* pode apresentar alguns significados distintos quando traduzido para a língua portuguesa, porém, no estudo de pavimentos asfálticos, este termo ainda não possui tradução consagrada, podendo ser interpretado como o acomodamento das deformações permanentes (MEDINA e MOTTA, 2005), ou plásticas, que um material ou estrutura de pavimento desenvolve quando submetido à ação de cargas repetidas. Uma abordagem clássica da teoria do *shakedown*, incluindo seus dois teoremas fundamentais, pode ser vista em Faria (1999).

De acordo com a teoria do *shakedown*, um corpo quando submetido à ação de cargas repetidas desenvolve um campo autoequilibrado de tensões residuais que passa a interagir com as cargas aplicadas em cada ciclo. Dependendo dos parâmetros de escoamento plástico do material e do estado de tensões aplicado, entre outros fatores, as tensões residuais podem atingir uma determinada magnitude de maneira a impedir que as tensões aplicadas ultrapassem o limite de elasticidade do material, fazendo com que a resposta deste às solicitações seja estritamente elástica.

Evidências experimentais deste comportamento foram comprovadas em laboratório por Werkmeister (2001), Werkmeister (2003) e Werkmeister (2004) para britas da Alemanha, por Ravindra e Small (2004; 2008a e 2008b) em estruturas de pavimentos da Austrália e para solos tropicais lateríticos por Guimarães (2001) e Guimarães e Motta (2008), também com uso de ensaios triaxiais de cargas repetidas.

No presente trabalho utilizou-se para a pesquisa de ocorrência do *shakedown* por ensaios triaxiais de cargas repetidas o procedimento análogo ao desenvolvido por Werkmeister (2003) e adotado por Guimarães (2009). De acordo com este procedimento, a deformação permanente é analisada através do gráfico da figura 11, conhecido como modelo de Dawson e Wellner, no qual no eixo horizontal é apresentada a deformação permanente total (vertical) e no eixo vertical, a taxa de acréscimo desta deformação permanente.

Conforme mostrado na Figura 11 tem-se que a areia fina de Campo Azul apresentou comportamento tipo A, ou *shakedown*, nos ensaios 1, 6, 7 e 8; e comportamento tipo B, correspondente a escoamento plástico, nos ensaios 2, 3, 4 e 5. A situação de escoamento plástico é intermediária entre o *shakedown* e a ruptura e indica que o material irá contribuir de maneira contínua para o afundamento de trilha de roda do pavimento, entretanto a magnitude desta contribuição bem como sua relevância para o período de projeto não podem ser previstas pela análise do *shakedown*,

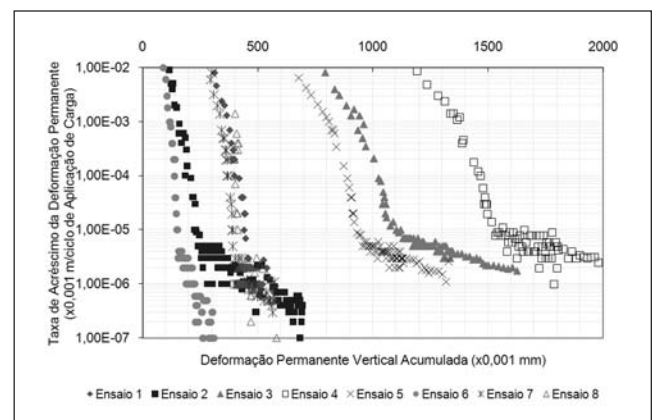


Figura 11 – Pesquisa de Ocorrência do *Shakedown* Utilizando o Modelo de Dawson e Wellner para a Areia Fina de Campo Azul/MG (Amostra S1070). Corpos de prova de 10cm de Diâmetro e 20cm de Altura.

sendo necessária a obtenção de parâmetros de modelos de deformação permanente para análise.

TRABALHOS FUTUROS

O trecho experimental ficou definido com uma extensão de 1.000 metros, sendo subdividido em cinco seções, SE-1, SE-2, SE-3, SE-4 e SE-5, cada uma com perfil de pavimento distinto, conforme ilustrado na Figura 12, tendo sido discutido este arranjo com o representante do BID, Eng^o Marcílio, financiador da obra.

tro níveis distintos de energia de compactação. O material apresenta valor de módulo de resiliência médio de 287 MPa, 306 MPa e 401 MPa, para energias de compactação normal, internormal e intermediária, respectivamente, e enquadramento no modelo do módulo função da tensão confinante. A energia de compactação exerceu pouca influência no valor de módulo resiliente médio, mas alguma influência no k_2 .

Os ensaios de deformação permanente indicaram que, apesar da taxa de acréscimo da deformação permanente não ter se anulado ao longo dos ciclos de

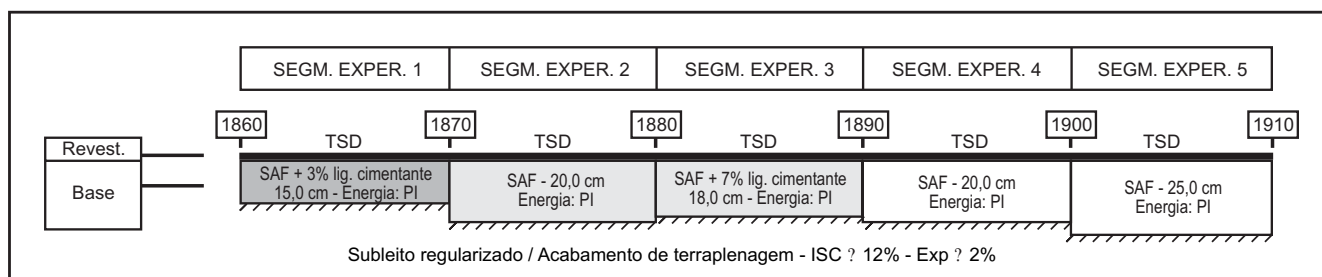


Figura 12 – Perfis dos Pavimentos do Trecho Experimental de Campo Azul.

Os segmentos poderão ser modificados de acordo com a evolução dos estudos.

O solo constituinte do subleito da via foi considerado como homogêneo e composto pela areia fina de Campo Azul e será o mesmo para todas as seções do trecho experimental, sendo compactado na energia internormal. O revestimento terá tratamento superficial duplo (TSD), com espessura estimada de 2,5 centímetros e recobrirá todas as seções do trecho experimental. No momento, a estrada está sendo efetivamente executada, e os trechos experimentais serão executados em breve.

CONCLUSÃO

Foram mostradas características geotécnicas da areia fina de Campo Azul obtidas considerando qua-

aplicação de cargas, a estimativa dos valores totais de deformação permanente acumulada foram inferiores aos admissíveis.

A pesquisa de ocorrência do *shakedown*, ou acomodamento das deformações permanentes, indicou comportamento do tipo B, ou escoamento plástico, ou seja, o material apresentou taxa de acréscimo não nula da deformação permanente acumulada, contribuindo para o futuro afundamento de trilha de roda do pavimento. Porém, no caso de ensaios com tensões mais baixas, o comportamento observado foi do tipo A, ou *shakedown*, indicando acomodamento das deformações permanentes após um número pequeno de ciclos de aplicação de cargas.

Estes resultados habilitam os testes de campo com este tipo de solo analisado e tornam seu uso promissor.

Referências bibliográficas

- BERNUCCI, L. L B (1995). Considerações Sobre o Dimensionamento de Pavimentos Utilizando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. Tese de Doutorado da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.
- DER-MG – Departamento de Estradas de Rodagens do Estado de Minas Gerais. (2009). Mapa de Situação do Programa PROCESSO - Assessoria da Diretoria Geral do DER/MG. Belo Horizonte, MG.
- EMATER – Empresa de Assistência Técnica e Extensão Rural do Estado de Minas Gerais (1999). Mapa Pedológico da Região Norte de Minas Gerais. Projeto Geominas.
- FARIA, P.D.O (1999). *Shakedown Analysis in Structural and Geotechnical Engineering*. Ph.D Thesis. University of Wales, Swansea.
- GUIMARÃES, A. C. R (2001). “Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis”. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 280 páginas.
- GUIMARÃES, A. C. R. e MOTTA, L. M. G. da (2008). “Um Estudo Sobre a Deformabilidade de Uma Laterita do Acre Através de Ensaio Triaxiais de Cargas Repetidas”. Anais da 15ª Reunião de Pavimentação Urbana da ABPv, Salvador/BA, Maio de 2008.
- GUIMARÃES, A. C. R (2009). Um Método Mecânico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MEDINA, J. e MOTTA, L. M. G da (2005). *Mecânica dos Pavimentos 2ª Edição*. ISBN 85-905987-1-3. Rio de Janeiro 2006.
- MEDRADO, W. A (2009). Caracterização Geotécnica de um Solo da Região Norte de Minas Gerais para Aplicação em Obras Rodoviárias. Tese de Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP). Ouro Preto/MG, Agosto de 2009.
- MONISMITH, C. L., OGAWA, N., FREEME, C. R (1975). Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading. 54th Annual Meeting of TRB. Washington.
- NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. (1995). “Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos”. Editora Villibor. São Paulo.
- RAVINDRA, P.S e SMALL J. C (2004). Shakedown Analysis of Unbound Road Pavements – an experimental point of view. Proceedings of the 6th International Symposium on Pavements Unbound (UNBAR 6), 6-8 July 2004, Nottingham, England. A.A Balkema Publishers.
- RAVINDRA, P.S e SMALL J. C (2008a). Shakedown Analysis of Road Pavement Performance. 1^o International Conference on Transportation Geotechnics, Nottingham, August 2008.
- RAVINDRA, P.S e SMALL J. C (2008b). Shakedown Analysis of Road Pavements. 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics. 1-6 October, Goa, Índia.
- SHARP, R. W e BOOKER, J. R. (1984). Shakedown of Pavements Under Moving Surface Loads. Journal of Transportation Engineering, ASCE, vol 110, pag 1-14.
- TROPICAL'S (1985). Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils – Progress Report (1982 – 1985). ABMS, Brasília.
- VILLIBOR, D. F., NOGAMI, J. S., BELIGNI, M., CINCERRE, J. R. (2000). “Pavimentos com Solos Lateríticos e Gestão de Manutenção de Vias Urbanas”. ABPv e UFU. São Paulo.
- VILLIBOR, D. F., NOGAMI, J. S., CINCERRE, J. R., SERRA, P. R. M., NETO, A. Z. (2007). Pavimentação de Baixo Custo para Vias Urbanas – Bases Alternativas com Solos Lateríticos. São Paulo: Arte e Ciência, 172 p. ISBN – 978-85-7473-333-3.
- WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F. (2001). Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept. Transportation Research Record nº 01-0152, Washington, DC.
- WERKMEISTER, S., NUMRICH, R., DAWSON, A., WELLNER, F. (2003). Design of Granular Pavement Layers Considering Climatic Conditions. Transportation Research Board, 82nd Annual Meeting. January 12-16, 2003, Washington D.C.
- WERKMEISTER, S. (2003). Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions. Tese de Doutorado, Universidade Técnica de Dresden, 189 pg.

Evaluation of the mechanical behavior of a fine graded soil from the northern part of Minas Gerais State for the use in low traffic roads

Wallen Medrado

DER/MG

wallenalexandre@hotmail.com

Antonio Carlos Rodrigues Guimarães

Instituto Militar de Engenharia

guimaraes@ime.eb.br

Laura Maria Goretti da Motta

COPPE/UFRJ

laura@coc.ufrj.br

ABSTRACT

This paper presents a study about resilient and permanent deformation of a fine sand from Campo Azul in the state of Minas Gerais, Brazil. This soil presents classification NA at Brazilian fine graded tropical soils classification named MCT (miniature compacted tropical). It is presented results of tests of resilient moduli for several levels of compaction energy and permanent deformation with several stress states. It was possible to show that the fine graded sand of Campo Azul can be used as road pavement material. Eight triaxial tests of repeated load were made at different stress levels and compaction water contents near the optimum

value. The occurrence of plastic shakedown or material shakedown was investigated. The evolution of permanent deformations according to different factors – number of load applications, moisture content, and state of applied stresses was observed. Regression analyses were made to obtain a correlation of permanent deformation with states of stresses and number of cycles.

KEY WORDS

Fine graded Soil, permanent deformation, tropical soil, shakedown theory.

INTRODUCTION

The success obtained with the MCT methodology for the use of lateritic fine soil as a layer for low traffic pavements has been a motivation for the development of new research in other regions of the country. This idea, associated to the

use of renown fundamental concepts of pavement mechanic, has been adopted by the Highway Department of Minas Gerais State (DER/MG) for the research on occurrence of alternative paving materials with potential use in access roads to state highways, where several laboratory tests were made which culminated in the construction of experimental sections in

low traffic highways. The first result related to this initiative can be seen in Medrado(2009).

The county of Campo Azul in the northern part of Minas Gerais State, was selected to receive the first experimental section within the idea above mentioned, that will be performed in the access road to highway MG-202, in the scope of the accessibility program for the counties with low rate of human development – PROACESSO – of the highway department of Minas Gerais – DER/MG. The situation of the program PROACESSO is observed in table 1.

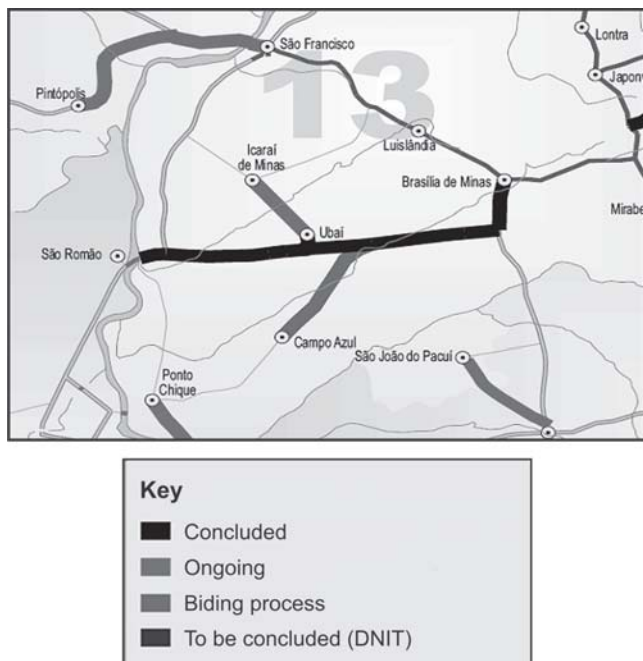


Figure 1 – Map of the PROACESSO Program (DER-MG) Including the city of Campo Azul/MG. Update in 06/18/09

For the studies on occurrence of materials for paving, the geological map as well as the regional pedologic map can give important information as for the tested materials. According to the geological map of Minas Gerais, the region is constituted of big quaternary detrital coverings (Nqd) of the fine dystrophic quartz sand type, therefore with ages of 1,75 million years, colluvial-elluvial in part which the sample, named Campo Azul Fine Grained Sand collected for this work, constitutes a very significant sample. There are still in the region, detrital undifferentiated (Qdi) and alluvial (Qa) deposits, all quaternary. In the section of the Pedologic Map of the state of Minas Gerais that embodies

the region in question shown in figure 2, it is observed the great presence of quartz sand (AQ). In figures 3 and 6 the visual aspects shown of the current connecting road in the Campo Azul/MH county which was selected to receive the future experimental section.

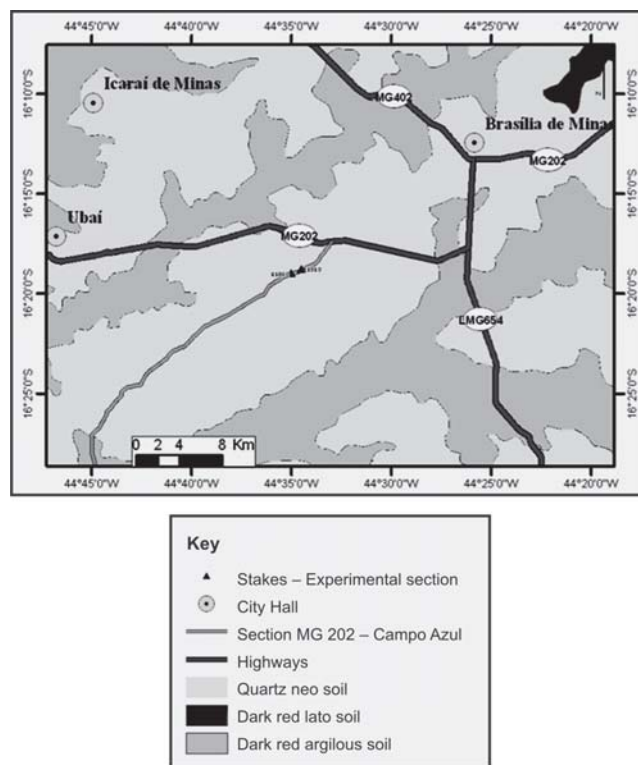


Figure 2 – Pedologic Map of the northern part of Minas Gerais, between the counties of Campo Azul, Brasília de Minas and Ubaí, with plotting of the experimental section. Projeto Usiminas (Emater, 1999). Medrado (2009)

After the first tests accomplished in the DER/MG and COPPE/UFRJ labs, a planning was made to allow the inclusion of the project of an experimental section while in the work's bidding phase. In this project, the Campo Azul Fine Grained Sand will be used as a final layer of earth work and as a base, being compacted with distinct energies and eventually improved with cement.

According to Nogami and Villibor (1995), the sedimentary or transported soils are not considered tropical soils in general and therefore are exempted from the two great groups of the MCT classification, which are the lateritic and saprolitic ones.

The MCT classification indicated that the fine sand of Campo Azul is not a lateritic soil of the NA type, specially for



Figure 3 – General view of the site where it will be performed the experimental section (Photo: Wallen Medrado).

its great loss by immersion verified in the lab tests. As a way of fighting the loss of mass particularly in low traffic pavements that usually has narrow platform and no coating on the shoulders that, it was presented an attempt to improve this behavior, treating it with variable contents of special hydraulic binder.

Nogami and Villibor (1995) state that this type of soil which embodies most of the transported soils, especially the Holocene river alluvium when classified by the MCT methodology, presented similar behavior to the saprolitic soils. On the other hand, the NA classification is not completely unfavorable for paving, being its use conditioned to further studies. Therefore it was determined to invest on the studies of this soil according to the MCT classi-



Figure 4 – Trench for collection of sub grade material (Photo: Wallen Medrado).



Figure 5 – General view of the road. Cut section. (Photo: Wallen Medrado).

fication, for its regional abundance, as already mentioned, and also admitting that the tests of repeated load can be the natural complement for the selection of alternative materials. In special, it was pointed out the high values of resilient modulus obtained for the material, tested with distinct compaction energies.



Figure 6 – View of the vertical section where the material occur. (Foto: Wallen Medrado).

GEOTECHNICAL CARACTERISTICS

The fine grained soil collected in site was named, by simplification, of Campo Azul Fine Grained Sand, although the more adequate nomenclature is silt-clay fine sand, due to the significant fraction of clay and silt, as observed in the granulometric composition shown in table 1.

Table 1 – Granulometric composition of the sample S-1070.

Granulometric composition (%) (scale ABNT)					
Clay	Silt	Sand			Gravel
		Fine	Medium	Dense	
9	10	70	10	1	0

Compaction and CBR tests were made with three energy levels in the DER/MG labs which results are shown in table 2, in which it can be observed that the optimum moisture content variation and the Maximum Dry Density (MDD) were not significant between the levels of energies and the numbers of the CBR remained inferior to the minimum required. The amount of sand of 8%. Further details on the tests and results of the other samples of the fine sand may be seen in Medrado (2009).

RESILIENT MODULUS OF THE MATERIALS

The resilient modulus tests were performed in the Geotechnical Laboratory of COPPE/UFRJ and indicated that the Campo Azul Fine Grained Sand presented satisfactory values for its employment as base material, sub-base, reinforcement or regularization of the pavement's sub grade, considering the several compaction energies used, having presented better framing in the model that represents the variation of the resilient modulus in relation to the confining stress than in relation to the deviator stress, as expected for grained soils. The obtained expressions can be seen in figures 7 to 10, as examples.

It was verified that the compaction moisture of the samples of Campo Azul Fine Grained Sand constitutes a factor that exerts high influence in the material's resilient modulus. In compacted samples with energy equivalent to the

intermediate energy and with optimum moisture of 3,5 %, therefore in the dry side of the compaction curve, the samples presented rupture (by shear) still during the samples' conditioning phase, what is not very common in resilient modulus tests.

The values for the medium resilient modulus obtained in the tests were of 287 MPa, 306 Mpa and 401 Mpa, for the respective compaction energies.

It is proven, therefore, that the compaction energy exerts little influence on the value of medium resilient module of this material when tested in optimum moisture content corresponding to each energy. Nevertheless, the framing in the model of the resilient modulus appeared to be sensitive to the compaction energy, as it can be verified in figures 7, 8 and 9 when it is adopted the resilient modulus variation according to the confined stress, leading to different K2 values, that is, different sensitivities to the state of confined stresses(inclination), therefore non high linear in some cases. This makes the modulus' results differ much more from what it is expected for the average value.

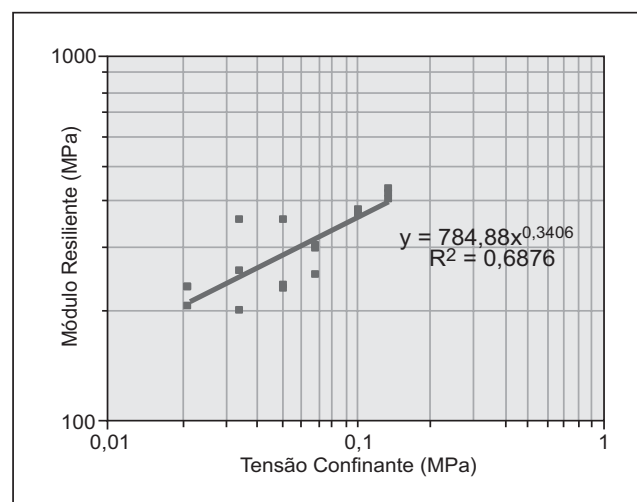


Figure 7 – Variation of the resilient modulus with confined stress. SampleS- 1070.

Table 2 – Tests and results on Compaction and CBR accomplished in DER/MG for the samples in this work.

Sample	Compaction energy	OMC (%)	MDD (γ _s) (g/cm ³)	CBR (%)	Soils Expansion (%)
Campo Azul Grained Sand 380	Internormal	10,0	1820	20	-0,06
	Intermediária	9,4	1830	23,2	0,08
	Intermodificada	7,1%	1917	44,2	0,04

* OMC – Optimum Moisture Content

* MDD – Maximum Dry Density

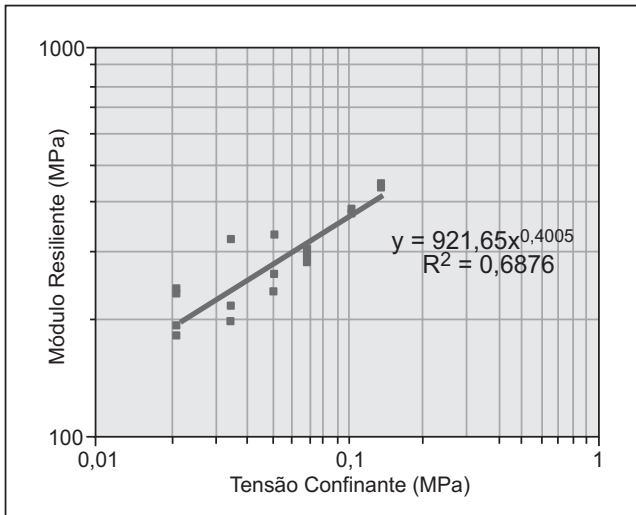


Figure 8 – Variation of the resilient modulus with confined stress. Sample S-1070. Intermediate energy.

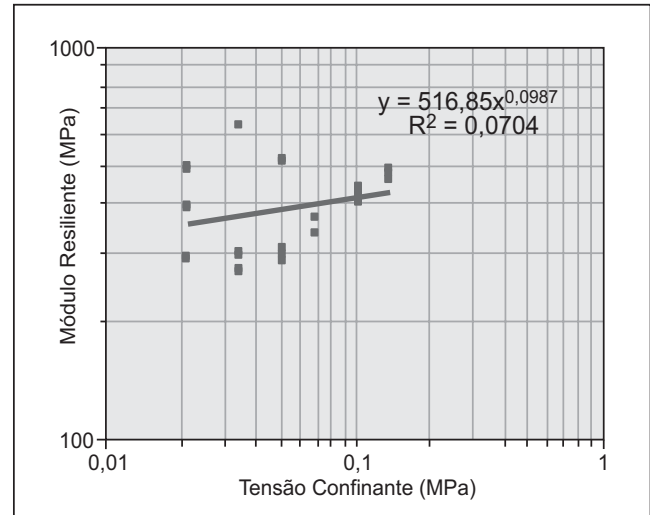


Figure 9 – Variation of the resilient modulus with confined stress. Sample S-1070.

PERMANENT DEFORMATION TESTS

The reduced thickness of the asphalt coverings of low traffic highways makes the states of the working stresses of the subjacent layers of the pavement, higher than what it is seen in conventional pavements. For this reason, the evaluation of the permanent deformation in soils constituted of pavements becomes particularly important.

In Brazil, the main test used to determine the permanent deformation in soils is the triaxial test of repeated load. In general, a previous simulation of the pavement's structural behavior is done, using some software, such as the FEPAVE2 or the ELSYM 5, in which the confined stresses and the deviator stresses are determined in the pavement's layers. Afterwards, these stresses are adopted in the triaxial test where it is verified the level of permanent deformation achieved by the material.

There is not yet in the country, a technical rule for permanent deformation test, being adopted for the present work the proceeding developed by Guimarães (2009), which includes the research on the material's shakedown occurrence, as proposed by

Werkmeister (2003) in a partially developed research at the University of Nottingham, under the supervision of Andrew Dawson. A first stroke with state of stresses in which $\sigma_d = \sigma_3 = 30$ kPa, is always applied in this proceeding as a guarantee of total contact between the piston and the top cat, according to experience acquired with the experience in the triaxial equipment of repeated load used. Only the deformation obtained in this first stroke is eliminated.

The total of eight valid tests of permanent deformation were accomplished, with the Campo Azul Fine Grained Sand, compacted in optimum moisture content and with energy equivalent to the intermediate Proctor test using a cylinder mould of 10cm by 20cm of dimensions. Distinct states of

Table 3 – Accomplished tests on Permanent Deformation with the Campo Azul Fine Grained Sand.

Test	Sample	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	Energy	N_{final}
1	Campo Azul Fine Grained Sand	80	80	Intermediate	153.000
2	Campo Azul Fine Grained Sand	160	80	Intermediate	500.000
3	Campo Azul Fine Grained Sand	240	80	Intermediate	165.731
4	Campo Azul Fine Grained Sand	360	120	Intermediate	245.000
5	Campo Azul Fine Grained Sand	240	120	Intermediate	155.000
6	Campo Azul Fine Grained Sand	120	120	Intermediate	420.000
7	Campo Azul Fine Grained Sand	200	200	Intermediate	240.000
8	Campo Azul Fine Grained Sand	400	200	Intermediate	160.000

Obs: Where σ_d is the deviator stress, σ_3 confining stress, N_{final} number of application of loading cycles.

stresses were used as shown in table 3. The universe of states of stresses adopted in the tests is compatible with the universe of the work stresses in field, for all structures of pavement studied.

It is presented, in figure 10, the variation of the permanent deformation accumulated over the application of loading cycles for all tests performed. It is observed that the permanent deformation accumulated over the application of loading cycles for the Campo Azul Fine Grained Sand, indicated accommodating situation of the permanent deformations in tests 1,2,6,7,8 and plastic flow in tests 3,4 and 5, where it has been observed a maximum value of 2,271 mm (test 4) and a minimum of 0,309mm (test 6).

For example in test 2, there was a clear tendency of accommodation of the permanent deformation because the curve that represents the results appeared to be nearly parallel to the horizontal axis. In other words, the tangent's angular coefficient to the curve tended to zero or the increase rate of the permanent deformation in relation to N tended to annul itself. Such fact means that if the pavement's layer, constituted of this material is asked with this state of stress, the total permanent deformation will be 0,7mm at the end of a great number of passages of load that would generate this state of stresses of σ_d (kPa) = 160 kPa and of σ_3 (kPa) = 80 kPa, therefore small, showing a poor contribution for the wheel path's rut depth.

On the other hand, in the other tests, 3,4 and 5, conducted with higher state of stresses, there was not a tendency for accommodation and the respective accumulated permanent deformations (2,2mm; 1,6mm and 1,4mm) reached values much higher than of test 2, although the number of cycles has been much lower in relation to 2.

The model of Monismith et. Al (1975) describes the variation of the accumulated permanent deformation according to the number of loading cycles, being one the most used models for the prevision of permanent deformation in soils and

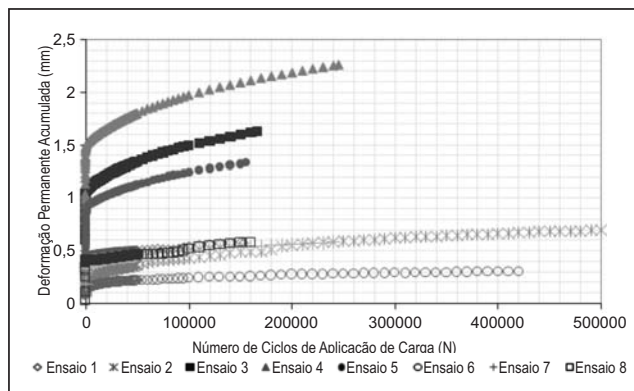


Figure 10 – Variation of the Accumulated Permanent Deformation with the number of loading cycles for the Campo Azul Fine Grained Sand/MG. Samples of 10 cm de Diameter e 20 cm of height.

crushed stones, in part for its simplicity and good correlation.

The model corresponds to the following expression:

$$\epsilon_p = A \cdot N^B$$

Where:

ϵ_p : accumulated permanent deformation (sample of 20cm of height)

A, B: deformation parameters

N: number of loading cycles

In table 3 the parameters A and B, from the Monismith model corresponding to the tests accomplished with the Campo Azul Fine Grained Sand where it was obtained a coefficient correlation superior to 0.90 in all framings. Parameter B was little sensitive to the variation of the state of stresses, contrary to parameter A.

The most critical equation obtained was from test 1, accomplished under the conditions listed in table 3. Using this equation for the prevision of the contribution of the pavement's base layer, there is:

$$\Rightarrow \epsilon_p = 0,963 \cdot (N)^{0,06}$$

Table 4 – Parameters of the Monismith Model for the Campo Azul/MG Fine Grained Sand (Sample S1070). Sample of 10 cm de Diameter e 20 cm of height.

Test	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	Number of cycles	A	B	R ²
2	160	80	500.000	0,09	0,13	0,90
3	240	80	170.000	0,669	0,07	0,94
4	360	120	250.000	0,963	0,06	0,90
5	240	120	160.000	0,582	0,06	0,94

Where ϵ_p is the accumulated permanent deformation for N loading cycles in a base layer with Campo Azul Fine Grained Sand of 20 cm of thickness, being significant for the wheel path's rut depth.

For the sub grade layer, submitted to minor stresses, the equation can be obtained in the test:

$$\Rightarrow \epsilon_p = 0,09.(N)^{0,13}$$

Considering that the N number of loading cycles of $1,97 \times 10^5$ which is the traffic prediction for the experimental section and layers of 20cm of thickness for the base as well as for the subgrade layer, the total permanent deformation will be given by:

$$\Rightarrow \epsilon_p^{total} = 0,963(1,97 \times 10^5)^{0,06} + 0,09(1,97 \times 10^5)^{0,13} = 2,44 \text{ mm}$$

That is, the prevision for accumulated permanent deformation for the project's period is of 2,44mm, not considering the TSD contribution in this aspect in a structure basically constituted of the Campo Azul Fine Grained Sand, being, therefore, inferior to the acceptable value of 12,5mm usually adopted. Therefore, despite the material present a non null increase rate of the permanent deformation throughout the loading cycles in the triaxial tests, the accumulated permanent deformation estimated throughout the project's period is satisfactory.

Another way to approach the permanent deformation is through the model developed by Guimarães (2009), that uses multiple non linear regression, from the results on permanent deformation, obtained in the tests made for the acquisition in the ψ_i parameters of the deformation model represented by the equation 1. The ψ_i parameters are named permanent deformation parameters. This model relates the permanent deformation to the state of stresses of the material and, for that reason, can be used to simulate the pavement's behavior with several combinations of distinct thicknesses.

$$\epsilon_p (\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} N^{\psi_4}$$

Where:

ϵ_p (%): Permanent Deformation;

ψ_1, ψ_2, ψ_3 : regression parameters;

σ_3 : confining stress in MPa;

σ_d : deviator stress in MPa;

ρ_0 : reference stress, considered with the air pressure at 0,1 MPa;

N: number of loading cycles.

The ψ_i parameters of deformation obtained for the Campo Azul Fine Grained Sand were the following:

$$\epsilon_p (\%) = 0,05 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-1,579} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,875} N^{0,064}$$

RESEARCH ON SHAKEDOWN

The English term shakedown may have different meanings when translated into the Portuguese language, although for the study on asphalt pavements, this term may not have yet a consecrated translation, being interpreted as an accommodation of the permanent deformations (Medina and Motta,2005), or plastics that, a pavement's material or structure develops when submitted to repeated loading. A classical approach of the shakedown theory including its two fundamental theorems may be seen in Faria (1999).

According to the shakedown theory, when a body is submitted to repeated loading develops a auto balance field of residual stresses that starts to interact with the applied loads in each cycle. Depending on the parameters of plastic drainage of the material and of the applied state of stress, among other factors, the residual stresses may reach a certain level in a way that impede the applied stresses from exceeding the elasticity limits of the material, which gives a strictly elastic result.

Experimental evidences of this behavior were proofed in laboratory by Werkmeister et (2001), Werkmeister (2003) and Werkmeister (2004) for crush rocks from Germany, by Ravindra and Small (2004; 2008a and 2008b) in pavement structures from Australia and for tropical lateritic soils by Guimarães (2001) and Guimarães and Motta (2008), also with the use of triaxial tests of repeated load .

In the present work, the procedure used is analog to the one developed by Werkmeister (2003) and adopted by Guimarães (2009), for the research on the shakedown occurrence through triaxial test of repeated load. According to this procedure, the permanent deformation is analyzed through the graphic in figure 11, known as Dawson and Wellner model in which the horizontal axis presents the total permanent deformation

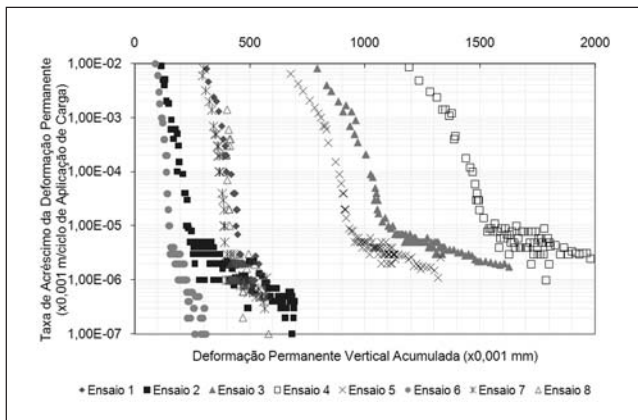


Figure 11 – Research on the *Shakedown* occurrence using the Dawson e Wellner model for the Campo Azul Fine Grained Sand/MG (Sample S1070). Sample of 10 cm de Diameter e 20 cm of height.

(vertical) and in the vertical axis the increase rate of the permanent deformation.

As shown in figure 11, Campo Azul Fine Grained Sand presented behavior type A, or *Shakedown*, in tests 1,6,7 and 8; and behavior type B, corresponding to plastic drainage, in tests 2,3,4 and 5. The plastic drainage situation is intermediate

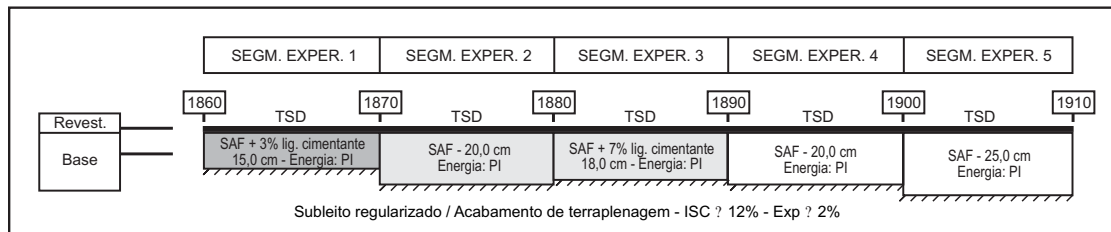


Figure 12 – Pavements profiles of the experimental section of Campo Azul.

to the shakedown and the rupture and indicates that the material will contribute in a continuous way for the wheel path's rut depth, therefore the magnitude of this contribution, as well as its relevance for the project's period, can not be predicted through the shakedown analysis, being necessary the acquisition of parameters of permanent deformation models for analysis.

FUTURE WORKS

The experimental section has been defined with an extension of 1000 meters, being divided in five segments, SE-1, SE-2, SE-3, SE-4, SE-5, each with distinct pavement characteristics, as illustrated in figure 12, which

arrangement had been discussed with the representative of BID, Eng. Marçílio, the work's sponsor. The segments may be modified according to the evolution of the studies.

The soil that constitutes the road's sub grade was considered homogeneous and constituted by the Campo Azul Fine Grained Sand and will be same for all segments of the experimental section, being compacted with energy. The covering will have double superficial treatment (TSD), with estimated thickness of 2,5 centimeters and it will recover all the segments of the experimental section.

At this time, the road is being performed effectively and the experimental sections will be performed soon.

CONCLUSION

Geotechnical characteristics of the Campo Azul Fine Grained Sand were shown, considering four distinct levels of compaction energy. The material presents the medium resilient modulus of 287 Mpa, 306 Mpa and 401 Mpa, for compaction energies respectively, and framing in the model in the function modulus of the confining stress. The compaction

energy exerted little influence in the resilient modulus, but some influence in the K2 value. The permanent deformation tests

indicated that, although the permanent deformation increase rate has not annulled itself throughout the loading cycles, the estimative for total values of accumulated permanent deformation were inferior to the acceptable values.

The *shakedown* research or accommodation indicated behavior type B or of the permanent deformations or plastic drainage, that is, the material presented increase rate not null of the accumulated permanent deformation contributing for a future wheel's path rut depth of the pavement. However, for the tests of lower stresses the behavior observed was of type A, or *shakedown*, which indicated an accommodation of the permanent deformations after a small number of loading cycles.

These results enable the tests in field with this kind of soil and makes its use promising.

Evolução do Sistema de Transporte Público Complementar no Município de Fortaleza

Miguel Ferreira Guimarães

Especialista em Gestão de Transportes Urbanos
miguel@etufor.ce.gov.br

Calina Barros de Oliveira

Doutora em Economia
calina@etufor.ce.gov.br

RESUMO

Este artigo trata de uma pesquisa referente à evolução do Sistema de Transporte Público Complementar no Município de Fortaleza (STPC-FOR) um novo modal de transporte, inicialmente, um sistema de transporte não regulamentado, algum tempo depois, regulamentado e, atualmente, como uma nova opção para os usuários do Sistema de Transporte Público de Passageiros (STPP)

no Município de Fortaleza, composto de veículos tipo micro-ônibus, dotados de Validadores eletrônicos de Transportes (VET'S), monitoramento via GPS e veículos adaptados com elevadores para o transporte de pessoas com deficiências físicas.

PALAVRAS-CHAVE

Sistema de Transporte Complementar, evolução e modal.

INTRODUÇÃO

Na década de 1990, a cidade de Fortaleza, como aconteceu em outras importantes capitais do país, se viu envolvida no fenômeno do surgimento do chamado sistema de transporte público alternativo. No início operava dentro da economia informal, pois o sistema não arcava com nenhum ônus ou pagamentos de tributos ao poder público municipal para sua operacionalização. O processo de licitação para regulamentação dos serviços de transporte por vans, mais do que critérios técnicos de operação, contemplou uma política social com finalidade de absorver e contentar os já organizados operadores do transporte informal da época e incluiu barreiras de entrada no mercado que feriam os princí-

pios de livre concorrência e constituiu um dispositivo de proteção ao serviço regular.

A ANTP (1997) declara que a regulamentação dos transportes públicos se trata de uma exigência constitucional, quando a Constituição Federal estabelece que o transporte coletivo tem caráter essencial, competindo aos municípios organizá-lo ou prestá-lo diretamente ou por delegação. Entretanto, no campo teórico, a regulamentação dos transportes não é um ponto pacífico ou, pelo menos, se questiona a extensão do controle do poder público sobre ele.

O Sistema de Transporte Público Alternativo (STPA) foi criado pela Lei nº 8.060, de 30 de setembro de 1997, e regulamentado pelo Decreto nº 10.222, de 30 de dezembro de 1997. Este serviço tem caráter complementar

ao serviço de transporte regular coletivo e é composto por 16 linhas, operadas por uma frota de 320 veículos.

Foram ofertadas 320 vagas para o Sistema de Transporte Público Alternativo do Município de Fortaleza. Destas vagas, 66 foram legalmente licitadas, enquanto que 254 vagas foram distribuídas entre as principais cooperativas.

Nesses 12 anos de Sistema de Transporte Público Alternativo, muitas foram as mudanças ocorridas no sistema. Sendo a principal delas através da Lei Orgânica do Município de Fortaleza, em seu Art. 220, Parágrafo 1º que diz: o sistema de transporte público coletivo classifica-se em regular, complementar e especial, então a partir daí o serviço alternativo passou a denominar-se Sistema de Transporte Público Complementar do Município de Fortaleza (STPC-FOR). Antes o Órgão Gestor de Transporte (ETUFOR), na época ETTUSA, não tinha a real situação cadastral dos permissionários, veículos e nenhum cadastro dos operadores (motoristas e cobradores). Então através da Portaria nº 144, de 18 de julho de 2005, que diz:

“Considerando a imperiosa necessidade de atualizar a real situação cadastral dos permissionários com as suas respectivas vagas e veículos; Considerando ainda a necessidade de padronizar o *layout* interno e a catraca nos veículos da frota operante.

Resolve: Art. 1º – Fica determinado o prazo de 90 (noventa) dias a contar da data de publicação desta portaria para que todos os permissionários do Serviço de Transporte Público Alternativo compareçam à sede da ETTUSA, com o fito de regularizar a situação cadastral, bem como proceder a adequação do *layout* interno e instalação da catraca nos veículos integrantes do serviço.”

A colocação da catraca foi outra grande mudança que ocorreu no sistema, pois antes nenhum veículo pertencente ao sistema não era dotado de catraca.

Outra portaria foi publicada em 3 de agosto de 2005, que alterava as especificações técnicas dos veículos do sistema, seguindo as seguintes características técnicas: comprimento máximo da carroceria para 8,10m, a potência máxima do motor para 150cv e entre eixos máximos 4,20m. A frota do sistema começou a passar por

uma renovação, com aquisições de veículos maiores dotados de duas portas, oferecendo um maior conforto aos usuários das linhas do sistema.

Atualmente, 100% da frota do Sistema de Transporte Público Complementar de Fortaleza (STPC-FOR) estão operando com os validadores eletrônicos (VET'S), algumas linhas estão sendo monitoradas através de GPS.

Portanto, todos esses relatos desde a entrada do serviço como clandestino no sistema de transporte público de passageiros do Município de Fortaleza, passando pela aprovação da população, sua regulamentação até os dias de hoje, quando esse modal de transporte já faz parte do cotidiano da cidade e é imprescindível no sistema de transporte coletivo do município de Fortaleza. Muito ainda se precisa fazer, para que o modal complementar funcione a contento e possa oferecer à população de Fortaleza um serviço de transporte seguro, eficiente, confortável e com excelente qualidade em sua operacionalização.

O SURGIMENTO DO TRANSPORTE CLANDESTINO NO MUNICÍPIO DE FORTALEZA

Fortaleza como as principais cidades do país, por volta de 1994 e 1995, se via envolvida no fenômeno do surgimento do transporte clandestino ou pirata. A cidade foi tomada pelo transporte irregular, pelos mesmos motivos de outras cidades. Em Fortaleza, particularmente, a implantação do SIT-FOR já não satisfazia à população, a quantidade de linhas criadas não atendia a demanda, ônibus lotados e filas quilométricas, os constantes engarrafamentos na entrada e saída dos terminais davam nítida certeza da necessidade de revisão e ampliação do serviço de transporte oferecido à população, e isso infelizmente não aconteceu. Gerou-se, então, um descontentamento geral nos usuários dos transportes coletivos, e o sistema antes elogiado e aprovado passou a ficar desacreditado, influenciando assim o aparecimento do transporte clandestino (irregular ou não regulamentado), que rapidamente expandiu-se, levando os usuários do sistema coletivo regular a migrar para o novo tipo de transporte. Os donos das empresas de ônibus e o poder público tentaram

de todas as maneiras impedir o transporte irregular, não conseguindo lograr êxito.

Inicialmente, esse novo modal de transporte era realizado por Kombi, passando posteriormente a operar com Topics e Van's, concorrendo diretamente com o sistema de transporte regular, fazendo com que a demanda diminuísse, gerando com isso a queda na receita das empresas de ônibus. O transporte clandestino crescia dia a dia, ganhando a simpatia da população, e o mesmo passou a fazer parte da vida diária dos usuários do sistema de transporte coletivo da cidade de Fortaleza.

Para muitos usuários, o que importava era a rapidez que o novo modal de transporte oferecia para chegar a seus destinos, pois os veículos por serem de um modal menor não encontravam dificuldades para rodar no trânsito. Ainda tinham a comodidade de embarcar e desembarcar em qualquer ponto que desejassem. Quanto ao conforto e à segurança dentro dos veículos, não eram questionados pelos usuários.

Os proprietários dos veículos clandestinos sofreram muitas repressões por parte da fiscalização do órgão gestor e da polícia, que juntos tentavam coibir esse tipo de transporte. Greves, passeatas, paralisações de ruas e avenidas, muitas foram as tentativas dos donos dos veículos do transporte clandestino para continuarem operando. Contudo, eles tinham um grande aliado; a população, e com isso ganharam também o apoio de alguns políticos, que abraçaram a causa dos topiqueiros, como popularmente eram chamados.

O transporte clandestino, também chamado de pirata, inicialmente operado de forma precária com veículos do tipo VW Kombi, Kia BESTA e Fiat DUCATO, como já foi dito anteriormente, ensejou para que a demanda diária do sistema regular de transporte (ônibus) caísse e que boa parte desses usuários de transporte passasse a utilizar com frequência esse novo modal de transporte. Com a queda na demanda do sistema, os donos das empresas operadoras começaram a pressionar o poder público, para achar soluções urgentes no combate ao transporte pirata.

Por parte dos donos dos veículos do transporte clandestino, estes tentavam junto aos políticos a regularização desse novo tipo de transporte. Aconteceram mui-

tas discussões entre o poder público, donos das empresas de ônibus e os donos dos veículos do transporte clandestino. O poder público tentou acabar com o transporte clandestino, mas não logrou êxito, pois o transporte clandestino, além de ter do lado dele alguns políticos, contava com a adesão de quase a maioria da população.

Essa pressão exercida pelas pessoas a favor da regularização do transporte clandestino ou transporte alternativo determinou para que, em 30 de setembro de 1997, o poder público criasse a Lei nº 8.060, sendo regularizada pelo Decreto nº 10.222 de 30 de dezembro de 1997, então a partir dessas datas o sistema clandestino que passou a ser denominado de Sistema de Transporte Público Alternativo (STPA) começou a operar dentro da legalidade, sendo de competência da ETTUSA, posteriormente mudando a razão social para ETUFOR, que é o Órgão Gestor do Município de Fortaleza, responsável por delegar, planejar, organizar, coordenar e fiscalizar o sistema.

Na Figura 1, tem-se um veículo pertencente ao Sistema de Transporte Público Alternativo (STPA). Muito usado logo após a regulamentação do sistema, veículo modelo Iveco, pintado na cor padrão do sistema. Cor branca, com faixa azul royal, com uma numeração de três dígitos, representando o número da permissão e os dígitos, o número da linha.



Figura 1 – Modelo padrão – Veículo pertencente ao STPA – Fonte: ETUFOR

DADOS SOBRE O SISTEMA

Fortaleza possui uma malha viária com extensão aproximada de 4.004km, sendo atendida por 16 linhas

do Sistema de Transporte Público Alternativo, como se vê na Figura 2.

A Figura 3 mostra a superioridade de presença do sistema regular de ônibus, que abrange cerca de 859,4km e corresponde a 21,5% da extensão da malha viária.

Quando sobrepostos, Figura 3, fica evidente que ambos os sistemas concorrem pela mesma demanda, quando considerado apenas o ponto de vista de distribuição espacial.

Como os dois modais atuam nas mesmas áreas geográficas, concorrendo pelos mesmos usuários, para os mesmos se manterem, ou o equilíbrio entre eles, depende de, entre outras análises, uma identificação dos fatores que geram a preferência pelo uso de cada um, o que permitiria



Figura 2 – Abrangência do Sistema de Transporte Alternativo – Fonte: ETUFOR

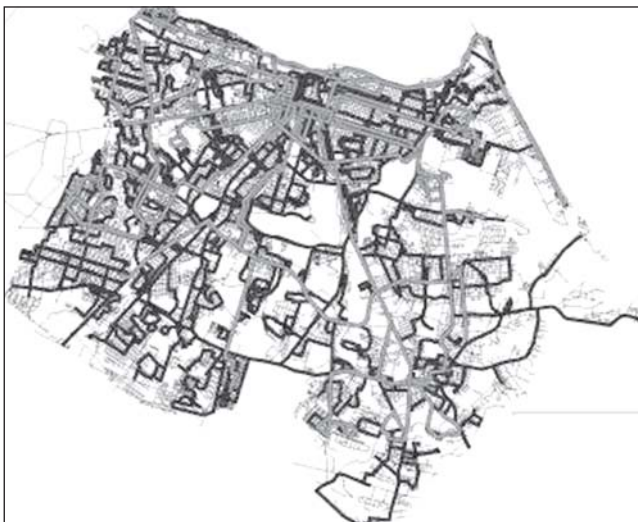


Figura 3 – Concorrência entre os modais de coletivo – Fonte: ETUFOR

ao órgão gestor identificar os locais e períodos em que são requeridos, bem como suas características de serviço, e assim fosse capaz de prover uma operação conjunta de ambos os sistemas de forma eficiente.

CARACTERÍSTICAS OPERACIONAIS

O cadastro dos permissionários, operadores (motoristas e cobradores) e veículos é realizado na Divisão de Cadastro (DICAD) por intermédio da Unidade de Atendimento ao Transporte (UNAT) da ETUFOR desde 2006. Abaixo algumas informações sobre a frota. Na Tabela 1, cita-se a quantidade de veículos por linha, com ano de fabricação de 2005, 2006 e 2007.

Tabela 1 – Quant. de veículos por linha e ano de fabricação

LINHA	DATA DE FABRICAÇÃO		
	2005	2006	2007
3 - Paupina/Pici	3	3	1
5 - Canindezinho/Iguatemi	0	2	4
6 - Edson Queiroz/Barra do Ceará	6	4	2
9 - Conj. Ceará/Centro	2	1	3
10 - Conj. Ceará/Bonsucesso/Centro	0	1	4
11 - Barra do Ceará/Cais do Porto	2	5	3
12 - Conj. Palmeiras/Papicu	3	2	2
13 - Santos Dumont/Perimetral	1	7	2
25 - Parque Santa Maria/Liceu	4	4	0
28 - José Walter/Centro	2	3	3
52 - Caça e Pesca/Centro	1	2	1
53 - Cidade 2000/Sargento Herminio	4	2	0
54 - Granja Lisboa/Goiabeiras	2	3	2
55 - Conj. Alvorada/North Shopping	3	8	3
57 - Vila Velha/Centro	5	4	1
59 - Conj. Palmeiras/Centro	3	6	1
TOTAL	41	57	32

Fonte: GVANS/DIPLA/ETUFOR

VISÃO DO ÓRGÃO GESTOR SOBRE O SISTEMA DE TRANSPORTE PÚBLICO COMPLEMENTAR DO MUNICÍPIO DE FORTALEZA

O Órgão Gestor do Município de Fortaleza, Empresa de Transporte Urbano de Fortaleza (ETUFOR), tem

atualmente uma nova concepção de ideia sobre o Sistema de Transporte Público Complementar do Município de Fortaleza (STPC-FOR), depois de todos os entraves e obstáculos encontrados durante o início de operação desse novo modal de transporte, por ter sido considerado na época um predador ao sistema de transporte regular coletivo, pois grande parte dos usuários foi absorvida pelo modal Van, diminuindo em grande parte a demanda média diária de passageiros nas linhas pertencentes ao Sistema Integrado de Transporte (SIT).

Como o sistema alternativo ainda não era regularizado, e os donos dos veículos que operavam nas linhas não se sentiam na obrigação de quaisquer pagamentos de taxas junto ao poder público, um prejuízo financeiro foi causado ao Sistema de Transporte Público Coletivo do Município de Fortaleza.

Com o passar dos anos o STPA, posteriormente STPC, passou a fazer parte do cotidiano do sistema de transporte público de passageiros do município de Fortaleza, ou seja, esse modal de transporte já não poderia ser tratado pelo poder público como um predador do sistema de transporte regular, mas como parte integrante do Sistema de Transporte Público Coletivo do Município de Fortaleza, no que se refere o Art. 1º do Decreto nº 10.222, que regulamenta o Sistema de Transporte Público Alternativo no Município de Fortaleza.

A ETUFOR, sentido a necessidade de um melhor atendimento aos usuários das linhas operadas pelas Vans, quanto à segurança, conforto, pontualidade e regularidade, procurou melhorar as relações entre o Órgão Gestor e os permissionários das linhas do STPC, pois antes disso era impossível; foram muitos desentendimentos entre ambos.

Com a mudança na direção do Poder Público Executivo Municipal e na Diretoria do Órgão Gestor de Transporte do Município de Fortaleza (ETUFOR), ocorreram alguns ajustes dentro da ETUFOR, sendo dada a prioridade ao transporte público coletivo, visando atender da melhor maneira os usuários de todos os tipos de modais de transporte. Uma das mudanças ocorridas foi a criação dentro da Divisão de Planejamento (DIPLA) de gerências de todos os modais, entre elas a Gerência de Vans (GVANS), que é responsável exclusivamente pelo Sistema de Transporte Público Com-

plementar (STPC). Ficou acordada entre a Presidência da ETUFOR e o sindicato dos permissionários (SINDVANS) reunião toda semana, para ser debatido tudo relacionado à operação das linhas do STPC.

CONTEXTO ATUAL DO SISTEMA DE TRANSPORTE PÚBLICO COMPLEMENTAR DO MUNICÍPIO DE FORTALEZA

Transporte é uma atividade comercial muito dinâmica, pois está sempre em constante transformação, como foi transcrito nos capítulos acima deste trabalho. O sistema de Transporte Público Complementar do Município de Fortaleza (STPC-FOR) está inserido neste contexto, pois muitas foram as mudanças ocorridas ao longo dos seus 12 anos de criação, desde o seu surgimento como transporte não regulamentado, passando pelo período de criação da lei de regulamentação e a adaptação a esta, até a atual realidade do STPC, dentro do Sistema de Transporte Público de Passageiros (STPP) do Município de Fortaleza.

Neste capítulo, serão transcritos todas essas modificações, com o foco principal, na sua evolução, seu contexto atual e a previsão de novos avanços, para que o STPC possa desempenhar bem o seu papel, dentro do STPP, do Município de Fortaleza, oferecendo à população usuária do transporte público coletivo um transporte seguro, confortável e de excelente qualidade.

Atualmente, o STPC é composto de 16 linhas, com 20 veículos em cada linha, num total de 320 veículos. Veja-se o que está transcrito no parágrafo 2º do artigo 4º da Lei nº 8.060. Nele consta o seguinte:

Art. 4º (...)

§ 2º – A cada permissionário será permitido o registro de apenas 01 (um) veículo.

Portanto, conforme a legislação, em cada linha tem-se um permissionário proprietário de um veículo, sendo 20 permissionários nas linhas, num total de 320 permissionários no sistema.

Em seguida será mostrada na Tabela 2 a disposição atual das linhas operadas no Sistema de Transporte Público

Complementar, com suas respectivas extensões totais, frotas e headways.

Como mencionado anteriormente são 16 linhas em operação no STPC e são divididas em dois tipos de linhas: radiais e diametrais. As radiais são aquelas que saem do bairro e vão ao centro da cidade e retornam novamente ao bairro. Diametrais são as linhas que fazem a ligação de um bairro a outro bairro, podendo passar pelo centro da cidade, ou próximo a ele. Tem-se nove linhas diametrais e sete linhas radiais operando no sistema.

AVANÇOS OCORRIDOS NO STPC-FOR

Outro avanço de grande importância ocorre no sistema, quando a ETUFOR autoriza através das Portarias nº 144 e nº 145 a liberação no aumento do tamanho do comprimento de chassis e carrocerias nos veículos que operam as linhas do STPC. Como também regulariza a situação cadastral de todos os permissionários do sistema e a adequação do *layout* interno dos veículos para a colocação da catraca. Veja-se o que está transcrito no arti-

go 1º da Portaria nº 144, de 18 de julho de 2005. Nele consta o seguinte:

Art. 1º – Fica determinado o prazo de 90(noveenta) dias a contar da data de publicação desta portaria para que todos os permissionários do Serviço de Transporte Público Alternativo compareçam à sede da ETTUSA com o fito de regularizar a sua situação cadastral, bem como proceder a adequação do *layout* interno e instalação da catraca nos veículos integrantes do serviço.

Quanto à Portaria nº 145, houve uma Errata de publicação – Referente à Portaria de Especificação Técnica dos veículos de Serviço de Transporte Público Alternativo no Município de Fortaleza de nº 145, datada do dia 20/07/2005. Veja-se o que está transcrito na Errata de publicação:

ONDE SE LÊ: Resolve: Art. 1º – Os veículos utilizados no Serviço de Transporte Público Alternativo no Município de Fortaleza na modalidade lotação deverão atender as seguintes características técnicas: (...) 4) Potência má-

Tabela 2 – Composição atual das linhas do STPC

Cód.	Linha	Extensão (Km) Total	Frota	HW
03	Paupina / Pici	57,2	20	8
05	Canindezinho / Iguatemi	44,2	20	7
06	Edson Queiroz / Barra do Ceará	46,4	20	7
09	Conj. Ceará / Centro	19,1	20	4
10	Conj. Ceará / Bonsucesso / Centro	20,3	20	5
11	Barra do Ceará / Cais do Porto	34,8	20	5
12	Conj. Palmeiras / Papicú	48,2	20	7
13	Santos Dumont / Perimetral	36,9	20	6
25	Parque Santa Maria / Liceu	36,1	20	5
28	José Walter / Centro	28,0	20	4
52	Caça e Pesca / Centro	37,8	20	6
53	Cidade 2000 / Sargento Hermínio	37,1	20	7
54	Granja Lisboa / Goiabeiras	44,5	20	6
55	Conj. Alvorada / North Shopping	34,8	20	6
57	Vila Velha / Centro	22,8	20	5
59	Conj. Palmeiras / Centro	35,0	20	5
Total de linhas 16				

Fonte: GVANS/DIPLA/ETUFOR

xima do motor:145 cv. 9) Rodas : 14, 15 ou 16. 13) comprimento máximo da carroçaria: 7.905mm. 14) Entre eixos máximos: 3.900mm. LEIA-SE: Resolve: Art. 1ª – Os veículos utilizados no Serviço de Transporte Público Alternativo no Município de Fortaleza na modalidade lotação deverão atender as seguintes características técnicas: (...) 4) Potência máxima do motor: 150 cv. 9) Rodas: 14; 15; 16 ou 17,5. 13) comprimento máximo da carroçaria: 8.100mm. 14) Entre eixos máximos: 4.200mm. Fortaleza, 03 de agosto de 2005. José Ademar Gondim Vasconcelos – DIRETOR PRESIDENTE.

Com a publicação da Portaria, houve naturalmente, por parte dos permissionários, vontade de renovação da frota do sistema, mudando para veículos de média capacidade, tipo micro-ônibus, dotados de duas portas, ensejando com isso aos passageiros uma maior segurança e um melhor conforto no embarque e desembarque. A cooperativa COOTRAPS, através de sua diretoria, conseguiu junto ao Banco do Nordeste um financiamento, para que todos os permissionários cooperados interessados na compra de novos veículos pudessem renovar suas frotas.

Na Figura 4, vê-se um veículo novo na concessionária, adquirido através de financiamento, fazendo parte do processo de renovação da frota do STPC.



Figura 4 – Veículo novo pronto para entrar em operação no sistema.
Fonte: GVANS/DIPLA/ETUFOR

Outro avanço importante ocorrido no STPC foi a autorização por parte do poder público, através da ETUFOR, para colocação dos validadores eletrônicos de

transporte (VET) em todos os veículos do sistema. Com isso, todas as pessoas portadores de cartões magnéticos de vales eletrônicos voltaram a utilizar os veículos do sistema. Pois isso antes era impossível, sem catraca e validador, não tinha como os usuários utilizarem os vales eletrônicos nos veículos das linhas pertencentes ao STPC. Nesse intervalo, a demanda de passageiros nas linhas do sistema começou a cair e, com a colocação dos VET'S, começou-se a recuperar essa demanda de usuários.

No início, alguns permissionários relutaram em colocar os validadores eletrônicos em seus veículos, mas foram vencidos pela necessidade, pois sem os VET'S iam deixar de transportar muitos usuários, pois os vales em papéis estavam na iminência de desaparecerem.

Atualmente, 100% dos veículos pertencentes ao STPC já estão dotados de validadores. Com isso, os permissionários têm como acompanhar a demanda diária em suas linhas e também coibir as fraudes, principalmente em relação às meias passagens e às gratuidades, por parte de seus operadores ou outros.

As coletas de dados dos VET'S dos veículos das linhas do STPC são realizadas nas duas cooperativas; na COOTRAPS, as coletas de dados são realizadas em sua sede e em sua garagem. As outras coletas de dados dos veículos dos permissionários associados à cooperativa COOPERBUS são realizadas na sede desta.

O Órgão Gestor de Transporte (ETUFOR), visando um melhor atendimento aos usuários, como também conforto e segurança destes e dos operadores, iniciou no ano de 2006 e durante o ano de 2007 curso de capacitação para operadores e permissionários do STPC, composto por cinco módulos: Módulo I – Legislação de Transporte; Módulo II – Segurança no Trânsito; Módulo III – Atendimento de Urgência e emergência; IV – Noções de Direito Trabalhista e Conhecimento sobre Fiscalização; V – Relações Interpessoais. Foram capacitados 1.589 operadores, 305 permissionários, 582 motoristas, 702 cobradores e, fora estes, 567 participaram de palestras.

Alguns módulos são ministrados por alguns funcionários da ETUFOR, tornando-se mais fácil o relacionamento com os alunos do curso de capacitação. Nos anos de 2006 e 2007, o curso de capacitação foi realizado

graças a um convênio entre ETUFOR, SDE e IMPARH, todos os órgãos da Prefeitura Municipal de Fortaleza. As aulas foram realizadas nas dependências do IMPARH.

Todos os permissionários e operadores (motoristas e cobradores) são obrigados a passarem pelo curso de capacitação, para terem direito ao recebimento de uma carteira padrão. Essa carteira é para identificar que aquele permissionário, motorista ou cobrador é cadastrado no sistema de transporte público complementar. Pois caso sejam abordados, em uma fiscalização da ETUFOR, terão de estar portando essa carteira de identidade funcional.

MONITORAMENTO ATRAVÉS DE GPS E O CAIXA ÚNICO

Continuando essa política de avanços e evolução do STPC, foi implantado no sistema o monitoramento através de GPS. Todas as linhas já adotaram esse monitoramento. E isso vem facilitar a operacionalização dos veículos nas linhas, acabando com os relógios de pontos, espalhados ao longo dos itinerários das linhas, os quais os cobradores eram obrigados a descerem dos carros para utilizá-los, para certificar que aqueles ho-

rários estão sendo cumpridos. É importante também esse monitoramento, para detectar quaisquer irregularidades cometidas pelos motoristas durante as operações, principalmente as altas velocidades. Atualmente, esse monitoramento através de GPS é acompanhado por telas maiores de computadores, pelos fiscais e coordenadores das linhas onde já existem. Na sede da ETUFOR, esse monitoramento das linhas do STPC é também acompanhado.

Quanto ao caixa único, algumas linhas já estão utilizando essa forma de distribuição da receita dentro do sistema, semelhante à utilizada pelas cooperativas em São Paulo.

Na Tabela 3, é citado um exemplo como funciona o caixa único na Cidade de São Paulo, sendo, portanto, utilizado em algumas linhas do STPC do Município de Fortaleza.

Conclusão da página anterior da análise, sobre o comportamento dos veículos na simulação do caixa único. O veículo nº 50 carregou menos passageiros, arrecadou menos e deu menos viagens. O veículo nº 52 carregou mais usuários, arrecadou mais e deu mais viagens. O veículo nº 55 carregou mais passageiros do que o veículo nº 50, e menos do que o veículo 52, acon-

Tabela 3 – Simulação de como funciona um caixa único

CAIXA ÚNICO			
03 Veículos da mesma linha.			
Nº do Veículo	Quant. de Passageiros	Arrecadado (R\$)	Quant. viagens
50	2.000	3.200,00	30
52	3.000	4.800,00	35
55	2.800	4.480,00	28
	TOTAL	12.480,00	93
R\$12.480,00/93 = R\$134,19 p/viagem			
Nº do Veículo	Valor das Viagens	Arrecadado dia (R\$)	Valor caixa único
50	134,19 X 30	4.025,70	4.025,70-3.200,00 = 825,70
52	134,19 X 35	4.696,65	4.696,65-4.800,00 = -103,35
55	134,19 X 28	3.757,32	3.757,32-4.480,00 = -722,68
Observações: O veículo nº 50 vai receber do caixa único R\$ 825,70 O veículo nº 52 vai devolver ao caixa único R\$ 103,35 O veículo nº 55 vai devolver ao caixa único R\$ 722,68			

Fonte: GVANS/DIPLA/ETUFOR

tecendo a mesma proporção na arrecadação. Todo o arrecadado dos três veículos é somado, assim como a quantidade de viagens realizadas. O total arrecadado é dividido pelo total de viagens, resultando em um valor por viagem. Esse valor por viagem é multiplicado pela quantidade de viagens realizadas por cada veículo, resultando em um valor de arrecadação/dia de cada um dos veículos. Esse arrecadado/dia de cada veículo é subtraído da arrecadação por viagens, resultando no valor do caixa único. Donde se conclui; o veículo nº 50 vai receber do caixa único, os veículos nº 52 e nº 55 irão devolver receita para o caixa único.

Um dos principais benefícios do caixa único é o fim da concorrência entre permissionários dentro da mesma linha, acabando com a correria desenfreada à busca de passageiros.

CONCLUSÃO

Esse trabalho tenta mostrar qual dinâmico é a atividade de transporte, está sempre em constante modificação, diferente de outras atividades, em especial o sistema de transporte público de nossas cidades. Inicialmente, foi relatado que o transporte público no Brasil era operado por carroças, puxados por burros e cavalos. Muito tempo depois apareceram os bondes e os trens.

Mas o crescimento das cidades e a distribuição da população em direção aos subúrbios mais distantes, que não eram atendidos pelos modais de transportes existentes nesse período, fizeram com que surgisse outro tipo de transporte, o serviço realizado por intermédio de veículos motorizados. Os donos de fazendas e sítios, que ficavam nesses bairros mais distantes, começaram a transportar trabalhadores e moradores que moravam nas redondezas em direção às cidades. Eles começaram a cobrar uma tarifa por esse tipo de serviço de leva e traz, surgindo daí os primeiros transportes coletivos, evoluindo para as empresas de transportes operadas por ônibus. Esse tipo de serviço foi considerado na época também como pirata e clandestino, roubando a demanda de passageiros dos outros modais já existentes. O surgimento do transporte realizado por veículos de

pequeno porte (VPP), à margem da lei, ou seja, sem regulamentação, chamado de clandestino ou simplesmente pirata, contribuiu de forma relevante na mudança no mercado de transporte público urbano de passageiros, que ao longo das últimas três décadas apresentava-se praticamente estável. As empresas do sistema de transporte regular (ônibus), que eram protegidas pela regulamentação, passaram a sofrer com a concorrência desenfreada de kombis, bestas, topics, até ônibus, isso favoreceu a queda da demanda, embora esta queda não tenha sido o único problema ocorrido nesse fenômeno do aparecimento dos veículos de pequeno porte, que invadiram nossas cidades, em especial a cidade de Fortaleza.

Esse fenômeno da invasão dos veículos de passageiros de pequeno porte nas grandes cidades brasileiras, em particular na cidade de Fortaleza, é semelhante ao ocorrido com o surgimento das empresas de ônibus, prejudicando na época o transporte realizado por bondes e trens. Mas isso aconteceu por transformações ocorridas nas cidades, uma delas, as expansões dessas, em direção aos subúrbios mais distantes. Mas outros fenômenos contribuíram sobremaneira, para que tudo isso tenha acontecido.

A invasão desses veículos de pequeno porte (VPP) na cidade de Fortaleza, como já citada em outros capítulos desse trabalho, ocorreu por vários motivos e problemas. Mas o que se quer mostrar é a evolução desse modal de transporte, dentro do Sistema de Transporte Público de Passageiros (STPP) do Município de Fortaleza.

Inicialmente, a enorme quantidade de veículos vindos de todos os estados do Brasil, principalmente de Pernambuco e Brasília, numa quantidade em torno de mais de 1.000 veículos. A cidade de Fortaleza sofreu muito com isso, principalmente em relação ao trânsito. Pois todos esses veículos se juntaram ao caótico trânsito da cidade. O outro problema, o principal deles, era em relação à concorrência considerada como desleal, com o serviço de transporte regular.

No início começou a operar com kombi, topic e similares. Até hoje, por causa do modelo do veículo topic, a população chama popularmente os permissionários do sistema de "topiqueiros". Algum tempo depois, por

decisão do órgão gestor de transporte do Município de Fortaleza, as linhas começaram a operar com veículos maiores, e surgiram vários outros modelos e marcas de veículos.

Com o crescimento do modal dentro do STPP, houve a necessidade da mudança do *layout* interno dos veículos, para a colocação da catraca. Com isso, iniciou-se a compra de veículos dotados de duas portas.

As linhas pertencentes ao sistema já começavam a operar com veículos do tipo micro-ônibus, após isso começaram as instalações nos veículos da frota do validador eletrônico de transporte (VET), dando aos permissionários uma maior tranquilidade.

Conforme a Lei Orgânica do Município de Fortaleza, publicada no Diário Oficial do Município nº 13.483, de 2 de janeiro de 2007, no Art. 220, § 1º: O Sistema de Transporte Público Coletivo do Município de Fortaleza classifica-se em: regular, complementar e especial. A partir de então o sistema alternativo passou a ser denominado de Sistema de Transporte Público Complementar do Município de Fortaleza (STPC-FOR).

Todas as linhas já estão adotando o monitoramento por meio de GPS, na operacionalização dos veículos durante seus itinerários.

Outro avanço é a administração da receita arrecadada nas linhas, por intermédio do caixa único, se tornando mais fácil, para uma futura integração temporal, pois todos os veículos estão dotados de VET'S.

Está sendo estudada uma futura integração, entre os vários modais da cidade, ônibus, metrô, e os veículos pertencentes ao STPC.

Fortaleza conta atualmente com uma população de 2.500.000 habitantes, que necessita se deslocar para o trabalho, comércio, faculdade, escola, lazer etc. cresce o número de veículos particulares nas ruas e avenidas, tornando um verdadeiro caos o trânsito da cidade, e estes têm prioridade no trânsito sobre os veículos que operam no sistema de transporte público de passageiros, penalizando a maior parte da população que utiliza esse tipo de transporte.

O poder público precisa com urgência implantar uma política de planejamento urbano, que venha oferecer à população de Fortaleza um acesso seguro e eficiente aos

espaços urbanos, o que terá como consequência direta a melhoria da qualidade de vida.

Soluções que podem ser realizadas para facilitar os deslocamentos das pessoas e bens entre si com a cidade:

- Priorizar o Sistema de Transporte Público de Passageiros dentro da cidade, sobre os veículos particulares, com corredores exclusivos para ônibus e *micro-ônibus* e *vans*.
- Favorecer a integração entre os vários modais: trens, metrô, ônibus e *vans*, facilitando a mobilidade das pessoas dentro da cidade.
- Melhorar a circulação no centro, desestimulando o acesso de automóveis particulares nessas áreas.
- Melhorar a infraestrutura dos equipamentos urbanos necessários, tais como ruas, passeios, ciclovias, corredores de transporte, abrigos;
- Oferecer à população um transporte público de qualidade, com quantidade suficiente compatível com a demanda existente.
- Implantar a integração temporal em toda a cidade e entre todos os modais.
- Ampliar os terminais de integração, dando um melhor conforto aos usuários e ao pessoal de operação dos transportes coletivos.
- Melhorar a estrutura viária da cidade para facilitar a circulação dos transportes coletivos.
- Diminuir o tempo de viagem no trajeto das linhas do sistema de transportes coletivos nos deslocamentos dos usuários para os destinos desejados.
- Estimular o uso dos transportes coletivos a todas as pessoas com tarifas acessíveis.
- Enfim, oferecer à população um transporte coletivo mais humano, com qualidade, conforto, segurança, eficiência e que possa através dele usufruir dos espaços urbanos da cidade.

Assim, a população da cidade de Fortaleza, usuária do sistema de transporte coletivo, deverá ter a consciência da relevância de sua participação no desenvolvimento da cidade, envolvendo-se na implementação da política urbana a partir de seus questionamentos e necessidades.

Portanto, esse artigo mostrou a importância do Sistema de Transporte Público Complementar do Município

de Fortaleza (STPC-FOR), não como um predador de outrora, mas, como um transporte eficiente, seguro, confortável e de qualidade, e que está evoluindo à medida que a cidade solicita. E o fenômeno do aparecimento do STPC, objeto desse trabalho, foi mostrar sua evolução,

desde seu nascimento, até a atualidade, mostrando que o Sistema de Transporte Público Complementar do Município de Fortaleza, diante de sua história evolutiva, está preparado para novos desafios, tais como possível implantação da integração deste modal com o STPP.

Referências bibliográficas

- ANTP (1997) Transporte Humano: Cidades com Qualidade de Vida. Associação Nacional dos Transportes Públicos.
- ARAÚJO NETO, F. P. (2001) Regulamentação do Transporte Clandestino (Solução ou Ameaça?). X Encontro do Colégio Técnico. Associação Nacional das Empresas e Ônibus. Disponível em: <http://www.ntu.org.br/banco/coltec/pessoa/fig001.gif>.
- BALASSIANO, R. (1996) "Transporte por Vans – O Que Considerar no Processo de Regulamentação?" Transportes, vol. 4, n. 1 e 2, pp.87-105.
- BARBOZA, K. F. F.; R. D. ORRICO FILHO e E. M. SANTOS (2002) Regulamentação do transporte público alternativo: experiências brasileiras. Anais do XVI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Natal.
- BARBOZA, K. F. F. (2002) Regulamentação do Transporte Público Alternativo: A Experiência Brasileira. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- BRASIL, Ministério dos Transportes. Cálculo de tarifas de ônibus urbanos; instruções práticas atualizadas. 2. Brasília: GEIPOT, 1996. 75 P.
- BRASILEIRO, A. (1999) "Informais, Alternativos, Clandestinos, Piratas, Não Regulamentados, Ilegais, Artesanais, Concorrentes?" Reproduzido em Brasileiro, A. e Henry, E., "Afirmação da Viação de Ônibus Urbanos". In: Brasileiro, A. e Henry, E. (eds).
- COOPERBUS, Cooperativa dos Transportadores Autônomos de Passageiros em Transporte Alternativo Municipal e Intermunicipal do Estado do Ceará.
- COOTRAPS, Cooperativa dos Transportadores Autônomos de Passageiros do Estado do Ceará.
- ETUFOR, Empresa de Transporte Urbano de Fortaleza. – site: www.etufor.ce.gov.br
- FERREIRA, E. A. e R. D. ORRICO FILHO (2001) Licitação dos Serviços de Transportes Públicos Urbanos de Passageiros – Transporte Formal x Transporte Informal. XI Congresso Latinoamericano de Transporte Público y Urban, CLAPTU, La Habana.
- GUERRA J. O. (2002) Uma Proposta para a Utilização de Veículos de Baixa Capacidade no Transporte Urbano de Passageiros. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
- FREITAS, R. A., 2001, "Informalidade e violência no mundo do trabalho". In: Silva, J. F., Lima, R.B. e Rosso, S. (orgs.), Violência e Trabalho no Brasil, Editora UFG e MNDH, Goiânia, GO, Brasil.
- GUERRA, J. O. e R. BALASSIANO (2002) Sistemas de Transportes de Baixa Capacidade: Um Conceito de Utilização. Anais do XVI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Natal.
- OLIVEIRA JÚNIOR, J. A. (2003) Questões Conceituais do Prazo de Delegação dos Serviços Públicos de Transportes de Passageiros. In: 14º Congresso Brasileiro de Transporte e Trânsito – 14º ANTP, Vitória.

Diretrizes para a formulação e avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas

Breno Salgado BARRA, Dr.

Leto MOMM, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, Brasil

Yves BROSSEAUD, D. R.

Pierre HORNYCH, D. R.

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – LCPC, França

RESUMO

O objetivo principal deste trabalho é abordar diretrizes para a formulação e avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas, com base nos procedimentos normativos franceses, acurados pela proximidade de suas relações campo-laboratório. Abrange o cálculo das curvas granulométricas e escolha dos teores ótimos de betume, etapas de avaliação da compactação nos ensaios da Prensa de Compactação Giratória (PCG), resistência à ação da água no ensaio de Duriez e resistência à deformação permanente, culmina com ensaios de módulo complexo e de fadiga. Com base na abordagem dos princípios de concepção e nos procedimentos executivos, a metodologia

francesa para formulação de misturas asfálticas é mais indicada que a tradicionalmente adotada no Brasil, acarretando a produção de misturas mais seguras e resistentes aos esforços solicitantes, logo, com maior vida útil. E, nos casos de aplicação em dimensionamento de pavimentos, considerando a camada na posição prevista na prática, a mistura escolhida será aquela que oferece vantagem econômica, em função da rigidez (módulo) e da deformação admissível calculada nos ensaios de fadiga.

PALAVRAS-CHAVE

Comportamento mecânico, ensaios, formulações, misturas asfálticas.

INTRODUÇÃO

A qualidade e a pertinência dos métodos de formulação das misturas asfálticas condicionam, em grande parte, a segurança no uso das infraestruturas, bem como a durabilidade e os custos de conservação. São ainda ferramentas preciosas para a inovação, no fornecimento de diretrizes à elaboração e ao melhoramento de materiais experimentais e de meios de avaliação de seus desempenhos. A elaboração de um método de avaliação resulta de um processo longo e complexo, necessitando de numerosa quan-

tidade de comparações entre os resultados de campo e laboratório durante a vida útil do material. É que esteja amplamente de acordo com o contexto dos métodos de dimensionamento dos pavimentos, bem como de classificação e normalização dos materiais (LCPC, 2007).

Os métodos de formulação se apoiam em três conjuntos principais, fortemente ligados e interdependentes (LCPC, 2007): o primeiro concerne ao das propriedades físicas, químicas e mecânicas, considerado como necessário e suficiente para avaliar a aptidão dos constituintes e das misturas que comporão os materiais utilizados nas ro-

dovias. O segundo é o dos ensaios e suas metodologias utilizadas para medir estas propriedades. O terceiro corresponde ao dos valores a serem atingidos ou que não devem ultrapassar determinados limites, em função das propriedades requeridas pela natureza da obra e intrínsecas dos próprios materiais, aliada à vida útil de projeto.

Em geral, a modelização utilizada para o dimensionamento de um pavimento considera a estrutura estando constituída por multicamadas, superpostas, compostas por materiais de comportamento assumido como elástico linear, homogêneo, isotrópico e, assentes sobre um espaço semi-infinito, em situações de solicitação estacionária. Neste contexto, cada camada pode ser caracterizada por sua espessura, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade. Com a ajuda de ferramentas de cálculo, tais como Alizé (LCPC, 2005), Elsym 5 (U.C. BERKELEY, 1986) e Everstress 5.0 (WSDOT, 1999), por exemplo, determinam-se as tensões e deformações em todas as camadas. Nesta modelização, a rigidez (módulo) e a deformação admissível na fadiga são dados de entrada e controle, respectivamente (BARRA, 2009; MOMM, 1998; GUIDE TECHNIQUE, 1997).

Contudo, atualmente já existem ferramentas de cálculo, como os programas Viscoroute (CHABOT *et al*, 2009; DUHAMEL *et al*, 2005) e o módulo *Chaussée Viscoélastique sous Charge Roulante* (CVCR) do programa Cesar (HORNYCH *et al*, 2008), ambos desenvolvidos no *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), na França, que são capazes de simular o comportamento mecânico das estruturas de pavimentos flexíveis, sob solicitações de carregamento dinâmico, com base nos parâmetros de viscoelasticidade linear do modelo de HUET (1963)-SAYEGH (1965), permitindo uma avaliação mais realista do que se observa no campo quando são solicitadas, em comparação às análises tradicionais.

Em laboratório, os corpos de prova moldados depois da formulação das misturas asfálticas devem ser testados a partir de solicitações capazes de reproduzir, da forma mais próxima possível, a deformação que ocorre no campo com a passagem da carga, na camada superficial do pavimento. Esta deve variar na sequência; contração, distensão e contração. Neste contexto, devido à dificuldade de reprodução exata em laboratório da deformação gerado no

campo, tem-se que o sinal senoidal é o que apresenta a forma mais próxima ao das situações observadas na prática (HUET, 1963; De La ROCHE, 1996).

Perret (2003) decompôs as séries de Fourier, a partir do cálculo da média ponderada dos valores correspondentes às frequências de solicitação dos pavimentos e suas respectivas amplitudes de deformação, levando em conta: tempo de aplicação da carga em determinado ponto da camada asfáltica a dada velocidade, temperatura ambiente, espessura da camada asfáltica e configuração das rodas (simples ou duplas). Conseguiu modelar o sinal que corresponde ao cálculo de uma frequência única, para cada caso, capaz de reproduzir àquela aplicada na prática, portanto, superpondo-o ao sinal obtido em campo (Figura 1).

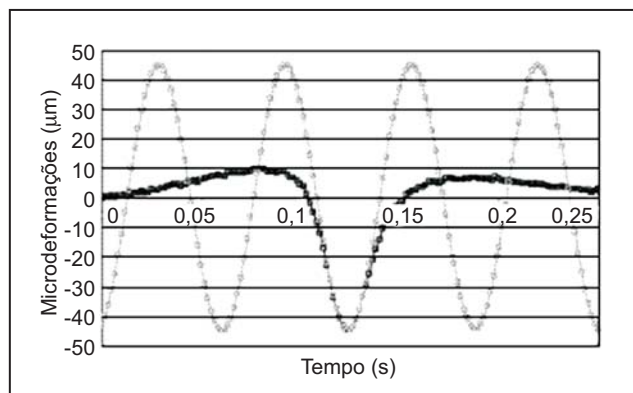


Figura 1 – Superposição dos sinais de deformações longitudinais medidos em campo (em preto) aos das curvas senoidais com frequências calculadas decompondo as séries de Fourier (PERRET, 2003).

Ao se observar este procedimento comparativo, tem-se que tanto os ensaios de rigidez (módulo) quanto os de fadiga realizados à flexão alternada com o controle do deslocamento possuem boa reprodutibilidade das condições de solicitação das camadas asfálticas observadas no campo: é a deformação que rege o fenômeno da fadiga na prática (RUDENSKY, 1997; MOMM, 1998; BODIN, 2002; BARRA, 2009).

Entretanto, para que se obtenham resultados confiáveis e com os menores índices de dispersão possíveis, esses ensaios necessitam de amostras já com elevado grau de aprimoramento, isto é: tendo passado por análises prévias que compreendem outros parâmetros de avaliação de

desempenho das misturas, principalmente levando-se em conta o longo período que caracteriza a execução dos ensaios de fadiga (MOMM, 2005).

Este trabalho aborda uma sequência de testes que visam à formulação de misturas asfálticas, bem como as aplicações dos respectivos resultados nos procedimentos de dimensionamento, com base nos critérios normativos franceses, de estreita relação campo-laboratório. Visa obter produtos finais tecnicamente qualificados, capazes de oferecer conforto e segurança, com o menor custo possível ao usuário, duráveis e, principalmente, capazes de resistir às solicitações a que serão submetidos no campo.

DIRETRIZES PRELIMINARES NA FORMULAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas são constituídas de um esqueleto mineral, com grãos de tamanho variando entre a menor abertura de peneira d (mm) e um diâmetro máximo D (mm) especificados a cada caso particular, misturado a um ligante betuminoso composto por hidrocarbonetos derivados da extração do petróleo. Aditivos ou adições podem ser incorporados, a fim de melhorar os desempenhos físico, químico e mecânico. A mistura final compactada e resfriada possui um teor de vazios, não nulo, que influencia diretamente nos desempenhos das misturas (BARRA, 2009; LCPC, 2007).

Antes de serem iniciadas as etapas que avaliarão o comportamento físico e químico, assim como o desempenho mecânico das misturas asfálticas, alguns parâmetros devem ser considerados e escolhidos para a composição das formulações, como: forma e natureza dos agregados, curva granulométrica, tipo de betume e aditivos ou adições (eventualmente).

No caso da forma e natureza dos agregados, devem-se focar três vertentes: intertravamento do esqueleto mineral, maior afinidade ao betume e hidrofobia. A primeira diz respeito à forma e à textura que melhor contribuirão para a resistência da mistura quanto mais subangular e rugosa forem as partículas, respectivamente. Para tanto, os blocos oriundos da detonação dos maciços rochosos devem ser submetidos a processos de britagem, depois do primeiro estágio, preferencialmente com

britadores dotados de sistema rocha contra rocha. Este permite a formação de partículas subangulares devido ao choque provocado na movimentação centrífuga do equipamento, rompendo as partículas em suas zonas naturais de falha, logo, não alterando a sanidade e a boa morfologia da partícula finalmente acabada, a partir da não formação de fissuras e lamelas, nesta ordem.

As duas últimas concernem à natureza, em que maior afinidade terá na ligação interfacial com o betume, caso a rocha matriz seja constituída de minerais predominantemente eletropositivos, o que conseqüentemente garantirá menor ação desagregadora da água ao sistema granular-betume (SANTANA, 1992; BARRA, 2005; BARRA, 2009).

A escolha da curva granulométrica é uma etapa que depende de vários aspectos, como: formação rochosa local, disponibilidade de equipamentos para britagem correta das rochas, centrais de peneiramento adequadas, da função que a mistura asfáltica terá no campo (se rolamento ou ligação), do volume de tráfego que suportará durante o período de projeto e das especificações normativas inerentes a cada país.

Na França, que já possui grande parte de suas especificações normativas incorporadas à União Européia, esta etapa de definição das características de composição das misturas, antes da execução propriamente dita dos ensaios, é denominada de nível 0 do processo de formulação. Não são predefinidas faixas granulométricas, como no Brasil, mas curva granulométrica especificada para cada tipo de mistura asfáltica (AFNOR NF EN 13108-1, 2007).

Essas curvas constituem diretrizes para balizar que tipos de misturas estarão sendo utilizadas nas formulações, podendo ser ajustadas pelo projetista de acordo com as condições naturais e de beneficiamento disponíveis no momento, desde que seja mantida a coerência: nestes casos o máximo de proximidade possível, correspondente às percentagens passantes especificadas para cada classificação, e se utilize os valores limites pertinentes à sua validação, ou seja, que estejam de acordo com a norma correspondente ou mais próxima do tipo de composição escolhida.

Nesse contexto, as curvas teóricas, que podem ser calculadas a partir da Equação 1 de Fuller ou Talbot, são utilizadas para determinar as curvas granulométricas que

originarão novas formulações a serem submetidas aos testes de avaliação. Ressalta-se que não se utilizam faixas granulométricas nos procedimentos franceses, pois quem balizará a aptidão do uso das misturas asfálticas formuladas são os níveis de avaliação previstos para cada caso particular, a serem abordados mais adiante.

$$\% p = a \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad (1)$$

Onde:

%p = percentagem em peso que passa na peneira de menor diâmetro da curva;

a = constante, tomada igual a 100;

d = abertura de uma dada peneira (mm);

D = diâmetro máximo, abertura da peneira que passa 100% (mm); e,

n = expoente indicador de uma curva mais aberta ou mais densa.

Para se ter noção de grandeza de valores, no caso das especificações do DNIT (2006), uma curva granulométrica é considerada aberta quando o expoente "n" fica situado na faixa de $0,55 < n < 0,75$, e de graduação densa quando estiver entre $0,35 < n < 0,55$.

Para verificar se as características do betume estão de acordo com as especificações que lhe são atribuídas, os ensaios de penetração (AFNOR NF EN 1426, 2007) e de ponto de amolecimento anel e bola (AFNOR NF EN 1427, 2007) são realizados. O primeiro, assim como no Brasil, deve apresentar valores (em 0,1 mm) que estejam dentro da faixa característica de denominação do betume, e o segundo possui um valor máximo ou mínimo dependendo da classificação. No caso de estudos de mástiques, deverá ter resultados compreendidos em um intervalo de 8°C a 16°C acima do valor do ensaio de ponto de amolecimento feito com o betume em estado puro (AFNOR NF EN 13179-1, 2002).

A escolha do teor de betume de partida que fará parte dos testes para determinação do teor ótimo a ser incorporado aos esqueletos minerais pode ser feita de duas formas: considerando o teor de betume externo ou interno. O primeiro diz respeito à quantidade de betume que irá ser adicionada além dos 100% da massa de granulares secos calculada pela Equação 1, enquanto

que o segundo corresponde à incorporação de um dado teor de betume como parte dos 100% que compõem a mistura asfáltica.

Na França, os cálculos de dosagem das misturas asfálticas tendo como parâmetro o teor de betume externo é normalmente utilizado. Contudo, como o teor de betume interno é também especificado (Equações 2 e 3) e, adotado no Brasil como parâmetro nos procedimentos de dosagem, será a alternativa abordada neste trabalho (LCPC, 2007).

$$TL_{int} = \left(\frac{100 \cdot K \cdot \alpha \cdot \sqrt[3]{\Sigma}}{100 + (K \cdot \alpha \cdot \sqrt[3]{\Sigma})} \right) \quad (2)$$

$$K = \frac{\left(\frac{100 \cdot TL_{int}}{100 - TL_{int}} \right)}{\alpha \cdot \sqrt[3]{\Sigma}} \quad (3)$$

Onde:

TL_{int} = teor de ligante interno (%);

K = módulo de riqueza;

α = coeficiente de correção relativo à densidade real dos granulares, (relação 2,65/densidade real do esqueleto mineral (g/cm^3)), e;

Σ = superfície específica do esqueleto mineral (m^2/kg).

O módulo de riqueza (K) foi estudado por Duriez (1950), sendo uma variável proporcional à espessura convencional de uma película de betume encobrindo as partículas granulares. É independente da massa específica (volumétrica) do esqueleto granular, estando relacionado ao teor de betume selecionado como de partida para a execução dos ensaios. As normas francesas AFNOR NF P 98-130 a 141 (1993) especificam limites mínimos de "K", referentes a cada tipo de mistura, para utilização em dosagens de partida.

Com o advento das normas da União Européia, notadamente a série AFNOR NF EN 13108 (2007), os módulos de riqueza têm sido definidos em função do teor de betume (Equação 3), em que pese os valores mínimos de "K" continuarem a ser previstos na série citada. Porém, critérios denominados empíricos e fundamentais também foram incorporados a estas novas especificações, relacionados ao teor de betume de partida: um variável a cada tipo de mistura (LCPC, 2007), e outro determinado pela

norma AFNOR NF EN 13108-1 (2007). Este segundo parte de um valor fixo, porém não obrigatório na prática, de 3,0%, em função de que as misturas serão submetidas e validadas a partir dos testes qualificativos e de desempenho ao longo dos níveis de avaliação posteriores.

A superfície específica (S) é calculada a partir da distribuição granulométrica dos agregados na curva (Equação 4).

$$100.\Sigma = 0,25.G + 2,3.S + 12.s + 150.f \quad (4)$$

Onde:

Σ = superfície específica (m^2/kg);

G = percentagem de agregados na curva superior a 6,3mm;

S = percentagem de agregados na curva entre 6,3mm e 0,250mm;

s = percentagem de agregados na curva entre 0,250mm e 0,063mm;

f = percentagem de agregados na curva abaixo de 0,063mm.

Contudo, as Equações 2, 3 e 4 não são aplicáveis às misturas que contenham alguns tipos de finos, como os oriundos de rochas calcárias (pó calcário, cal virgem e cal hidratada, por exemplo), e nem adições como as fibras ou polímeros. Nestes casos, atribui-se um teor inicial de betume a ser testado com base na Equação 5 (AFNOR NF EN 13108-1, 2007).

$$TL_{int} = 100 \cdot \left(\frac{MB}{MGS + MB} \right) \quad (5)$$

Onde:

TL_{int} = teor de ligante interior, incorporado à soma dos 100% da mistura (%);

MB = massa de betume;

MGS = massa de agregados secos.

No caso dos aditivos melhoradores de adesividade (dopes), as normas francesas não possuem nenhuma recomendação específica sobre os teores a serem utilizados nas misturas, enfatizando apenas que alguns compostos podem se degradar ou volatilizar a elevadas temperaturas (AFNOR NF P 98-150, 1992). Em geral, a quantidade de uso fica a cargo do projetista, levando em conta as experi-

ências realizadas com os agregados que comporão as curvas granulométricas durante testes de adesividade ou similares, estando normalmente entre 0,5% a 1,5% em peso do teor de betume, dependendo do tipo de dope e do agregado. No caso das adições, como as fibras e os polímeros, cada tipo de material possui uma quantidade específica a ser adicionada nas misturas e deve ser estudado à parte (LCPC, 2007).

NÍVEIS DE AVALIAÇÃO DAS FORMULAÇÕES

Definidos os parâmetros preliminares de formulação das misturas asfálticas, também denominado de nível 0, conforme citado no tópico anterior, parte-se para a etapa de execução dos ensaios correspondentes aos demais níveis de avaliação das formulações escolhidas para teste.

A sequência segue mais quatro níveis, dependendo do tipo de mistura, da posição e espessura recomendada como camada do pavimento, do tráfego previsto, de solicitações particulares (rampas, interseções, temperatura equivalente) e do objetivo pretendido para aplicação desta camada, assim como da natureza das camadas inferiores que comporão o pavimento (LCPC, 2007).

Portanto, no início, várias formulações podem e devem ser testadas, podendo compreender diversos tipos e teores de betume, bem como de composições granulométricas, visando ao final da execução dos níveis de teste, verificar qual (ou quais) mistura (s) estará(ão) apta(s) a desempenhar as funções requeridas pelo projetista no campo. Neste contexto, é importante enfatizar que todos os níveis são de caráter eliminatório.

No primeiro nível, a compacidade das misturas é verificada a partir do cumprimento de determinados limites: porcentagens de vazios no ensaio da Prensa de Compactação Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999), em relação a uma escala de giros do eixo compactador, e avaliação quanto à resistência à presença de água no ensaio de Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995). Este nível se aplica a todos os tipos de misturas.

No caso de misturas sujeitas a baixo tráfego, este nível é suficiente para critério de avaliação, sem que haja a necessidade de ensaios complementares. Porém, no caso de misturas de módulo elevado, por exemplo, como o pró-

prio nome define, necessitam da realização dos níveis subsequentes, em virtude de serem projetadas para tráfegos com extrema severidade.

O segundo nível testa as misturas aprovadas no primeiro nível e diz respeito ao ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993), em que as misturas são avaliadas quanto à resistência à formação de trilhas de rodas.

Tendo sido aprovadas no segundo nível, as misturas são submetidas ao ensaio de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) no terceiro nível, sendo especificado para situações importantes, em que a mistura formulada assumirá função estrutural na composição do pavimento. E o quarto e último nível comporta o ensaio de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993).

Apesar de os ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) e de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993) possuírem caráter eliminatório isoladamente, em função de parâmetros especificados para cada tipo de mistura asfáltica, convém lembrar que no caso de aprovação de misturas nestes dois últimos níveis não necessariamente significa já estarem aptas à aplicação no campo de imediato, sem que antes sejam simulados e avaliados os seus desempenhos com o auxílio de ferramentas de cálculo destinadas ao dimensionamento de estruturas de pavimento, a fim de verificar a otimização das características de rigidez e de resistência à fadiga em situações de solicitação do material, ou seja, de deformação admissível no campo.

Isto significa produzir misturas resistentes, porém, com comportamento não quebradiço e que suportem ao mesmo tempo as deformações de distensão (tração) e de contração (compressão), oriundas dos esforços de flexão alternada provenientes das cargas solicitantes aplicadas sobre as estruturas dos pavimentos, que as conduzem ao colapso por fadiga (Figura 1).

Em cada um destes níveis descritos, para que as novas formulações possam ser consideradas aprovadas, deverão ter um desempenho mínimo que esteja de acordo com as especificações (AFNOR NF P 98-130 a 141, 1993). Também possuem seus limites paramétricos compilados para consulta em LCPC (2007), refe-

rentes ao tipo de mistura em que se enquadram as suas composições. Na Figura 2, está ilustrada a sequência de ensaios para cada nível de formulação.

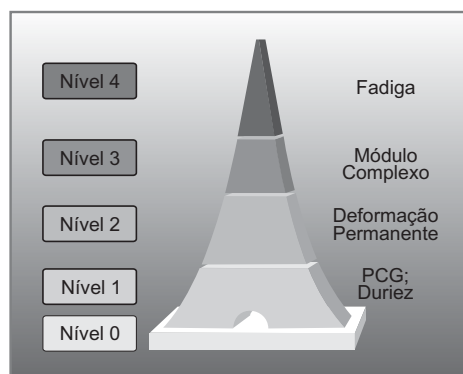
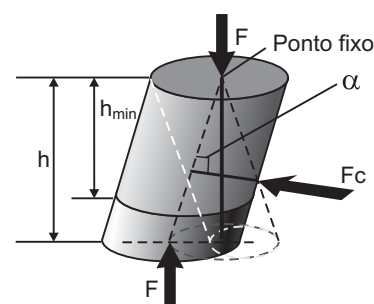


Figura 2 – Sequência dos níveis de formulação e respectivos ensaios (LCPC, 2007).

Ensaio da Prensa de Compactação Giratória (PCG)

Este ensaio é utilizado para verificar a compacidade das misturas asfálticas, a partir da Prensa de Compactação por cisalhamento Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999). Permite uma compactação lenta e isotérmica sob baixa compressão estática, executada por um movimento giratório (cisalhante) de uma de suas faces em torno do eixo de simetria do corpo de prova (Figura 3).

Recomenda-se que cada teor de ligante betuminoso das misturas asfálticas seja submetido a uma sequência de pelo menos três ensaios, adotando-se a média dos resultados como o valor final em cada caso.



h_{min} : altura mínima para 0% de vazios;
 h : altura aparente para N giros;
 F : força axial;
 F_c : força de cisalhamento;
 α : ângulo de inclinação

Figura 3 – Prensa de Compactação Giratória 3 (PCG-3) (LCPC, 2010).

A altura mínima (h_{\min}) dos corpos de prova é estipulada em 150,0mm ou 160,0mm, para moldes com diâmetro interno de 150,0mm \pm 0,1mm ou de 160,0mm \pm 0,1mm, respectivamente, dependendo do tipo da PCG disponível. Nestes casos, as massas dos corpos de prova são calculadas com base no volume final da amostra e na massa específica (volumétrica) real da mistura solta seca (AFNOR NF EN 12697-5, 2003) (Equações 5 e 6).

$$M = 2,651.MVR; \phi = 150,0mm \quad (5)$$

$$M = 3,016.MVR; \phi = 160,0mm \quad (6)$$

Onde:

M = massa do corpo de prova, em kg;

MVR = massa específica (volumétrica) real da mistura solta seca.

A força aplicada no momento do ensaio deve ser estar entre 11,5kN e 13,5kN, para as PCG equipadas com moldes de diâmetro interno com 160,0mm \pm 0,1mm, e entre 10kN e 12kN, para aquelas que comportam moldes de 150,0mm \pm 0,1mm, o que resulta em uma tensão vertical em torno de 0,6MPa. O valor médio da força, aplicada durante ensaio, à exceção do período transitório do início (inferior a 30 segundos), não deve ter variação maior que \pm 250N em relação à faixa determinada, e no caso de verificação a cada giro do eixo, este não pode variar acima de \pm 1200N ao longo do ensaio.

O ângulo de rotação (α) do molde em função do eixo de aplicação da força durante o ensaio é calibrado com base em amostragem de 27 corpos de prova, com composições granulométricas determinadas por norma (AFNOR NF P 98-252, 1999) que abrange vários intervalos de percentagens de vazios e número de giros, e respectivos desvios-padrão. Estes ângulos (α) variam conforme o tipo de PCG disponível. Em geral, estas inclinações são de 1° e de 0,82° nas partes externa e interna dos corpos de prova, respectivamente.

A preparação do conjunto molde e mistura ocorre da seguinte forma:

- Colocar os moldes e as pastilhas na estufa, durante duas horas, à temperatura de ensaio (varia de acordo com o tipo de betume utilizado);
- Untar os moldes com óleo mineral, com a ajuda de um pincel;

- Pesquisar em um recipiente separado a massa da mistura;
- Colocar de uma só vez a mistura no interior do molde e manter o conjunto completo (molde, pastilhas e mistura) em estufa à temperatura prescrita do ensaio, por um período entre 30 minutos e duas horas antes do início do ensaio.

Depois do período de condicionamento térmico da mistura no interior do molde, este é colocado no interior da PCG, e imediatamente um pré-carregamento da ordem de 150N a 3.000N é executado sobre a amostra por menos de 30 segundos, sem o uso de rotação ou inclinação (α). Em seguida, inicia-se o procedimento de rotação da máquina e, em menos de um semigiro do eixo, se aplica a força e a inclinação (α) definitivas do ensaio.

Quanto à rotação do eixo da máquina, caso a velocidade seja inferior a 12 giros por minuto, nada é especificado em relação ao comportamento rotativo. Porém, se esta velocidade estiver entre 12 e 32 giros por minuto, a rotação deverá ser progressiva e de duração entre 10 e 30 segundos, respectivamente. Logo, com exceção de períodos de transição, a velocidade de rotação deve ser inferior a 32 giros por minuto e constante a \pm 10% de precisão.

Sem a interrupção da rotação, as alturas $h_{i(ng)}$ dos corpos de prova, expressas em milímetros, são medidas a uma precisão de \pm 0,2mm, em que esta medição é realizada, no mínimo, pelo número de giros seguintes: 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 100 e eventualmente por 120, 150, 200, 250, 300, 400 e 500 giros.

Calculando-se as alturas médias $h_{(ng)}$, e de posse da altura mínima (h_{\min}) dos corpos de prova, é possível para cada número de giros analisado separadamente obter-se o percentual de vazios das misturas (Equação 5).

$$\%v = 100 \cdot \left(\frac{h_{(ng)} - h_{\min}}{h_{(ng)}} \right) \quad (5)$$

Onde:

%v = percentagem de vazios das misturas asfálticas;

$h_{(ng)}$ = altura média dos três ensaios por número de giros especificado das misturas asfálticas (em mm);

$h_{(\min)}$ = altura mínima dos corpos de prova (em mm).

Com os resultados obtidos, constrói-se um gráfico logarítmico no eixo das abscissas (número de giros) e linear no eixo das ordenadas (percentagem de vazios) (Figura 4), sendo rejeitada a mistura que apresentar valores fora da especificação condizente com a sua classificação (AFNOR NF P 98-130 a 141, 1993).

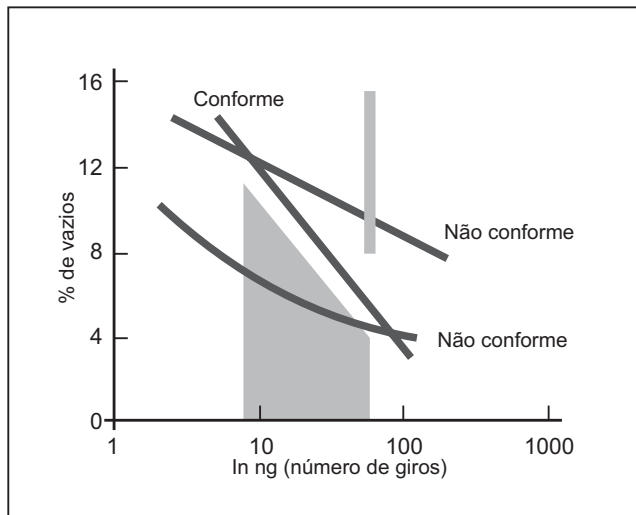


Figura 4 – Exemplo do gráfico de verificação da conformidade da compactação das misturas asfálticas (LCPC, 2010)

Ensaio de Duriez

O ensaio de Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995) consiste em romper à compressão direta (simples) no mínimo 10 corpos de prova com massa total de 3,5kg, e no mínimo 12 corpos de prova com massa total de 1,0kg, para composições granulométricas com $D_{máx} \geq 14,0\text{mm}$ e $D_{máx} < 14,0\text{mm}$, respectivamente.

As misturas asfálticas depois de usinadas devem ser introduzidas no interior de moldes de aço (120,0mm \pm 0,1mm de diâmetro interno, altura mínima de 270,0mm, para $D_{máx} \geq 14,0\text{mm}$; e 80,0mm \pm 0,1mm de diâmetro interno, altura mínima de 190,0mm, para $D_{máx} < 14,0\text{mm}$).

Os corpos de prova são compactados no interior dos moldes de aço citados, em uma prensa com velocidade média de avanço correspondente a 1,0mm/s \pm 0,1mm/s, equipada com duplo pistão, com diâmetros externos de 119,8mm \pm 0,05mm e 79,8mm \pm 0,05mm, a uma carga constante de 180kN e 60kN, para $D_{máx} \geq 14,0\text{mm}$ e

$D_{máx} < 14,0\text{mm}$, nesta ordem, por cinco minutos, em duas situações: a seco e após imersão por sete dias na água à temperatura de 18°C. Depois da moldagem calculam-se: os teores de vazios, a massa específica aparente do esqueleto mineral do corpo de prova, o teor de vazios ocupados pelo ar e pelo betume, além dos vazios cheios com betume (Equações 6 a 9).

$$\%v = 100 \cdot \left(1 - \frac{MVA}{MVR} \right) \quad (6)$$

Onde:

$\%v$ = percentagem de vazios;

MVA = massa específica (volumétrica) aparente da mistura (g/cm^3);

MVR = massa específica (volumétrica) real da mistura (g/cm^3).

$$MVA_g = MVA \cdot \left(1 - \frac{TL}{100 + TL} \right) \quad (7)$$

Onde:

MVA_g = massa específica (volumétrica) aparente do esqueleto mineral (g/cm^3);

MVA = massa específica (volumétrica) aparente da mistura (g/cm^3);

TL = teor de betume, em %.

$$\%vo = 100 \cdot \left(\frac{MVR_g - MVA_g}{MVR_g} \right) \quad (8)$$

Onde:

$\%vo$ = percentagem de vazios ocupada pelo ar e pelo betume;

MVR_g = massa específica (volumétrica) real do esqueleto mineral (g/cm^3);

MVA_g = massa específica (volumétrica) aparente do esqueleto mineral (g/cm^3).

$$VL = 100 \cdot \left(\frac{\%vo - \%v}{\%vo} \right) \quad (9)$$

Onde:

VL = percentagem de vazios preenchida por betume;

$\%vo$ = percentagem de vazios ocupada pelo ar e pelo betume;

$\%v$ = percentagem de vazios;

Deve ser respeitado um período de cura dos corpos de prova de 24 horas em temperatura ambiente, de 15°C a 25°C, em que ficarão em repouso sobre uma superfície plana até o momento de serem testados.

Para os corpos de prova que serão rompidos a seco, sem imersão na água, tem-se as seguintes alternativas de condicionamento:

- Para ensaios realizados a 18°C ± 1°C, os corpos de prova são colocados em uma câmara com controle de 50% ± 10% da umidade do ar por um período de sete dias corridos;

- Para os ensaios realizados a 50°C ± 1°C, os corpos de prova são conservados da mesma forma que nos ensaios a 18°C ± 1°C por seis dias corridos. Após este período o condicionamento segue com o mesmo controle de umidade, contudo, a 50° ± 1°C por 24h;

- Para os ensaios realizados a 0°C, os corpos de prova são conservados a uma temperatura entre 0°C e 1°C durante sete dias corridos.

Para aqueles que serão rompidos depois de serem submetidos ao condicionamento em água, seja a 18°C ± 1°C ou 50°C ± 1°C, devem seguir as seguintes etapas antes da imersão: desobstrução dos vazios após 24 horas do término da moldagem, em que durante uma hora serão lavados rapidamente e então submetidos em um recipiente a uma pressão residual a vácuo de 350mmHg ± 5%. Em seguida, a água é introduzida no recipiente até a imersão completa dos corpos de prova sob a mesma pressão residual de vácuo por mais duas horas.

As percentagens de saturação dos corpos de prova nas várias etapas são calculadas pela Equação 10.

$$W_{j+k} = 100 \cdot \left(\frac{M_{j+k} - M}{M} \right) \quad (10)$$

Onde:

W_{j+k} = percentagem de saturação a j dias e k horas de imersão;

M = massa inicial do corpo de prova;

M_{j+k} = massa do corpo prova a j dias e k horas de imersão.

Depois das etapas de pré-imersão na água, as seguintes situações podem ser prescritas:

- Para ensaios realizados a 18°C ± 1°C, os corpos de prova depois de serem pesados são imersos na água por um período de sete dias corridos;

- Para os ensaios realizados a 50°C ± 1°C, os corpos de prova depois de serem pesados são imersos na água a 18°C ± 1°C por seis dias corridos. Em seguida a este período, o condicionamento à imersão continua, porém, a 50° ± 1°C por 24h.

As massas dos corpos de prova deverão ser registradas durante o segundo, quarto e sétimo dias de imersão na água, após rápida secagem do excesso de água percolada.

A relação entre a resistência imersa em água e a seca deve ter, em geral, um valor superior a 0,75 ou inferior a 25% de perda da resistência, porém, existem tipos de misturas que obedecem a outros valores, de acordo com as especificações referentes às suas classificações (AFNOR NF P 98-130 a 141, 1993).

Ensaio de deformação permanente

O ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) consiste em submeter placas de misturas asfálticas de 150mm (largura; L), 500mm (comprimento; C) e 50mm ou 100mm (espessura; e), moldadas em um equipamento de compactação pneumática (AFNOR NF P 98-250-2, 1991) (Figura 5).

Depois de no mínimo, dois dias da compactação das placas, dá-se sequência ao ensaio introduzindo-as na máquina de deformação permanente, a qual é provida de uma câmara de aquecimento interno, capaz de atingir até 70°C. Este equipamento testa duas placas simultaneamente com a passagem de um eixo simples de roda simples (Figura 6).

O eixo solicitante percorre a superfície das placas em ciclos com frequência constante de 1Hz, sempre na mesma trilha de roda, em que os esforços são transmitidos por um pneumático de borracha de textura lisa, com carga (5kN) e pressão de inflação (0,6MPa) controladas por um sistema de comando eletromecânico. A cada duas passagens (ida e volta) do eixo resultam em um ciclo. Antes do início dos ciclos é necessário que a temperatura no interior da câmara térmica atinja 60°C, consumindo para isto um tempo de, no mínimo, quatro horas. Em seguida, são feitas medições em 15 pontos distintos

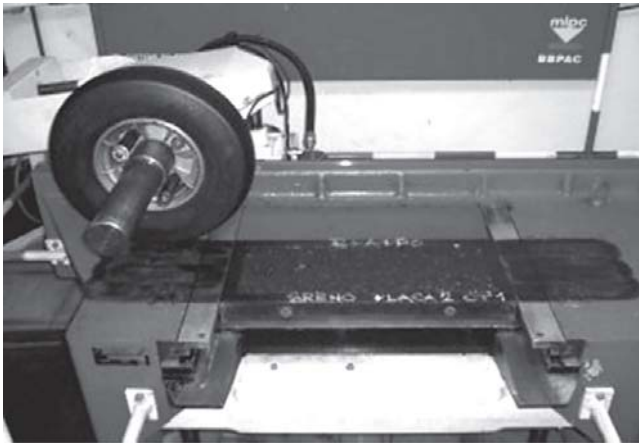


Figura 5 – Mesa compactadora das placas de misturas asfálticas.



Figura 6 – Câmara termostática da máquina de deformação permanente.

das placas (Figura 7) com 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000 ciclos, obtendo, para cada um destes ciclos, a média dos afundamentos gerados pela ação do carregamento, sempre em relação às medidas iniciais.

Interrompe-se o ensaio sempre que, depois de cada série de ciclos, for verificado que o valor do afundamento médio na trilha de roda tenha alcançado 15% em relação à espessura da placa.

Para que sejam aprovadas, as misturas não deverão ter uma redução em mais de 10% (classe 1), 7,5% (classe 2) e 5% (classe 3) de espessura inicial das respectivas placas. Nos casos em que apresentarem valores abaixo de 5% e 10%, não representam riscos de deformação permanente sob condições consideradas muito severas e severas de tráfego na prática, respectivamente. O valor de 7,5% é uma condição intermediária entre as demais descritas (LCPC, 2007).

Entretanto, deve-se tomar cuidado com os parâmetros de severidade nestes casos, em função das classes das misturas asfálticas, pois foram adotados em relação às condições climáticas francesas considerando, em um contexto generalista, os seguintes cenários:

- Misturas Classe 1: destinadas à aplicação em tráfegos de regiões com temperatura ambiente em torno de 15°C, isto é, a temperatura equivalente adotada na França;
- Misturas Classe 2: aplicadas a tráfegos em condições climáticas que envolvem elevados gradientes térmicos ao longo do ano, como, por exemplo, temperatura ambiente de 5°C durante o inverno e de 30°C no verão;
- Misturas Classe 3: aplicadas a condições de tráfego particulares (tráfego canalizado, elevada solicitação, zonas de interseção, rotatórias, por exemplo), bem como climas com temperaturas constantemente elevadas.

Logo, para aplicação dos limites percentuais descritos anteriormente no Brasil, as classes que mais se enquadram à realidade climática do país são a 2 e a 3, dependendo da região considerada, sendo ainda a classe 3 a mais indicada entre todas.

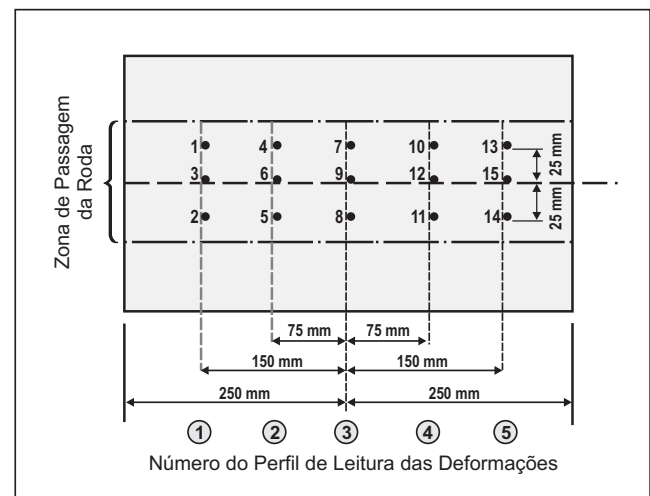


Figura 7 – Desenho esquemático da zona de transição da carga solicitante da máquina de deformação permanente e os respectivos pontos de leitura das deformações na placa.

Os percentuais correspondentes aos afundamentos nas trilhas de roda são calculados a partir da Equação 11 a seguir:

$$Y = A \cdot \left(\frac{N}{1000} \right)^b \quad (11)$$

Onde:

Y = profundidade da deformação a N ciclos;

A = profundidade da deformação a 1.000 ciclos;

N = número de ciclos; e,

b = inclinação da reta em coordenadas logarítmicas.

A tendência conclusiva dos trabalhos realizados pelos pesquisadores sobre interpretações dos ensaios de deformação permanente pode ser assim expressa (MOMM, 1998):

- Em geral, as misturas asfálticas que apresentem em laboratório deformações permanentes em conformidade com os limiares especificados para a camada de revestimento em particular no campo não apresentam deformação permanente provocada pela camada asfáltica; e,
- Nos casos opostos, isto é, quando houve deformação permanente no campo, foram encontradas uma ou mais deficiências de controle dos materiais usados: mudança de origem do betume, poluição acidental do betume (contaminação), heterogeneidade do material britado, deficiência na avaliação das densidades dos granulares etc.

Ensaio de módulo complexo

O ensaio de módulo complexo de misturas asfálticas, de acordo com a normatização francesa (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), determina a rigidez das misturas asfálticas à flexão alternada contínua (Figura 1) sob determinado tempo e amplitude de deslocamento do corpo de prova, a diversas temperaturas e frequências de solitação.

Como as misturas asfálticas herdaram o comportamento viscoelástico do betume que as contêm (De La ROCHE, 1996), há um retardo entre o momento da carga aplicada em relação à deformação resultante. Isto constitui um ângulo de fase (ϕ) (Figura 8) que expressa o comportamento da mistura quanto à perda de rigidez quando solitada, pois esta perda será maior quanto mais elevado for o valor do ângulo ϕ , sendo variável conforme as amplitudes de força e de deslocamento, além da temperatura e da frequência do ensaio.

Os corpos de prova necessários à execução deste ensaio são extraídos de placas de misturas asfálticas, fabricadas na mesma máquina compactadora utilizada para

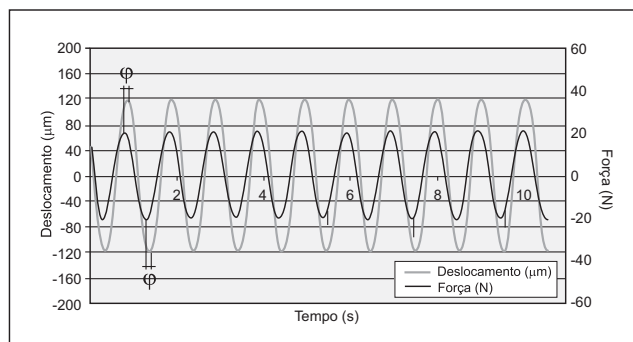


Figura 8 – Exemplo de defasagem (ϕ) do sinal de deslocamento (com maior amplitude) em relação ao do esforço solicitante nos materiais viscoelásticos.

o preparo das placas do ensaio de deformação permanente (Figura 5), porém, com dimensões de 400,0mm (L), 600,0mm (C) e 120,0mm (e). Este processo se dá com o eixo longitudinal das placas estando paralelo ao eixo horizontal de compactação.

Posteriormente, as placas são submetidas a um processo de serragem com disco diamantado (Figura 9a), conforme os procedimentos normativos AFNOR NF P 98-250-3 (1993), a fim de que as unidades a serem testadas adquiram formato trapezoidal (Figura 9b), de dimensões: 70,0mm ou 50,0mm (B), 25,0mm (b), 25,0mm (e) e 250,0mm (h).

Depois do processo de serragem das placas e obtenção dos corpos de prova, é necessário realizar uma triagem das amostras, levando em consideração: as dimensões dos corpos de prova, que devem ter precisão de $\pm 1,0$ mm (Equações 12 e 13); o desvio-padrão do teor de vazios $\leq 0,5\%$ (Equação 6), e a massa específica (volumétrica) aparente (MVA) da mistura não pode, em cada unidade, exceder

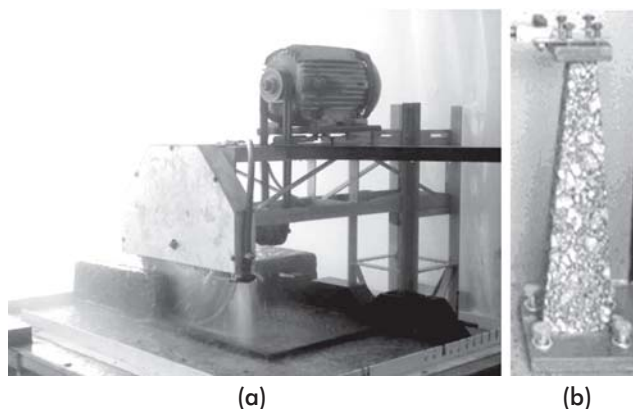


Figura 9 – (a) máquina de serragem e (b) corpo de prova trapezoidal.

1,0% do valor da média do lote formado por pelo menos quatro corpos de prova. O coeficiente de variação de K_ϵ , na Equação 13, deverá ser $\leq 1,0\%$ para os lotes de corpos de prova submetidos ao mesmo nível de deformação previsto. Devem então ser armazenados em temperatura ambiente inferior a 30°C (preferencialmente 18°C), a fim de evitar problemas de deformação devido a elevadas temperaturas, por um período de 15 dias a dois meses, para a cura e eliminação dos efeitos higroscópicos oriundos do processo de serragem via úmida das amostras.

$$K\sigma = \frac{3.h}{2.e.b.(B-b)} \quad (12)$$

$$K\epsilon = \frac{(B-b)^2}{8.b.h^2 \left[\frac{(B-b).(3.B-b)}{2.B^2} - \ln \frac{B}{b} \right]} \quad (13)$$

Onde:

K_σ e K_ϵ = coeficientes relacionados às dimensões do corpo de prova, em mm^{-1} ;

h = altura do corpo de prova, em mm;

e = espessura do corpo de prova, em mm;

B = base maior do corpo de prova, em mm;

b = base menor do corpo de prova, em mm.

Entretanto, antes do início propriamente dito dos ensaios, uma calibração da amplitude de deslocamento dos corpos de prova é necessária, a partir da aferição dos eixos excêntricos que estão ligados ao rotor do motor da máquina (Figura 10), posicionando um extensômetro na base menor do corpo de prova. Este último deve ser feito de material elástico com impedância de $350 \pm 50\text{N/mm}$ (geralmente duralumínio), para evitar variações nas medições, de tal forma que sejam obtidas no domínio das pequenas deformações, flechas de deslocamento e amplitudes de deformação inferiores a $65\mu\text{m}$ e a $50 \times 10^{-6}\mu\text{def}$, respectivamente. As tensões e deformações são calculadas também com base nas dimensões dos corpos de prova pelas Equações 14 e 15 a seguir.

$$\sigma_{\text{máx}} = K\sigma.F \quad (14)$$

Onde:

K_σ = coeficiente relacionado às dimensões do corpo de prova, em mm^{-1} ;

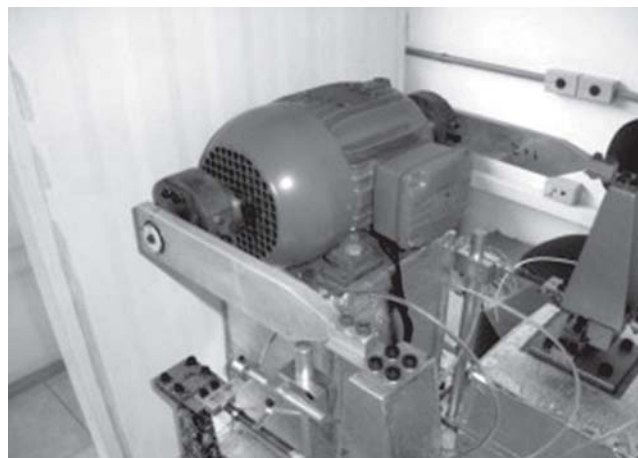


Figura 10 – Eixos excêntricos acoplados ao rotor do motor da máquina.

F = força aplicada na base menor do corpo de prova, em N.

$$\epsilon_{\text{máx}} = K\epsilon.f(h) \quad (15)$$

Onde:

$\epsilon_{\text{máx}}$ = deformação máxima no corpo de prova ($\times 10^{-6}$);

K_ϵ = coeficiente relacionado às dimensões do corpo de prova, em mm^{-1} ;

f(h) = flecha de deslocamento, aplicada na base menor do corpo de prova, em μm .

Antes de iniciar o ensaio com os corpos de prova definitivos, devem ser escolhidas as temperaturas e frequências de teste. Geralmente utilizam-se os seguintes valores: -10°C, 0°C, 10°C, 15°C, 20°C e 30°C para as temperaturas, e 1Hz, 3Hz, 10Hz e 30Hz para as frequências, podendo variar conforme o objetivo da pesquisa.

Os corpos de prova são colados em suportes nas bases maiores e menores (Figura 8b), devendo permanecer em repouso por 24 horas. Posteriormente, são colocados e fixados no interior da máquina e mantidos na câmara térmica (Figura 11) por, no mínimo, seis horas à temperatura inicial da sequência programada (sempre iniciando pela menor), reduzindo este período para quatro horas durante as trocas de temperatura no decorrer do ensaio. Para cada temperatura selecionada, todas as faixas de frequência são testadas.

Iniciado o ensaio, o processamento dos dados é feito por meio de interação entre células de carga e sensores

de efeito Hall, posicionados nas hastes que transmitem a amplitude de deslocamento, calculadas e aferidas nos ex-cêntricos da máquina. Estes últimos são rotacionados em função de motor de indução (Figura 10) comandado por frequencímetro pré-programado.

Das células de carga e dos sensores provêm os cabos que transmitem aos canais de um aquisitor de dados as informações referentes à força e ao desloca-



Figura 11 – Câmara térmica da máquina de módulo complexo e fadiga (primeiro e atualmente único protótipo brasileiro – UFSC).

mento característico de cada corpo de prova, com o auxílio de uma interface computacional programada em linguagem *.DOS e C++, que permite decodificar em tempo real os sinais de voltagem emitidos pelas células de carga e pelos sensores ao aquisitor, em modo de força e deslocamento, expressos em Newton (N) e micrometro (μm), respectivamente.

Isto torna possível acompanhar a cada centésimo de segundo estas escalas de grandeza e estipular o momento do término do ensaio quando as quatro amostras simultaneamente tiverem sido submetidas a 30 segundos corridos de solicitação para cada temperatura e frequência programadas, em que as leituras dos últimos 10 segundos são as consideradas para efeito de cálculo.

De posse dos dados captados pelo aquisitor, é possível calcular os ângulos de fase entre a tensão aplicada e a deformação resultante e, em seguida, o módulo complexo das misturas (HUET, 1963) pelas Equações 16 a 18, a seguir:

$$\sigma(t) = \text{Im}[\sigma_0 e^{i\omega t}], \text{ sendo } \sigma^*(t) = \sigma_0 e^{i\omega t} \quad (16)$$

$$\varepsilon(t) = \text{Im}[\varepsilon^* e^{i\omega t}], \text{ sendo } \varepsilon^*(t) = \varepsilon_0 e^{i(\omega t - \varphi)} \quad (17)$$

$$E^*(t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{-i\varphi} = |E^*| e^{i\varphi} \quad (18)$$

Onde:

E^* = módulo complexo, no tempo t ;

$|E^*|$ = módulo de rigidez ou norma do módulo complexo;

σ^* e ε^* = valores complexos da tensão e da deformação no tempo t ;

σ e ε = valores das amplitudes da tensão e da deformação, no tempo t ;

$(\omega = 2\pi f)$ = pulsação do sinal e f é a frequência da solitação; e,

φ = ângulo de defasagem de retardo da deformação em relação à tensão aplicada.

Todavia, o módulo complexo (E^*) pode ser definido simplificada sob a forma (De La ROCHE, 1996) (Equação 19):

$$E^* = E_1 + iE_2 \quad (19)$$

Onde:

E_1 = parte real, que representa a energia armazenada no material e que pode ser recuperada;

E_2 = parte imaginária, que representa a energia perdida por atrito interno do material (comportamento viscoso irreversível).

A partir do cálculo dos valores do módulo complexo a várias temperaturas e frequências, várias representações gráficas são correlacionáveis da seguinte forma:

- entre as partes reais (E_1) e imaginárias (E_2) dos módulos (plano Cole-Cole) (Figura 12),
- frequências e norma do módulo complexo ($|E^*|$) (curvas isotérmicas), ângulos de fase (φ) e norma do módulo complexo ($|E^*|$) (espaço de Black),
- temperaturas e norma do módulo complexo ($|E^*|$) (curvas isocrônicas),
- curva-mestra de translação frequência-temperatura (HUET, 1963) (Figura 13).

A curva-mestra utiliza uma temperatura como referência (denominada de temperatura equivalente) para alinhar os valores referentes às outras temperaturas testadas, a fim de se formar uma curva única, com o intuito de se avaliar o comportamento reológico da mistura ao longo de todo o ensaio.

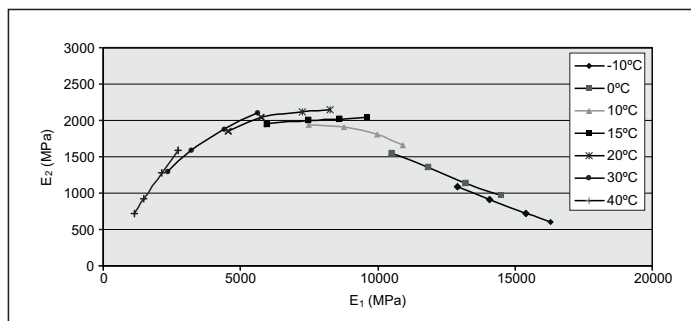


Figura 12 – Exemplo da evolução do comportamento reológico de uma mistura asfáltica no plano Cole-Cole.

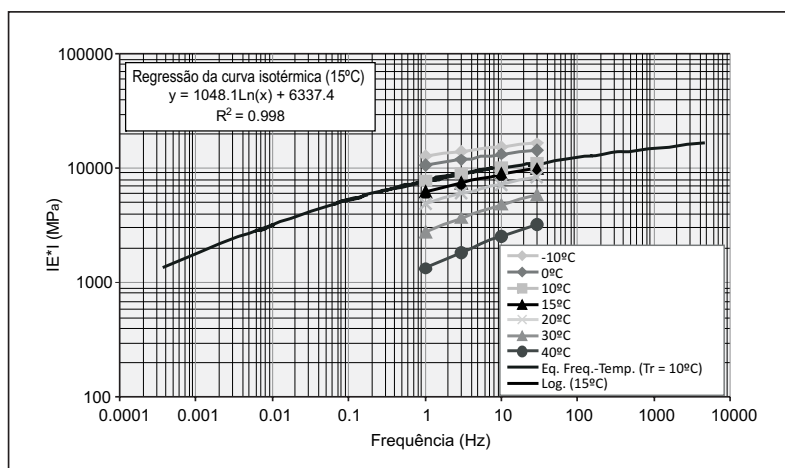


Figura 13 – Exemplo de uma curva-mestra de equivalência frequência-temperatura.

Para validação de cada sequência de ensaio, a mistura testada deve atingir um determinado valor de módulo de rigidez, que varia de acordo com sua classificação (tipo e classe), tendo como referência a temperatura de 15°C e a frequência de 10Hz.

Ensaio de fadiga

O ensaio de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), assim como o de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), também é realizado à flexão alter-

nada contínua (Figura 1), em que corpos de prova com geometria trapezoidal (Figura 11b) são submetidos a uma temperatura e frequência de solicitação fixas, de 10°C e 25Hz, respectivamente, a uma dada amplitude de deslocamento controlado, em função do nível de deformação escolhido para ensaio.

As características das placas e dos corpos de prova, assim como dos procedimentos de fabricação, triagem, período de repouso, colagem e acondicionamento térmico antes do início dos testes (podendo ser de apenas quatro horas para os ensaios de fadiga), seguem os mesmos procedimentos descritos no ensaio de módulo complexo. As distinções, além da temperatura e frequência fixas citadas, se fazem nos seguintes tópicos:

- Os lotes de amostras para cada ensaio devem ser de, no mínimo, 18 corpos de prova, subdivididos em três grupos de seis unidades;
 - Cada grupo de seis unidades deverá ser testado em um nível de deformação pré-calculado (Equação 15), em um total de três níveis para todo o ensaio, estando dois destes situados na faixa de 10^4 e 10^6 ciclos, e apenas um acima de 10^6 ciclos;

Para caso de deslocamento controlado, a força aplicada ao corpo de prova diminui, com queda pouco acelerada, porém, de curta duração nos instantes iniciais, estabilizando-se posteriormente com decréscimo suave ao longo da maior parte da duração do ensaio e com característica abrupta nos instantes que antecede a ruptura. A força se adapta à deformação que é constante ao longo de todo ensaio. Isto permite identificar três fases distintas durante os ensaios (DI BENEDETTO *et al*, 2003) mostrada na Figura 14.

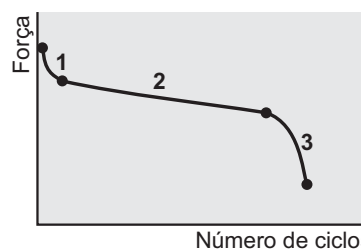


Figura 14 – Evolução das três fases durante os ensaios de fadiga.

- Fase 1 ou fase de adaptação: o rápido decréscimo da rigidez não pode ser explicado somente pela fadiga. A atuação de algumas variáveis concernentes às solicitações no domínio viscoelástico linear tem importante papel: a tixotropia (fenômeno de estruturação ou desestruturação do material), o aquecimento interno do material e efeitos dos artefatos (acomodação tanto do sistema mecânico do equipamento quanto da estrutura do corpo de prova às solicitações impostas). O decréscimo do módulo é muito recuperável;

- Fase 2 ou fase quase estacionária: embora os efeitos dos artefatos sejam pequenos dentro desta fase, ainda têm que ser considerados. Durante esta fase, o papel da fadiga sobre o decréscimo da rigidez é predominante;

- Fase 3 ou fase de falência: a macrorruptura (ou rupturas) começa a se desenvolver, e uma falência global (colapso) é desencadeada ao final desta fase.

É importante relatar, depois do ensaio de cada grupo de corpos de prova, a região de ocorrência da ruptura, deve estar preferencialmente situada no terço médio da amostra, devido ser a zona mais solicitada (em que atua o maior momento fletor) à fadiga pelos deslocamentos aplicados durante o ensaio.

Nos casos em que essa ruptura ocorrer em outros pontos dos corpos de prova, há indício de que outros fatores induziram ao colapso, que não apenas a própria fadiga do material; cada caso será investigado isoladamente e, na constatação de impropriedades ou na ausência de respostas e, ainda, em caso de dúvidas sobre o processo de ruptura, deve-se descartar o resultado da amostra.

Executados os ensaios com todos os grupos de corpos de prova nos níveis de deformações estipulados, são calculados os números de ciclos tangentes a cada amostra conforme a Equação 20.

$$N_{cp} = np \cdot f \cdot t \quad (20)$$

Onde:

N_{cp} = número de ciclos do corpo de prova até a ruptura;
 np = número de pacotes de leitura dos dados de força;
 f = frequência do ensaio;
 t = tempo programado entre os pacotes de leitura.

De posse destes dados, constrói-se gráfico (escala log-log ou semilog): na abscissa são as deformações máximas estipuladas para o cálculo das flechas de deslocamento, expressas em microdeformações, ou seja, escala de 10^{-6} (no caso de escala semilog, este eixo é expresso em valores aritméticos), e na ordenada estão números dos ciclos para cada corpo de prova (Equação 20).

Esses dados são submetidos a um tratamento estatístico previsto nos procedimentos normativos AFNOR NF P 98-261-1 (1993), para verificação da normalidade da série de dados obtidos, que incorre na confirmação por meio de regressão linear simples, se a função (logarítmica) da Equação 21 de fadiga calculada satisfaz a distribuição dos pontos.

$$\ln N_{ij} = A_0 + A_1 \cdot \ln \varepsilon_{j\text{máx}} \quad (21)$$

Onde:

N_{ij} = ciclos de solicitação suportados pelo corpo de prova;

A_0 = coeficiente calculado por regressão linear;

A_1 = coeficiente calculado por regressão linear;

$\varepsilon_{j\text{máx}}$ = deformação relativa máxima de ruptura do corpo de prova.

Faz parte deste tratamento estatístico também o cálculo do desvio-padrão dos resíduos (Equação 22), que indica o grau de afastamento dos resultados calculados (Equação 20) em relação à reta de fadiga, sendo melhores quanto mais próximos estiverem.

$$S = S_N \cdot \sqrt{\frac{(1-r^2) \cdot (n-1)}{n-2}} \quad (22)$$

Onde:

S = desvio-padrão dos resíduos;

r^2 = coeficiente de correlação da curva de fadiga;

n = número total de corpos de prova da série testada.

S_N = desvio-padrão dos ciclos de solicitação (Equação 23);

$$S_N = \sqrt{\frac{\sum(N_0 - \bar{N})^2}{n-1}} \quad (23)$$

Onde:

S_N = desvio-padrão dos ciclos de solicitação;

N_0 = ln(número de ciclos progressivo);

\bar{N} = média do ln(número de ciclos);

n = número total de corpos de prova da série testada.

Este tratamento estatístico também compreende o cálculo de um intervalo hiperbólico calculado com 95% de confiança (Equação 24), em que permite determinar para cada ponto da reta de fadiga qual a variação de deformação admissível do material, em função do número de ciclos correspondente.

$$N_i \pm t.s. \sqrt{\frac{1}{n} + \frac{(X_0 - \bar{X})^2}{\sum(Y_0 - \bar{Y})^2}} \quad (24)$$

Onde:

N_i = ln (Equação de fadiga da mistura),
 $\ln[A_0 \cdot \varepsilon_{\text{imáx}} (10^{-6})^{A_1}]$;

t = número da série de Student para $n-1$ corpos de prova ($t = 1-\alpha/2$), com $\alpha = 0,05$;

n = número total de corpos de prova da série testada;

X_0 = ln(deformação progressiva);

\bar{X} = média do ln(deformações);

Y_0 = ln(número de ciclos progressivo);

\bar{Y} = média do ln(número de ciclos).

s = desvio-padrão dos resíduos.

Calcula-se também a deformação admissível (ε_6) (Equação 25) e a variação admissível ($\Delta\varepsilon_6$) que esta deformação pode atingir dentro do intervalo hiperbólico para 10^6 ciclos.

$$\varepsilon_6 = \exp\left(\frac{-A_0 + \ln 10^6}{A_1}\right) \quad (25)$$

Onde:

ε_6 = deformação admissível para 10^6 ciclos de solicitação;

A_0 = coeficiente calculado por regressão linear;

A_1 = coeficiente calculado por regressão linear.

Calcula-se a força inicial aplicada aos corpos de prova necessária para propiciar os seus deslocamentos ao longo dos ensaios (Equação 26). E de posse dos dados referentes aos níveis de deformação utilizados, de K_σ

(Equação 12), e da força inicial, é possível estimar o módulo da mistura testada (Equação 27):

$$F_{\text{inicial}} = 2.V.\sqrt{2} \quad (26)$$

Onde:

F_{inicial} = força aplicada na base menor do corpo de prova no início do ensaio, em daN;

V = voltagem do sinal de carregamento recebido pelo aquisitor de dados.

$$M = K_\sigma \cdot \frac{F_{\text{inicial}}}{\varepsilon_{\text{máx}}} \quad (27)$$

Onde:

M = módulo da mistura asfáltica, em MPa;

K_σ = coeficiente de força, em cm^{-2} ;

F_{inicial} = força aplicada na base menor do corpo de prova no início do ensaio, em daN;

$\varepsilon_{\text{máx}}$ = deformação máxima correspondente à flecha de deslocamento aplicada no ensaio (10^{-6}).

A tensão estimada a ser aplicada nos corpos de prova para 10^6 ciclos (σ_6), é calculada a partir da Equação 28:

$$\sigma_6 = \frac{\bar{M}}{\varepsilon_{6\text{máx}}} \quad (28)$$

Onde:

σ_6 = tensão esperada para 10^6 ciclos, em MPa;

\bar{M} = média dos módulos obtidos em todos os níveis de deformação máxima utilizados, em MPa;

$\varepsilon_{6\text{máx}}$ = deformação máxima calculada para 10^6 ciclos ($\times 10^{-6}$).

Um exemplo de uma curva de fadiga obtida nos ensaios à deformação controlada é ilustrado na Figura 15.

Depois de cálculo da deformação para 10^6 ciclos de solicitação (ε_6) (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), e do módulo complexo (E^*) (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), correspondente à temperatura equivalente (θ_{eq}) determinado no plano Cole-Cole (Figura 12), é possível calcular a deformação de tração admissível ($\varepsilon_{\text{t,ad}}$) na fibra inferior das camadas asfálticas para fins de dimensionamento dos pavimentos pela Equação 29 segundo Guide Technique (1997):

$$\varepsilon(NE, \theta_{\text{eq}}, f) = \varepsilon_6(10^\circ C, 25\text{Hz}) \cdot [E^*(10^\circ C) / E^*(\theta_{\text{eq}})]^{0.5} \cdot (NE/10^6)^{b_r} \cdot k_r \cdot k_s \cdot k_c \quad (29)$$

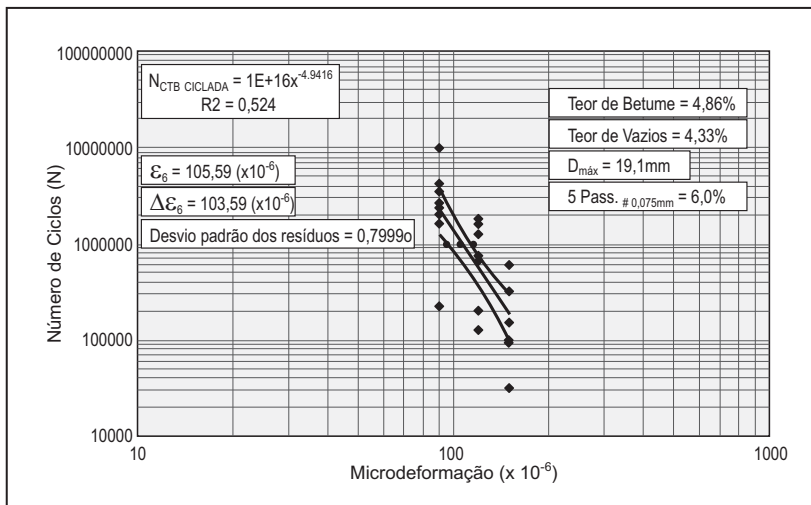


Figura 15 – Exemplo de uma curva de fadiga obtida à deformação controlada em modo contínuo.

Onde:

ϵ (NE, θ_{eq} , f) = deformação admissível da mistura asfáltica, também chamada de $\epsilon_{f,ad}$, após solicitação à flexão alternada em laboratório até a ruptura por NE ciclos, em função de uma dada temperatura equivalente (θ_{eq}) e frequência (f) de aplicação do carregamento;

ϵ_6 (θ , f) = deformação para 10^6 ciclos de solicitação da mistura asfáltica, em função de uma dada temperatura e frequência (f) características de aplicação do carregamento, no caso da metodologia francesa, 10°C e 25Hz , respectivamente;

$(\text{NE}/10^6)^b$ = número de ciclos suportados pela mistura asfáltica até a ruptura, em relação ao critério padrão metodológico de 10^6 ciclos de solicitação em face da inclinação $b = 1/A_1$ da linearidade dos pontos obtida a partir da Equação 21;

$[E^*(\theta)/E^*(\theta_{eq})]^{0,5}$ = relação entre os módulos complexos nas temperaturas de referência, 10°C e, equivalente, determinados no plano Cole-Cole (Figura 12).

Faz-se necessária uma explicação sobre o conceito de temperatura equivalente (θ_{eq}) para fins de dimensionamento das estruturas de pavimento, pois não significa a temperatura média observada em determinada região ou país, mas aquela correspondente ao dano acumulado sofrido pelo pavimento ao longo do ano, para dada distribuição de temperatura. É correspondente ao dano que o pavimento sofreria sob a solicitação de mesmo tráfego, porém, a temperatura constante equivalente. Sua determinação, para uma

dada estrutura de pavimento, é dependente de: valores de módulo complexo (E^*) e deformação à fadiga (ϵ_6), determinados em laboratório a várias temperaturas, em consonância aos níveis de tráfego previstos para o período de projeto e a distribuição das escalas de temperatura ao longo do ano, monitoradas na própria estrutura no campo.

O tráfego acumulado (NE) ao longo do período de projeto é calculado com base no procedimento de contagem do número de caminhões pesados (veículos com peso bruto total a partir de 50kN) que irão trafegar inicialmente

na rodovia, considerando a sua respectiva taxa de projeção, composição do tráfego (distribuição das configurações e cargas por eixo), natureza da estrutura do pavimento, classe e geometria da rodovia e, no coeficiente de agressividade médio (CAM) de cada configuração de eixo, em relação ao eixo de referência (na França é o eixo simples de rodas duplas com 130kN).

Os coeficientes k_r , k_c e k_s são determinados da seguinte forma:

- k_r ajusta o valor da deformação de tração admissível ($\epsilon_{f,ad}$) para um risco calculado, escolhido de acordo com os fatores de um dado intervalo de confiança acerca da espessura da camada (desvio-padrão Sh) e dos resultados do teste de fadiga (desvio-padrão SN) (Equação 30):

$$k_r = 10^{-u \cdot b \cdot \delta} \quad (30)$$

Onde:

u = variável redutora associada ao risco calculado "r". Para um risco calculado de 50%, $u = 0$, logo, $k_r = 1$;

b = inclinação ($1/A_1$) obtida a partir da Equação 21 que verifica a linearidade dos pontos da curva de fadiga;

δ = desvio-padrão da distribuição da função logN no colapso da mistura (Equação 31):

$$\delta = [S_N^2 + (c^2/b^2) \cdot Sh^2]^{0,5} \quad (31)$$

Onde:

Sh = desvio-padrão ligado a fatores de um dado intervalo de confiança da espessura da camada;

SN = desvio-padrão dos resultados do teste de fadiga, $\log N$;

c = coeficiente que vincula a variação da deformação ($\Delta \epsilon$) à variação aleatória da espessura do pavimento (Δh), ($\log \epsilon = \log \epsilon_0 - c \cdot \Delta h$). Em estruturas de pavimentos usuais, $c \cong 0,02 \text{cm}^{-1}$.

- k_c ajusta os resultados do modelo computacional utilizado no dimensionamento, em consonância ao comportamento observado sobre pavimentos reais do mesmo tipo. Para pavimentos flexíveis, os valores adotados para o coeficiente de ajuste, de acordo com a natureza das misturas asfálticas, são os seguintes: 1,3 (material granular tratado com betume), 1,1 (mistura asfáltica usual) e 1,0 (mistura asfáltica de módulo elevado);

- k_s é um coeficiente que leva em consideração o efeito da falta de uniformidade ao longo da rodovia quanto à capacidade de suporte de um solo mole sob camadas trabalhadas. As relações consideradas são: 1,0/1,2 (para $E < 50 \text{MPa}$), 1/1,1 (para $50 \text{MPa} \leq E < 120 \text{MPa}$), e 1,0 (para $E \geq 120 \text{MPa}$).

O coeficiente de risco (k_r) possui pelo menos três interpretações: probabilística, prática e econômica. A primeira tange à probabilidade de atingir o colapso da estrutura durante o período de serviço; a segunda faz relação direta com o percentual admitido de trincamento existente na estrutura ao final do período de projeto; e a terceira tange à qualidade dos materiais empregados na estrutura, em função da disponibilidade econômica para a execução do pavimento. Na metodologia francesa, possui valores definidos em função dos seguintes parâmetros: classe de tráfego, período de projeto (20 ou 30 anos) e tipo de estrutura utilizada.

Logo, tem-se que, em essência, é um critério que exige do projetista: conhecimento exímio, experiência e sensibilidade das situações de trabalho; análise da qualidade dos materiais; interpretação dos resultados laboratoriais; disponibilidade de recursos para a execução da obra e dos fatores de aplicação no campo, a fim de que seja bem definido. Entretanto, em condições gerais, tem-se que quanto menor for o percentual de risco adotado, melhor será a qualidade, bem como a resistência da estrutura de pavimento projetada ao longo da sua vida de serviço. Quanto ao coeficiente

de calagem (k_c), é determinado a partir da confrontação dos resultados do modelo de cálculo adotado, em relação às observações feitas *in situ*, para um dado tipo de estrutura, tendo como objetivos (AFNOR NP P 98-086, 1992):

- Validar o modelo de cálculo utilizado, comparando as tensões, deformações e os deslocamentos calculados e aqueles medidos sobre o pavimento, a fim de determinar as correspondências a aplicar aos valores calculados, para que estejam em consonância com os valores medidos;

- Determinar as correções a aplicar aos valores admissíveis, de forma que a duração de vida da estrutura esteja em real concordância com aquela observada no campo, para o mesmo nível de risco.

Desta forma, infere-se que para a aplicação correta de k_c devem ser executados estudos detalhados do comportamento das estruturas de pavimento, compreendendo as condições de solicitação particulares de cada local, e que portem os mesmos materiais previstos nos projetos de dimensionamento, no sentido de confrontar ao longo da vida útil projetada as variáveis especificadas nos itens anteriores, no que tange à verificação das diferenças entre as condições teóricas (dimensionamento) e práticas (na própria estrutura do pavimento no campo) e, com isto, estabelecer as suas respectivas calagens. Assim, a formação de um banco de dados confiável necessita de longos períodos de pesquisa e monitoramento constante.

No caso da determinação de k_s , o valor do módulo a considerar é aquele do material correspondente à camada subjacente (subleito) e não o que caracteriza a rigidez da plataforma de suporte. Assim, dispende-se de uma camada regularizadora (*couche de forme*), de módulo superior a 120MPa, mesmo se a rigidez da plataforma de suporte do pavimento for inferior a 120MPa, nenhuma redução deve ser efetuada (GUIDE TECHNIQUE, 1997).

Portanto, analisando a Equação 29, fica evidente que o processo de colapso das misturas asfálticas compreende os seguintes fatores: deformação admissível, módulo (rigidez), número de solicitações, temperatura e frequência a que estas solicitações ocorrem.

Por isso, a importância e a razão, durante o processo de dimensionamento dos pavimentos, da determinação pré-

via, em laboratório: da deformação admissível (ϵ_g) que as misturas asfálticas podem suportar, em função de dado número de solicitações (NE); do módulo (rigidez) complexo medido à temperatura de referência de 10°C [$E^*(10^\circ\text{C})$] (AFNOR NF P 98-260-2, 1992) (Equações 18 e 19), em relação ao valor do módulo correspondente à temperatura equivalente, que na França é admitida 15°C, descrevendo o comportamento da mistura asfáltica nas curvas de equivalência frequência-temperatura [$E^*(\theta_{eq})$] (Figura 13).

Nos casos em que as condições locais apresentarem temperaturas equivalentes distintas da especificada para as condições francesas, deve-se então calcular este valor, com base nos ensaios de módulo complexo e de fadiga, compreendendo uma faixa de temperaturas e, a partir do volume de tráfego previsto e da distribuição dos níveis de temperatura ao longo de uma série histórica ou de um período predeterminado (no mínimo igual a 12 meses), com dados forjados em monitoramentos ininterruptos na própria estrutura do pavimento, faz-se a correção das deformações admissíveis (ϵ_g) medidas nos ensaios de fadiga, em função da temperatura equivalente calculada (GUIDE TECHNIQUE, 1997).

Contudo, para o caso de países como o Brasil, essas correções necessitam de estudos mais aprofundados e contínuos sobre tanto os valores da temperatura equivalente a serem considerados quanto dos coeficientes de calagem (k_c) pertinentes ao comportamento mecânico das misturas asfálticas utilizadas no país, em função do monitoramento e do estudo das implicações dos níveis de tráfego em estruturas de pavimento reais de campo, em consonância às simulações executadas com as ferramentas computacionais de cálculo, para estruturas do mesmo tipo em cada situação particular.

Esta condição torna possível comparar valores de deformação de tração (ϵ_t) na fibra inferior das camadas asfálticas das simulações dos programas com os provenientes dos ensaios de fadiga, verificando se, para dada estrutura, na prática, o módulo da camada asfáltica é capaz de suportar determinado carregamento (NE): a deformação de tração gerada na fibra inferior no campo (ϵ_t) seja inferior à deformação de tração admissível calculada a

partir dos parâmetros da Equação 29, o que garantiria a integridade da estrutura ao longo de sua vida útil.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Analisando os procedimentos normativos e, principalmente, de execução da metodologia francesa para a formulação de novas misturas asfálticas, é possível compreender a razão pela qual os resultados obtidos com os ensaios realizados vêm apresentando elevado grau de confiabilidade aos que os utilizam.

Entre os aspectos relevantes que distinguem o tratamento científico da metodologia francesa abordada neste trabalho e a utilizada atualmente no Brasil, estão os seguintes:

- A dinâmica dos ensaios abrange as características principais de reprodução dos procedimentos executivos reais de campo: compactação por amassamento das misturas; esforços cisalhantes entre partículas dos agregados durante processo de acomodação do material, na Prensa de Compactação por cisalhamento Giratória (PCG); compactação das placas; ensaio de deformação permanente, além da reprodução dos sinais de flexão alternada da maneira mais próxima aos observados no campo durante a solicitação das estruturas de pavimento (Figura 1), a partir dos ensaios de módulo complexo e de fadiga.

- A única exceção é o ensaio de Duriez à compressão simples, que não possui relação direta com esforços provenientes das solicitações práticas, mas tem boa repetibilidade (r), e reprodutibilidade (R) (LCPC, 2007). Além disso, não se destina a avaliar o comportamento mecânico das misturas asfálticas para fins de dimensionamento, sendo um parâmetro qualitativo de resistência dos materiais sob a ação da água;

- O efeito prático desta eficiência se observa nas estreitas correlações campo-laboratório obtidas após a análise de grande gama de resultados determinados ao longo de vários anos de pesquisas e coletas de amostras, as ordens de grandeza apresentam os seguintes valores (LCPC, 2007): $\pm 1,0\%$ a $\pm 1,5\%$ a favor do campo, para misturas asfálticas utilizadas como camada de rolamento; no ensaio de PCG; $\pm 1,0\%$ a $\pm 2,0\%$ a favor do campo, para materiais pouco sensíveis

aos efeitos de deformação permanente (afundamento < 5,0% após 30.000 ciclos) e cerca de 10% para os mais sensíveis, sendo que nestes casos esta diferença pode atingir a ordem de 10 em número de ciclos para mesmo nível de deformação permanente, em que 10% de afundamento obtidos a 3000 ciclos em laboratório podem ser comparados aos mesmos 10%, porém, a 30000 ciclos no campo; $\pm 20\%$ a $\pm 30\%$ para o ensaio de módulo complexo; e $\pm 10\%$ a $\pm 15\%$ para o ensaio de fadiga à flexão alternada;

- A otimização dos valores do módulo complexo (E^*) a uma dada temperatura equivalente (θ_{eq}) que reflita a evolução do comportamento reológico da mistura asfáltica a diferentes condições de solicitação e sua respectiva deformação admissível à ruptura por fadiga para 10^6 ciclos (ϵ_d) são parâmetros usados diretamente no dimensionamento das estruturas dos pavimentos, tornando possível indicar qual mistura

asfáltica representa a melhor alternativa técnica e econômica para suportar as cargas solicitantes na prática, em comparação a um dimensionamento simulado para uma estrutura do mesmo tipo que suportará os esforços no campo.

Como as dispersões dos resultados referentes às misturas asfálticas são inevitáveis, devido ao seu comportamento viscoelástico, o que torna este fator intrínseco, deve-se sempre dispor de numerosos resultados de pesquisa para ter uma imagem real do desempenho em campo.

Assim, mesmo o conjunto dos ensaios apresentados possuindo relações de aproximação campo-laboratório bem definidas, e já em aplicação atualmente nos projetos de dimensionamento na França, as pesquisas continuam visando diminuir ainda mais as dispersões existentes e tornar os procedimentos cada vez mais acurados nos domínios de suas aplicações.

Referências bibliográficas

- AFNOR NF EN 12697-5 (2003), Mélanges Bitumineux, Méthodes d'Essai por Mélange Hydrocarboné à Chaud - Partie 5: Masse Volumique Maximale (Masse Volumique Réelle) des Matériaux Bitumineux. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF EN 13108-1 (2007), Mélanges Bitumineux: Specification des Matériaux - Enrobés Bitumineux. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF EN 13179-1 (2002), Essais sur les Fillers Utilisés dans les Mélanges Bitumineux - Partie 1: Essai Bille et Anneau. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF EN 1426 (2007), Bitumes et Liants Bitumineux: Détermination de la Pénétrabilité à L'Aiguille. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF EN 1427 (2007), Bitumes et Liants Bitumineux: Détermination de la Température de Ramolissement, Méthode Bille et Anneau. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-086 (1992), Dimensionnement des Chaussées Routières: Éléments à Prendre en Compte pour le Calcul de Dimensionnement, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-130 a 141 (1993), Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés. Etude de la conformité d'un enrobé. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-150 (1992), Exécution des Corps de Chaussées: Couches de Liaison et de Roulement de Chaussées, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-250-2 (1991), Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 2: Compactage des Plaques. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-250-3 (1993), Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés. Confection d'éprouvettes dans un bloc d'enrobé. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-251-1 (1995), Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés. Essai de Duriez. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-252 (1999), Essais Relatifs aux Chaussées: Essai à la presse à cisaillement giratoire PCG, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-253-1 (1993), Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 1: Essai d'Orniérage. Association Française de Normalisation.

- AFNOR NF P 98-260-2 (1992), Essais Relatifs aux Chaussées, Mesure des Caractéristiques Rhéologiques des Mélanges Hydrocarbonés - Partie 2 : Détermination du Module Complexe par Flexion Sinusoïdale, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR NF P 98-261-1 (1993), Essais Relatifs aux Chaussées: Détermination de la Résistance en Fatigue des Mélanges Hydrocarbonés - Partie 1: Essai par Flexion à Flèche Constante, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- AFNOR SÉRIE NF EN 13108 (2007), Mélanges Bitumineux: Specification des Matériaux - Enrobés Bitumineux. Norme Européenne, Association Française de Normalisation, AFNOR.
- BARRA, B. S. (2005), Avaliação do Desempenho Mecânico de Misturas Asfálticas Utilizando Materiais do Estado do Pará com o Emprego de Pó Calcário. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, 2005.
- BARRA, B.S. (2009), Avaliação da Ação da Água no Módulo Complexo e na Fadiga de Misturas Asfálticas Densas. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, Brasil.
- BODIN, D. (2002), Modèle d'Endommagement Cyclique: Application à la Fatigue des Enrobés Bitumineux. Thèse de Doctorat. École Doctorale Mécanique Thermique et Génie Civil, et École Central.
- CHABOT, A.; CHUPIN, O.; DELOFFRE, L.; DUHAMEL, D. (2009), Viscouroute 2.0: A Tool for the Simulation of Moving Load Effects on Asphalt Pavement. *International Journal Road Materials and Pavement Design*, Special Issue on Recent Advances in Numerical Simulation of Pavements.
- De La ROCHE, C. (1996), Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux. Thèse de Docteur. École Central de Paris.
- DI BENEDETTO, H.; BAAJ, H.; PRONK, A. & LUNDSTRÖM, R. (2003), Fatigue of Bituminous Mixtures: different approaches and RILEM Group contribution, in *Proceedings of the 6th International RILEM Symposium*; pp. 15-38. Zurich, Switzerland.
- DNIT (2006), Manual de Pavimentação. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, Brasil.
- DUHAMEL, D.; CHABOT, A.; TAMAGNY, P.; HARFOUCHE, L. (2005), Viscoroute: Modélisation des Chaussées Bitumineuses. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, Vol. 258-259; pp. 89-103.
- DURIEZ (1950), *Traité de Matériaux de Construction*. Éditions Dunod.
- GUIDE TECHNIQUE (1997), French Design Manual for Pavement Structures - Guide Technique. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées SERTRA - LCPC.
- HORNYCH, P.; PIAU, J-M, BODIN, D.; SAINT-LAURENT, D.; NGUYEN, V. T. (2008), CESAR-LCPC:
- HUET, C. (1963), Étude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés. Thèse de Docteur. Faculté des Sciences de l'Université de Paris.
- LCPC (2005), ALIZÉ-LCPC: Version R4 1.0 Recherche (Aéronautique). Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. France.
- LCPC (2007), Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés. Groupe de Travail RST "Formulation des enrobés". Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Paris, France.
- LCPC (2010), Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. www.lcpc.fr. Último acesso em março de 2010.
- MOMM, L. (1998), Estudo dos Efeitos da Granulometria Sobre a Macrot textura Superficial do Concreto Asfáltico e Seu Comportamento Mecânico. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo, Brasil.
- MOMM, L. (2005), Preparação de Misturas de Concreto Asfáltico de Módulo Elevado. Anais do XIII Congresso Ibero-Latinoamericano del Asfalto (CILA). San José, Costa Rica.
- PERRET, J. (2003), Déformation des Couches Bitumineuses au Passage d'Une Charge de Trafic. Thèse de Doctorat. École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Lausanne, France.
- RUDENSKY, A. V. (1997), Asphalt concrete fatigue properties, in *Proceedings of the 5th International RILEM Symposium. Mechanical Tests for Bituminous Materials (MBTM): Recent Improvements and Future Prospects*. Lyon, France.
- SANTANA, H. (1992), Manual de Pré-Misturados a Frio. Instituto Brasileiro do Petróleo (IBP) - 1^ª Edição. Rio de Janeiro, Brasil.
- SAYEGH, G. (1965), Contribution à l'étude des propriétés viscoélastiques des bitumes purs et des bétons bitumineux. Thèse de Docteur Ingénieur. Faculté des Sciences de Paris.
- U.C. Berkeley (1986), ELSYM 5: Layered Elastic Pavement System. University of California at Berkeley. Berkeley, CA, USA.
- Version de Recherche - Le Module CVCR. Cahier de Développement Réalisé dans le Cadre de l'Opération de Recherche 11P063. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Nantes, France; 82 p.
- WSDOT (1999), EVERSTRESS 5.0: A Layered Elastic Analysis Program. Washington State Department of Transportation. Washington, D.C., USA.

Projeto de georreferenciamento da malha rodoviária do Tocantins

Alcindo Pereira dos Santos FilhoEng^o Civil, Msc. Geotecnia**Alessandro Dias Barbosa**Eng^o Civil**Ciro Vargas Pilger**Eng^o Civil**Lúcio Sérgio Borges Peixoto**

Analista T.I – Especialista em Geotecnologia

Paulo Fernando RodriguesEng^o Civil**OBJETIVO DO PROJETO**

Introduzir o georreferenciamento na gestão da malha rodoviária do Estado do Tocantins.

PREMISSAS DO PROJETO

O processo de georreferenciamento da malha viária do Estado do Tocantins é de natureza *cultural e técnica*. Ele se apoia em diversos vetores práticos, dentre os quais a preparação de um primeiro exercício de planejamento rodoviário no estado e futuramente a implantação da gerência de pavimentos baseando em indicadores para futuras construções ou intervenções.

O primeiro passo para esse trabalho consistia em se rever o Plano Viário do Estado, o qual atualmente é materializado por meio de um mapa (em plataforma CorelDraw), cujas imprecisões são de imensa magnitude, não permitindo constituir uma base de dados com qualificações mínimas para que se comece o trabalho. Portanto, a revisão do Plano Viário do Estado passa pela geração de um novo mapa rodoviário,

totalmente georreferenciado, que possa atender ao referido Plano.

Por outro lado o Projeto de Georreferenciamento abre a possibilidade da criação de um *Banco de Dados Rodoviários* que poderá se constituir de repositório de informações servindo às suas principais áreas: Planejamento, Construção, Manutenção e Operação Rodoviária.

ESCOPO DO PROJETO

- Munir de todos os treinamentos e tecnologia necessária para gerar relatórios técnicos e indicadores passíveis de serem materializadas nos mapas do Estado;
- Realizar o levantamento georreferenciado de toda a malha rodoviária do Estado, inclusive as rodovias federais que o atravessam.

MAPA RODOVIÁRIO – 2006

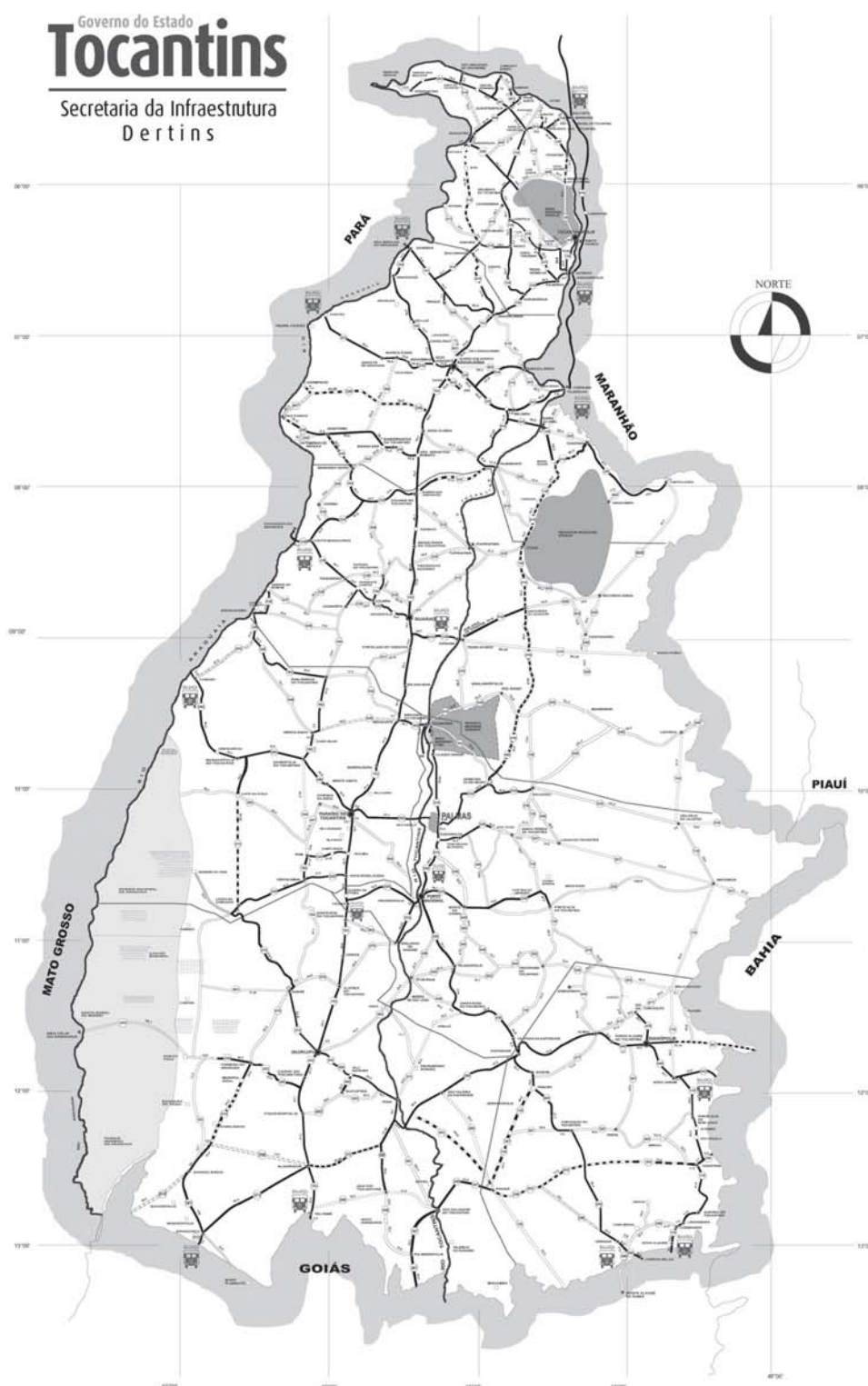
Governo do Estado
Tocantins
 Secretaria da Infraestrutura
 Dertins



Mapa Rodoviário Estadual
 ano 2006

CONVENÇÕES CARTOGRÁFICAS

ESTRADA	ESTADUAL	ESTADUAL
DUPLO CALDA	---	---
EM OBRAS DE DUPLICAÇÃO	---	---
PROTEGIDA	---	---
EM OBRAS DE PAVIMENTAÇÃO	---	---
DIRECIONADA	---	---
EM OBRAS DE REPLANTAÇÃO	---	---
LESTO NATURAL	---	---
PLANIAGEM	---	---
ÁREAS URBANAS		
CAPITAL	□	□
CIDADE	□	□
VILA	□	□
HIÉROGLIFOS		
ESTRADA DE FERRO	—+—	—+—
RESERVOÍRIO	▭	▭
ÁREAS ALAGADAS	▭	▭
RESERVA INDÍGENA	▭	▭
CAMPESINHO	▭	▭
OUTROS		
ÁREA DE SITUAÇÃO	▭	▭
SUA RESERVAÇÃO RODOVIÁRIA	▭	▭

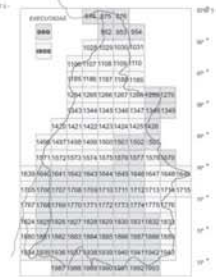


ESCALA 1: 1.000.000



PROJEÇÃO POLICÔNICA

COMPOSIÇÃO DO MAPA RODOVIÁRIO DO
 ESTADO DO TOCANTINS, A PARTIR DA
 BASE CARTOGRÁFICA EM ESCALA 1:100.000



ATUALIZADO EM 30 DE JANEIRO DE 2006

CONCEPÇÃO E EXECUÇÃO DO PROJETO

Fase de Preparação

Abrangência do levantamento

Em sua primeira etapa, o programa cobriu o levantamento do traçado de todas as rodovias pavimentadas e não pavimentadas do Estado. Numa segunda etapa, o trabalho deverá ser complementado com o levantamento dos dados físicos das rodovias: obras de arte especiais e obras de arte correntes e outros. Na sequência serão apontadas as características operacionais, como o tráfego, as condições de conservação e outras.

Planejamento estratégico do levantamento:

A equipe de campo, composta por quatro funcionários (um motorista, dois engenheiros e um analista em T.I.), utilizou-se de um veículo equipado com GPS com antena externa, além do manual do levantamento, de uma câmera fotográfica digital, de um notebook e equipamentos de segurança (coletes, giroflex e cone de sinalização).

Vale registrar a grande valia da utilização do Google Earth, não só pela prévia visão dos trechos que seriam percorridos, como e principalmente pela identificação das entradas e saídas das localidades, onde, por vezes, se observava uma intrincada convergência de estradas e acessos.

Também foram inseridas no GPS imagens de fundo de rodovias digitalizadas pela SEPLAN a partir de mosaicos fornecidos pelo INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, otimizando coletas por estradas vicinais desnecessárias.

Outro ponto importante foi o planejamento prévio dos trechos a serem percorridos a cada dia, hotéis, restaurantes e abastecimento, preferencialmente nas Residências do DERTINS distribuídos por sete pontos no Estado.

Em 29 de junho de 2006 foi feita uma apresentação para a Presidência e as Diretorias do DERTINS de todo o planejamento do levantamento, solicitados os recursos e colocadas as expectativas de conclusão.

Fase de Levantamento

Execução do levantamento das rodovias pavimentadas

Em agosto de 2006, tiveram início os trabalhos que começaram na região do Bico de Papagaio no norte do

Estado, evoluindo para a região sul e procurando acompanhar aproximadamente a malha rodoviária de responsabilidade de cada residência. O apoio dos engenheiros residentes locais auxiliou na identificação de diversos trechos.

O veículo rodava a velocidade de 70km/h nas tangentes e a 40km/h nas curvas, com a roda externa sobre o bordo, coincidente com a posição da antena do GPS, ou seja, a 3,50 do eixo da rodovia. A marcação dos pontos era automaticamente corrigida para o eixo através do off-set pré-configurado. O equipamento foi ajustado para o registro de um ponto a cada segundo nas rodovias pavimentadas e dois segundos nas rodovias não pavimentadas.

Ao final de novembro de 2006, estava concluída a primeira campanha com o levantamento das rodovias pavimentadas.

Levantamento das rodovias não pavimentadas

De julho a novembro de 2007, a equipe passa a trabalhar no levantamento das rodovias não pavimentadas. Importante lembrar que essa fase foi efetuada depois do término das chuvas.

Ao término deste trabalho, final de 2007, uma primeira versão do Mapa Rodoviário do Tocantins pode ser emitida, para uma nova depuração e complementação dos dados. O levantamento é entregue à SEPLAN que incorpora informações, como as APA's, as bacias hidrográficas e os limites dos municípios.

Com estas informações estava criado o Banco de Dados Rodoviários do Estado e o novo Mapa Rodoviário do Tocantins.

Os Números da Campanha

Durante 18 meses foram percorridos cerca de 31.000km de rodovias, sendo georreferenciados em torno de 12.000km, que constituem o total da malha rodoviária pavimentada e não pavimentada do Estado.

Tratamento dos dados do levantamento

A plataforma ArcGIS, com a qual a equipe já estava familiarizada, foi empregada para o armazenamento e processamento dos dados, em estrutura modular para

facilitar a agregação de aperfeiçoamentos. Concluída a etapa, segue-se um longo e minucioso trabalho de revisão do levantamento com a passagem de um pente-fino em todos os trechos. Atenção especial foi dada para as entradas e saídas ou simples passagens pelas localidades, interseções, acesso e outros pontos.

Para garantir maior precisão dos trabalhos foram executados, com apoio das estações fixas da TRIMBLE, distribuídas pelo Estado e arredores, correções diferenciais do levantamento e acerto da malha com valores de erros submétricos.

As linhas de levantamento produzidas no campo para se transformarem em “malha rodoviária” careciam da análise de cada nó, chamada “topologia de malha”, marcados pela união nos entroncamentos, alterações de tipo de pavimento e/ou mudança de jurisdição, acessos às localidades e travessias de trechos urbanos. Esta preocupação se estendeu às travessias fluviais realizadas por balsas que também tiveram as distâncias entre as margens calculadas e registradas.

Vale ressaltar, diferentemente de levantamentos anteriores, o fato de cada travessia urbana estar representada por um segmento com sua verdadeira dimensão e não apenas um único ponto.

Para este trabalho de fechamento da malha foi empregado o software ArcGIS da família *Ensri 9.0*.

BANCO DE DADOS X SRE (Sistema Rodoviário Estadual)

O estudo de criação do Banco de Dados da malha viária georreferenciada foi levado em consideração à aplicabilidade no SRE, portanto alguns dos atributos criados são atributos de controle para evitar duplicidade nas informações, pois em alguns casos há sobreposição de rodovias ou trechos coincidentes.

Dicionário de Dados das Rodovias

CLASSE – Classificação da rodovia (Leito natural, Pavimentada, Duplicação, Implantada, em obras de Pavimentação)

NM_MUN – Nome do município


NM_VIA – Nome da rodovia (ex. TO-010)

JURIS – Jurisdição (Estadual, Federal e Municipal)

RESID – Residência administrativa (Porto Nacional)

Ext_Km – Extensão em Km

NUMER_VIA – Número da rodovia (010 – Criado para inserir apenas o número dentro do símbolo).

Ex. 

CODIGO – Código do SER (Ex. 010ETO0010 – Três primeiros caracteres indicando o número da rodovia, E ou B indicando se é Estadual ou Federal, TO indicando o Estado da Federação e os últimos quatro dígitos indicando o trecho)

INICIO_KM – Início do trecho em Km

FIM_KM – Fim do trecho em Km

TIPO_REV – Tipo de revertimento (Tratamento superficial simples, Duplo, Cimento Asfáltico, Concreto)

T_COINC1 – Primeiro Trecho coincidente (Quando há sobreposição)

T_COINC2 – Segundo Trecho coincidente (Quando há sobreposição)

T_COINC3 – Terceiro Trecho coincidente (Quando há sobreposição)

FED_SUPER – Superposição de rodovia federal

TITULAR* – Titularidade do trecho (valor recebe 0 quando não titular ou 1 quando titular).

TRECHO_INI – Nome do trecho obedecendo o sentido da rodovia Ex. Palmas – Fim Duplicação

CONCLUSAO – Ano de conclusão do trecho da rodovia



FID	Shape*	CLASSE	NM_MUN	NM_VIA	JURIS	RESID	Ext_Km	NUMER_VIA	CODIGO	INICIO_KM	FIM_KM	EXTEH_KM	SIT_FIS
260	Polyline	dup	PALMAS	TO-010	Estadual	Porto Nacional	1,230488	010	010ETO0010	0	1,243	1,230488	DUP
308	Polyline	pav	PALMAS	TO-010	Estadual	Porto Nacional	51,630112	010	010ETO0020	1,243	53,40	51,63011	PAV

* No atributo TITULAR, todos trechos recebem o valor de 0 para não titular ou 1 para titular, quando há sobreposição de várias rodovias, uma deve ficar por “cima”, e assim chamada titular.

No decorrer do levantamento da malha viária também foram levantados os povoados e as sedes municipais em frente as prefeitura correspondente.

CONSOLIDAÇÃO DO PROJETO

Avaliação dos Resultados do Projeto

A criação do novo Banco de Dados Rodoviário Georreferenciados alcança a credibilidade por passar a ser fonte de informações para as diversas atividades, não só do DERTINS, como de outros órgãos do governo, o que garante a avaliação positiva do Projeto pela sua precisão e integridade das informações.

Em novembro de 2008, o DERTINS utiliza a nova base para elaboração do Cadastro Anual da CIDE – Contribuição de Intervenção no Domínio Econômico, seguindo o Roteiro Básico para Elaboração do SRE – Sistemas Rodoviários Estaduais. Este Cadastro é encaminhado ao DNIT no mês de novembro de cada ano. A participação na arrecadação do programa é proporcional à malha rodoviária pavimentada de cada Estado.

A Segunda Etapa de Complementação dos Dados

Para que o Projeto se consolide é preciso dividir o trabalho em duas frentes. A primeira é a incorporação de novos dados ao Banco e a segunda garantir sua atualização permanente.

Quanto à primeira, entrada de novos dados está prevista a inclusão das características físicas das rodovias, e mais as informações de caráter dinâmico. Como características físicas, temos: os dados da plataforma, do pavimento, do traçado; as obras de arte especiais, como as pontes e viadutos; as obras de arte correntes, como os dispositivos de drenagem; a sinalização e segurança; e outras. Entre as in-

formações dinâmicas ou funcionais, citamos: os dados de tráfego (VMD), as condições dos pavimentos etc.

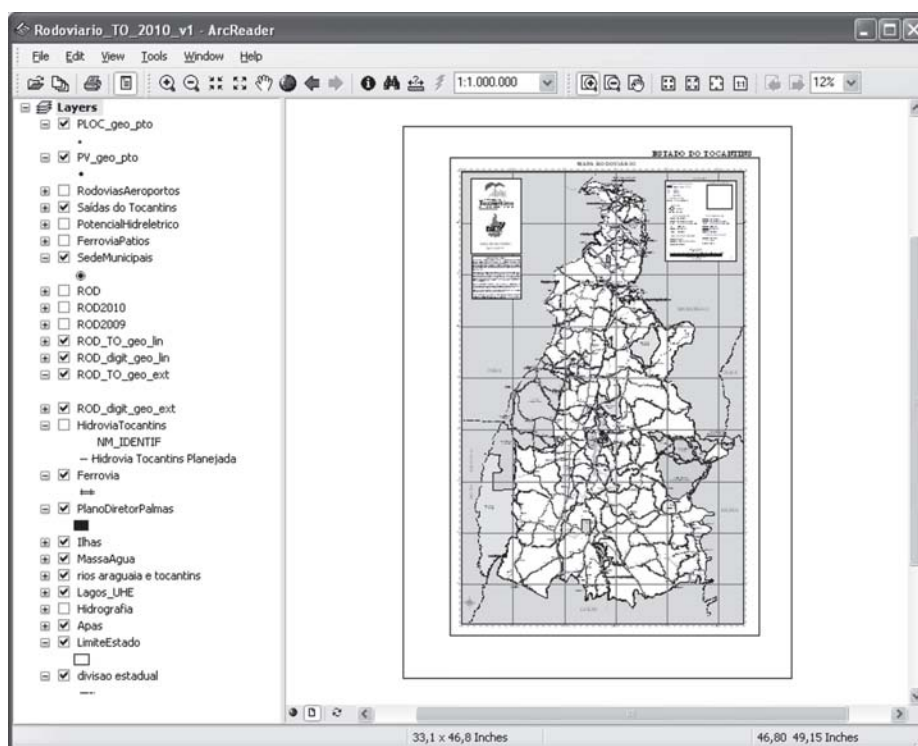
Atualização

A consolidação do projeto, que demandou enorme esforço da equipe, baixo custo e excelência na qualidade, só estará garantida com a definição de uma estrutura formal de gerenciamento do acervo (Banco de Dados Rodoviário), além de definição das regras de atualização com a indicação dos setores responsáveis por cada tipo de informação.

A perda da confiabilidade dos dados pela falta de atualizações sistemáticas poderá se constituir em ameaça à vida de projetos desta natureza.

Usabilidade

O conjunto de ferramentas da família ArcGIS, como o ArcRead, que manipula dados apenas para leitura, vem permitindo a montagem de novos mapas tendo como fundo o plano das rodovias. Temas como: bacias hidrográficas, áreas de preservação, ferrovias, hidrovias e outros, que irão compor o mapa desejado, são obtidos a partir de menu, conforme ilustrado abaixo.



Piso permeável ameniza alagamento

Cientistas da USP desenvolvem pavimentos porosos com asfalto e concreto intertravado, que, associados a polímero, tornam-se capazes de absorver 100% da água da chuva

Paula Takahashi

Esta matéria foi gentilmente cedida pelo jornal ESTADO DE MINAS.

O cenário de desolação provocado pelas tormentas que abateram o Rio de Janeiro no início do ano agora se repete no interior dos estados de Alagoas e Pernambuco. Boa parte das enchentes e alagamentos causados pelo dilúvio poderia ser evitada, ou pelo menos amenizada, a partir da adoção de pavimentos permeáveis desenvolvidos por um grupo de professores e estudantes do Departamento de Pavimentação e de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP).

Desde 2006, uma equipe de 10 pesquisadores projetou e já está testando dois tipos de pavimentos porosos, um de concreto intertravado e outro de asfalto, capazes de absorver até 100% de toda a água da chuva que escoar pela superfície. O material, em estudo nos Estados Unidos e na Europa, passou por adaptações para se adequar à realidade brasileira. Além da adição de polímeros, capazes de garantir maior durabilidade e resistência ao revestimento, fazem parte da composição fibras de celulose para pavimentação usadas para aumentar o teor de asfalto no pavimento.

“O polímero que modifica o asfalto é o SBS (sigla em inglês para estireno-butadieno-estireno). Além de proteger o revestimento da oxidação natural provocada pela água e dos raios ultravioletas que causam

o envelhecimento do piso, o composto ainda confere elasticidade ao material. Isso significa que, se o piso sofrer esforço ele vai se deformar e, posteriormente, voltar ao estado inicial”, explica a professora titular da Poli e coordenadora do laboratório de pavimentação, Liedi Bernucci. Pavimentos porosos sem polímero duram entre dois e quatro anos, e os que têm adição do composto químico podem resistir a desgastes por até oito anos.

Para alcançar o revestimento asfáltico poroso e resistente, Liedi dá a fórmula: “É uma receita de dosagem para chegar a um percentual de 20% a 25% de vazios no revestimento, que será o espaço em que a água ficará armazenada. A composição é dividida em 94,6% de agregados graúdos e miúdos, 5% de asfalto com polímero e 0,4% de fibra de celulose. No asfalto, somente 5% são formados pelo polímero. A mistura foi feita no laboratório e, depois de testes que duraram alguns meses, chegamos ao resultado esperado”, explica.

Teste real

Para comprovar a eficiência do material, um dos estacionamentos da Poli foi revestido com a pavimentação estudada. Para começar, o solo foi preparado, se-

lado com uma máquina compactadora e nivelado. Posteriormente, a área foi revestida com uma camada de lona plástica para evitar a infiltração da água no solo. “A chuva traz muitos contaminantes, como óleo, que penetram o solo e podem contaminar os lençóis freáticos. Com esse isolamento, também é possível a proteção ambiental”, observa Scarati Martins.

Posicionada a cobertura plástica, as próximas camadas vão variar de acordo com o material usado. Se for asfalto, virá cobertura de 30cm de pedra 3 (numeração que corresponde ao tamanho, que, neste caso, é superior a 76 milímetros) e, sob ela, 5cm de macadame betuminoso, uma mistura de pedra 1 com asfalto. Finalmente, a cobertura de 5cm de asfalto. No caso do concreto, a lona plástica é coberta por 15cm de pedra 3 e, sob ela, 15cm de uma camada granular chama-

da de brita graduada simples (BGS). Logo acima vem a manta geotêxtil, um tecido de polipropileno que impede que a areia, camada superior, penetre na camada granular. A areia ocupa 4 cm e é coberta por 6cm de blocos de concreto intertravado.

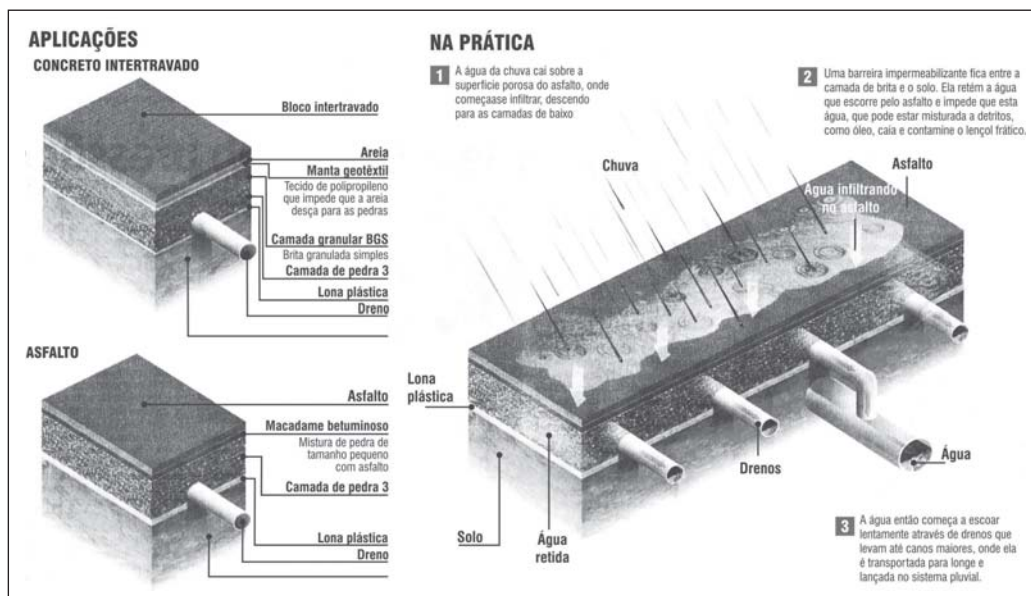
“A água penetra pelo asfalto ou concreto e fica retida na camada de brita. Lentamente, ela vai sendo escoada pelas galerias de drenagem convencional. Isso evita a sobrecarga do sistema de escoamento público, já que o volume da chuva não é enviado para as galerias de uma vez”, analisa o coordenador da pesquisa, o professor José Rodolfo Scarati.

Custo inviabiliza larga escala

Uma das dificuldades para implantar este sistema em larga escala em vias de tráfego pesado ainda é o

custo, que chega a ser 25% superior aos revestimentos convencionais para cada metro quadrado utilizado. “Isso porque usamos uma base de brita, um pouco diferente da tradicional. Além disso, a escala de produção é menor, mas à medida que este material for adotado, o preço deve se equiparar ao gasto atual”, prevê o coordenador da pesquisa José Rodolfo Scarati.

A Prefeitura de São Paulo, parceira da pesquisa, já planeja adotar o pavimento poroso em cinco vias da capital. “Já escolhemos as ruas, que têm características



distintas de tráfego, para avaliar a resposta do piso ao trânsito e desempenho hidráulico. No total, cerca de 1,2 mil metros de rua em localizações próximas a mananciais na periferia da cidade”, afirma Afonso Virgillis, engenheiro da Secretaria de Infra-Estrutura Urbana e Obras (Siurb) da prefeitura.

Outra preocupação dos pesquisadores está voltada para o processo de preenchimento das áreas livres do pavimento por impurezas, processo conhecido como colmatagem. “Ao longo do tempo isso vai ocorrer. Por isso, o próximo passo é estudar um filtro, que poderia ser com minerais ou matéria viva, como bactérias, capazes de purificar a água e permitir inclusive sua infiltração no solo para repor os lençóis freáticos”, avalia a professora titular da Poli e coordenadora do laboratório de pavimentação, Liedi Bernucci. Os avanços são previstos para os próximos cinco a 15 anos.



Programação de Cursos da ABPv para 2010

Prático de Solos	10 a 12/08/10
Dimensionamento de Pavimentos	14 a 16/09/10
Controle da Qualidade em Pavimentação Asfáltica	21 a 23/09/10
Tecnologia de Pavimentos, Construção, Qualidade e Casos de Obras	20 a 22/10/10

40ª RAPv – Reunião Anual de Pavimentação

26 a 28 de outubro de 2010
no Centro de Convenções Sul América
no Rio de Janeiro, RJ



O crescimento: do volume de obras de pavimentação; do tráfego em volume e peso; das demandas de produtos de pavimentação – asfalto, britas, cimento, polímeros, etc; das exigências da legislação ambiental e a carência de profissionais qualificados, tem sido alguns dos desafios que a cadeia produtiva da engenharia de construção de pavimentos tem enfrentado recentemente.

Na 40ª RAPv estes temas serão discutidos e as oportunidades de conhecer novas propostas e soluções nas palestras, mesas redondas, exposições de equipamentos e trabalhos técnicos são muitas!

Venha se atualizar, trocar idéias e participar dos debates!

Temos certeza que voce vai encontrar as informações técnicas que precisa na 40ª RAPv!

Mais informações: www.rapv.org.br

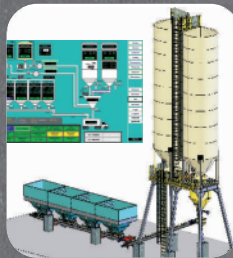


Construindo seu caminho para a modernidade.

As Usinas de Asfalto e Centrais de Concreto IXON Road Building foram desenvolvidas com modernas ferramentas de computação e modelamentos matemáticos, oferecendo um real e significativo diferencial na preparação de misturas asfálticas e de concreto e, conseqüentemente, elevando a capacidade de produção e o nível de qualidade.

Usinas de Asfalto Móveis e Fixas

Centrais de Concreto



Qualitec Ind. e Com. Ltda
 Rua Ijuí, 70 | Santa Rosa | RS
 CEP 98900-000 | Fone: (55) 3512.6654
 comercial@ixon.ind.br | www.ixon.ind.br

ESTAMOS SELECIONANDO REPRESENTANTES.

Empresa Certificada:



ISO 9001:2000
 FM 541278

**Antiga Ponte da Atalaia
sobre o Rio Poxim em Sergipe**

Foto: Acervo Palácio
do Museu Olímpico Campos

