

REVISTA

ABRV

Associação Brasileira de Pavimentação



# PAVIMENTAÇÃO

ANO IX – Nº 31/32 – Janeiro a Junho de 2014 – [www.abpv.org.br](http://www.abpv.org.br) – ISSN 1809-1865



**Relato dos Estudos e Pesquisas de  
Mecânica da Via Permanente  
Ferroviária da Área de Geotecnia,  
PEC – COPPE/UFRJ**

Jacques de Medina

**40 anos**  
**Ponte Rio-Niterói**

## REVISTA PAVIMENTAÇÃO

Ano IX – Nº 31/32 – Jan-Jun de 2014

ISSN 1809-1865



Rua Miguel Couto, 105 – Sobrelojas 204 e 205

20070-030 – Rio de Janeiro – RJ

Tel: (21) 2233-2020 / 2263-5794 – Fax: (21) 2233-0709

### CONSELHO EDITORIAL

Diretoria da ABPV

#### COORDENAÇÃO GERAL

Arqtª Georgina Libório Azevedo

georgina@abpv.org.br

MTb 31365-RJ

#### JORNALISTA RESPONSÁVEL

Jean Pierre M. Santiago

jpierrems@abpv.org.br

MTb 27170-RJ

### ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO

**Presidente:** Engº José Pedro dos Santos Vieira Costa

**Vice-Presidente:** Engº Eduardo Alberto Ricci

**Diretora Financeira:** Arqtª Georgina Libório Azevedo

**Diretor Administrativo:** Engº Fernando Augusto Júnior

**Diretora Técnica:** Engª Luciana Nogueira Dantas

**Diretora de Divulgação:** Engª Michéle Dal Toé Casagrande

### COMITÊ TÉCNICO-CIENTÍFICO

Engº Alfredo Monteiro de Castro Neto; Engº Antônio Fortunato Marcon; Engº Armando Morilha Junior; Engº Atahualpa Schmitz da S. Prego; Engº Carlos Yukio Suzuki; Engº Cassio Eduardo Lima de Paiva; Engª Consuelo Alves da Frota; Engº Cristiano da Costa Moreira; Engº Djalma Rocha A. M. Pereira; Engº Douglas Fadul Villibor; Engº Dultevir Guerreiro Vilar de Melo; Engº Edinaldo Afonso Marques de Mélo; Engº Eduardo Alberto Ricci; Engº Fernando Augusto Jr.; Engº Genésio Almeida da Silva; Arqtª Gilda Collet Bruna; Engº Glicério Trichês; Engº Heitor Roberto Giampaglia; Engº Jacques de Medina; Engº João Menescal Fabrício; Engº João Vicente Falabella Fabrício; Engº João Virgílio Merighi; Engº Jorge Augusto Pereira Ceratti; Engº José Pedro dos Santos Vieira Costa; Engº José Leomar Fernandes Junior; Engº José Tadeu Balbo; Engº José Vidal Nardi; Engª Laura Mª Goretti da Motta; Engª Leni F. M. Leite; Engº Leto Momm; Engª Liedi Legi B. Bernucci; Engª Luciana Nogueira Dantas; Engº Luiz Miguel de Miranda; Engº Marcello Roberto Rangel Pestana; Engº Márcio Muniz de Farias; Engº Marçílio Augusto Neves; Engª Maria da Conceição M. Azevedo; Engª Michéle Dal Toé Casagrande; Engº Nilton de Souza Campelo; Engº Paulo Romeu Assunção Gontijo; Engª Prepredigna D. E. Almeida da Silva; Engª Rita Moura Fortes; Engº Sílvio Rodrigues Filho; Engº Saul Birman; Engº Walter Canales Sant'ana; Engº Washington Pérez Nuñez.

**Capa:** Alvaro Magalhães

**Editoração:** Algo+ Soluções – Maristela Carneiro

**Revisão:** Mariflor Rocha e Eveline Vieira Machado

**Impressão:** Gráfica e Editora Cruzado Ltda.

**Tiragem:** 10.000 exemplares – **Periodicidade:** Trimestral



### Nossa capa

Ponte Presidente Costa e Silva, também denominada Ponte Rio-Niterói com extensão total de 13,29km, dos quais 8,83km são sobre a água, e com 72 m de altura em seu ponto mais alto, completa 40 anos.

Foto: Divulgação CCR Ponte

## Sumário

### 2 EDITORIAL

### 3 HOMENAGEM ESPECIAL

### 4 PONTE RIO-NITERÓI

### 16 SEÇÃO DE NOTAS

### 23 ESPAÇO JURÍDICO

**A Agência Nacional de Mineração: o que podemos esperar?**

Victor Athayde

### 25 ARTIGOS TÉCNICOS

**Relato dos Estudos e Pesquisas de Mecânica da Via Permanente Ferroviária da Área de Geotecnia, PEC – COPPE/UFRJ**

Jacques de Medina

### 31 Bases Asfálticas para Pavimentos de Concreto: *To build or not to build?*

José Tadeu Balbo

### 46 Equivalência Operacional entre Equipamentos Utilizados para Avaliação Estrutural de Pavimentos

Luiz Henrique Costa Gomes

Cláudio Ângelo Valadão Albernaz

José Leomar Fernandes Júnior

### 56 Caracterização Geotécnica e Mecânica de Solos Tropicais Utilizados em Pavimento Ferroviário

Fabiana Bartalini von der Osten

Antônio Carlos Rodrigues Guimarães

### 61 Reforço de Solos com Adição de Cal – Um Estudo a Respeito dos Incrementos de Resistência Considerando o Período de Cura e o Reuso de Amostras

André Luiz C. de Azevedo

Gilberto Fernandes

# EDITORIAL

**O** movimentado ano de 2014 deve conferir novos caminhos ao Brasil. Não apenas pela realização da Copa do Mundo da FIFA em nosso País e pelo pleito presidencial, mas, sobretudo, pelos resultados dos investimentos na infraestrutura nacional.

O apelo à melhora estrutural é uma demanda de longa data, refletida na necessidade de ampliação e concessão de aeroportos, portos, rodovias, ferrovias e hidrovias. Esta edição, em sua Seção de notas, abordará a inauguração do trecho ferroviário de pouco mais de 800 km da Anápolis-Palmas, inserido na Ferrovia Norte-Sul, cujas obras foram iniciadas há 27 anos, ainda no Governo do presidente José Sarney. Tal situação representa fielmente a letargia do Estado brasileiro em situações que requerem vigor e desenvoltura, comprometendo drasticamente o desenvolvimento nacional.

A concessão dos aeroportos de Guarulhos, em São Paulo, Galeão/Tom Jobim, no Rio de Janeiro e Confins, em Belo Horizonte, vislumbram novos tempos de prosperidade destes terminais, garantindo maior conforto e eficiência aos seus usuários. Essas concessões também permitirão, aos profissionais do setor de pavimentação, a implementação das melhores técnicas aliadas aos conceitos mais modernos que, de forma recorrente, serão pautadas nesta revista.

Oportunamente, esta tiragem, que reúne duas edições, as de números 31 e 32, traz uma matéria especial sobre os 40 anos de uma das obras de arte mais emblemáticas da engenharia nacional, a Ponte Rio-Niterói. O que para muitos, à época, era inviável, tornou-se motivo de orgulho para os brasileiros e para os profissionais envolvidos no projeto. Em longo texto, o leitor fará uma viagem histórica pelos passos que se sucederam para a realização desse vultoso empreendimento, uma narrativa do engenheiro Carlos Henrique Siqueira.

Outro desafio, apresentado nesta revista, será a duplicação de uma das principais rodovias do País, a BR-040, que liga Brasília a Juiz de Fora. Serão 936 km, com 11 postos de pedágio e 21 postos de atendimento aos usuários, construídos pela Invepar, o grupo vencedor do leilão de concessão. Nas próximas edições da Revista PAVIMENTAÇÃO, será apresentada uma matéria especial sobre o projeto de duplicação da rodovia e as técnicas que serão aplicadas.

A seção de artigos totaliza cinco trabalhos inéditos. O primeiro deles trata-se de um relato dos estudos e pes-

quisas de mecânica da via permanente ferroviária da área de geotecnia PEC-COPPE/UFRJ. O trabalho é de autoria do professor Jacques de Medina, que é engenheiro civil formado pela Escola Nacional de Engenharia, mestre pela Universidade de Purdue, nos Estados Unidos, e um dos fundadores da ABPv.

O segundo artigo versa sobre as vantagens, do ponto de vista técnico, da utilização de bases asfálticas para pavimentos de concreto. Autoria do engenheiro José Tadeu Balbo, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP).

O terceiro trabalho desta edição aborda a equivalência operacional entre os equipamentos utilizados para a avaliação estrutural de pavimentos. Os autores são os engenheiros Luiz Henrique Costa Gomes, da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP), Cláudio Ângelo Valadão Albernaz, consultor, e José Leomar Fernandes Júnior, da Universidade de São Paulo (Departamento de Engenharia de Transportes), Escola de Engenharia de São Carlos.

A caracterização geotécnica e mecânica de solos tropicais utilizados em pavimento ferroviário compõe o quarto artigo da Revista. Os autores são os engenheiros Fabiana Bartalini von der Osten e Antônio Carlos Rodrigues Guimarães.

E fechando esta edição, o quinto e último artigo tem como tema o reforço de solos com adição de cal. Trata-se de um estudo a respeito dos incrementos de resistência, considerando o período de cura e o reuso de amostras. O trabalho é assinado pelo engenheiro civil André Luiz C. de Azevedo, do DER/MG e pelo professor Gilberto Fernandes, da Universidade Federal de Ouro Preto.

Por ocasião da realização da 43ª RAPv (Reunião Anual de Pavimentação) e do 17º ENACOR (Encontro Nacional de Conservação Rodoviária), em Maceió, a Revista relembra aos seus leitores e a toda a comunidade ligada à pavimentação sobre a importância da participação e do acompanhamento desses eventos. Os profissionais reunidos, reafirmando os objetivos da divulgação das melhores técnicas disponíveis, são a melhor interação que podemos almejar.

Na próxima edição, a Revista PAVIMENTAÇÃO trará a cobertura completa do evento que acontecerá de 29/07 a 01/08, na capital alagoana.

*Conselho Editorial*



# Homenagem Especial

## AO ENGENHEIRO JOÃO MENESCAL FABRÍCIO



A engenharia brasileira perde um grande nome de seus quadros. Faleceu dia 02 de julho no Rio de Janeiro o engenheiro João Menescal Fabrício.

Com sessenta anos de formado em Engenharia Civil pela antiga Escola de Nacional Engenharia, atual Universidade Federal do Rio de Janeiro, Dr. Fabrício, como era tratado no meio profissional, possuía especialidade em engenharia rodoviária. Nos Estados Unidos, aperfeiçoou-se em mecânica de solos, geotecnia e pavimentação na Universidade de Ohio, e também fez um curso de Especialização Rodoviária no State Roads Commission em Baltimore.

Ao longo de sua carreira, atuou na supervisão e no controle de obras de diversas rodovias importantes do País. Bem como prestou assessoria e assinou projetos para o extinto DNER, VALEC, ENGESUR, MIRAK, PMSG, ANTT e Departamentos de Estradas de Rodagem de vários Estados.

Na área de pesquisa, destacou-se em importante trabalho para o DNER, em 1992, sobre estabelecimentos de critérios de qualidade para rochas e pedreiras.

Foram diversos os trabalhos publicados, dentre eles, destaca-se Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis Existentes – Uma contribuição para projetos de reforço. Este trabalho foi premiado na 26ª RAPv - Reunião Anual de Pavimentação, no ano de 1992, em Aracaju.

A partir de meados dos anos 90, começou a atuar como consultor para diversos projetos do DNER/DNIT e, em 2003 participou da Revisão, Complementação e Elaboração de Normas para o DNIT. Foi também autor do Boletim Técnico nº 19 de 2000, “Estradas de Terra”.

Foi agraciado com o Prêmio Engenheiro Mario Kabalem Resom na 35ª RAPv que aconteceu no Rio de Janeiro em 2004.

João Menescal Fabrício se filiou a Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv em 10/07/1961, sendo o sócio nº 406, seguia à frente da atual diretoria como Membro do Conselho Fiscal. Em gestões anteriores foi diretor financeiro, técnico, administrativo. Sócio atuante, sempre esteve presente nas atividades da Associação, participando ativamente das Reuniões Anuais de Pavimentação, das Reuniões de Pavimentação Urbana, além de ministrar cursos e fazer parte do CTC da Revista PAVIMENTAÇÃO. Também representava esta associação junto ao IBP.

Presença marcante como profissional, deixa um legado importante para a engenharia brasileira. Notável engenheiro, a admiração e o respeito são marcas advindas não apenas do reconhecido conhecimento e experiência na sua área, mas principalmente do grande ser humano que foi. Seu respeito, sua educação, sua amizade, sua sensatez e sua doçura, sempre deixarão saudade.

A ABPv presta homenagem ao seu grande sócio João Menescal Fabrício, com profunda reverência, imortalizando sua obra nos anais, manuais e periodicos da Associação. Aos familiares, compartilha deste momento difícil com seguras esperanças que se vislumbram no horizonte daqueles homens que cumpriram com tanta notoriedade a sua missão.

Dr. Fabrício morreu aos 87 anos. Deixa esposa Maria Luiza Falabella Fabrício, três filhos, Olavo Falabella Fabrício, Branca Falabella Fabrício, João Vicente Falabella Fabrício e o neto Renato Cabral Fabrício.



# Uma Obra Grandiosa e sua Perpetuação

A PONTE RIO-NITERÓI COMPLETA 40 ANOS, SERVINDO  
AO BRASIL EM MOBILIDADE E EFICIÊNCIA.

*Por Carlos Henrique Siqueira D.Sc.  
Engenheiro Civil, Consultor da CCR Ponte*



Foto: Gemilson Araújo

## ANTECEDENTES HISTÓRICOS

Há 133 anos, a ideia da ligação entre as cidades do Rio de Janeiro e Niterói, por meio de um túnel ferroviário sob a Baía de Guanabara, vinha à pauta de um governante brasileiro pela primeira vez, trazida pelo engenheiro inglês Hamilton Lindsay Bucknall. Do terceiro quarto do século XIX até os dias atuais, não apenas o elo entre as cidades concretizou-se, através de uma majestosa ponte rodoviária, como também o Brasil mostrou ao mundo novas técnicas na arte de projetar, construir e manter grandes estruturas, além de ousar na adoção de soluções inovadoras para contemplar a Ponte Rio-Niterói de plena segurança estrutural e vida útil prolongada.

Quando inaugurada em 4 de março de 1974, a Ponte Rio-Niterói materializou um desejo veemente que remontava à época do Brasil Império. De fato, os antecedentes históricos noticiam que o imperador D. Pedro II já concebía a união entre os dois municípios por meio de túnel ou ponte, situação que, na ocasião, se mostrava bastante atrativa, porém, mais duvidosa, dada a grandiosidade de um empreendimento desse porte para aquele momento. De qualquer forma, é de se assinalar a audácia da ocasião em idealizar a possibilidade de ligação entre os dois topônimos por uma obra tão grandiosa.

Tão próximas fisicamente, as cidades do Rio de Janeiro e Niterói, hoje unidas pela ponte, tinham a Baía de Guanabara como dificuldade de serem alcançadas por meio rodoviário direto. As duas alternativas que se dispunham para o acesso aos dois topônimos se davam de forma, se não dificultosa, demorada, visto que tanto pelas balsas quanto pelo contorno da baía o tempo mínimo que se levava era cerca de duas horas. A ligação rodoviária proporcionada pela Ponte Rio-Niterói reduziu esse prazo para 12 minutos, o que se traduz em uma acentuada economia de tempo e, logicamente, pecuniária.

Em 4 de março de 1968, foi apresentado ao ministro dos Transportes, cel. Mário David Andreazza, o relatório da Comissão de Contatos Financeiros, com respeito à viagem empreendida à Europa (França, Inglaterra, Alemanha e Suíça), visando a obtenção de financiamento externo nos meios bancários europeus para as obras de construção da Ponte Rio-Niterói. A comissão era formada pelo almirante José Celso de Macedo Soares Guimarães, presidente da Comissão de Marinha Mercante, José Lopes de Oliveira, diretor do Departamento Financeiro e de Controle da Comissão de Marinha Mercante, Antônio Augusto dos Reis Veloso, assessor do ministro da Fazenda e Thomas

João Larycz Landau, vice-diretor geral do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. O empréstimo de US\$ 22.000.000 (vinte e dois milhões de dólares norte-americanos) foi efetivado pelo banco inglês Rotschild & Sons, mediante a contrapartida da compra de todo o aço para a fabricação das estruturas metálicas do vão central em siderúrgica da Inglaterra.



*Etapa construtiva de um bloco de fundação no Trecho sobre o Mar.*

Simbolicamente, em 9 de novembro de 1968, a obra foi iniciada durante o lançamento da pedra fundamental, com a presença de sua Majestade a rainha Elizabeth II e de sua Alteza real, o Príncipe Phillip, duque de Edimburgo, além do então ministro dos Transportes, cel. Mário David Andreazza. No dia 9 de janeiro de 1969, foram, de fato, principiadas as obras de construção da Ponte Rio-Niterói.



*Montagem de aduelas formadora da superestrutura do Trecho sobre o Mar.*



A obra levou cinco anos para ser totalmente construída, considerando as duas fases, ou seja, desde janeiro de 1969 até março de 1974, incluindo o período em que esteve paralisada por mais de seis meses. Durante sua edificação, como todo empreendimento de grande vulto, não raras foram as nefastas críticas das vozes da discórdia em externar que a obra era faraônica, descabida e sem qualquer propósito mais consistente. Alguns desses acordos verbais e manifestações por escrito não viam qualquer perspectiva de benefício à comunidade, tanto econômico quanto turístico, ou de qualquer natureza de engrandecimento da região e do País.

Na manhã ensolarada da segunda-feira, dia 4 de março de 1974, com uma grandiosa pompa, digna da magnitude e da ímpar beleza da Ponte Rio-Niterói, o presidente da República, Emílio Garrastazu Médici, e o ministro dos Transportes, Mário David Andreazza, cruzavam a ponte em carro aberto do sentido Rio para Niterói, seguidos por uma grande comitiva de autoridades, materializando galhardamente uma aspiração secular e tornando um devaneio de outrora em uma existência efetiva do presente. No mesmo dia, no início da noite, houve missa solene celebrada pelo frei Ernesto Fracasso, da arquidiocese do Rio de Janeiro, na Praça do Pedágio, mesmo local onde o presidente Médici descerrou a placa comemorativa em homenagem ao início de serventia da Ponte Rio-Niterói à sociedade. Ao final do ato religioso, a massa humana presente fez uma gigantesca caminhada pela ponte até a Ilha do Mocanguê Grande, alguns se aventurando até próximo ao vão central. Estava, assim, inaugurada, à época,



*Reforço da superestrutura em aduelas com cabos protendidos adicionais, visando repor as perdas de força da cablagem original de relaxação normal.*

a terceira maior ponte do mundo, e ainda hoje a maior ponte do Hemisfério Sul.

Quando de sua inauguração, em 4 de março de 1974, a Ponte Rio-Niterói representava a terceira maior ponte do mundo, só perdendo em extensão para as pontes sobre o Lago Pontchartrain e a Chesapeake Bay, ambas nos Estados Unidos. Atualmente, em março de 2014, a Ponte Rio-Niterói se situa na 11ª colocação entre as maiores pontes do planeta Terra.



*Visão especial dos vãos centrais formados por estruturas metálicas.*

Apesar de perder posições ao passar dos anos quanto à extensão, a Ponte Rio-Niterói ainda mantém inalterado um recorde construtivo, a saber, o maior vão do mundo (300 m) em viga reta contínua em caixões ortotrópicos. Durante anos, mesmo considerando as pontes sobre o Lago Pontchartrain e a Chesapeake Bay, a Ponte Rio-Niterói ostentou a invejável marca de ser a obra de arte especial de maior volume espacial (20.000.000 m<sup>3</sup>), este correspondente ao volume proporcionado pela extensão total da obra, largura e profundidade média em que se encontram cravadas suas fundações. Não se tem convicção atualmente se esta marca ainda é a de maior expoente no mundo, após as recentes construções de três pontes na China que ocupam as primeira, terceira e quarta posições.

Por outro lado, é de se dar relevo aos 43.000 cabos protendidos que compõem a superestrutura da ponte, cujos fios das cordoalhas, dispostos longitudinalmente, dariam para dar 3,5 vezes volta à Terra, o que representa um marco mundial significativo, dificilmente observado em qualquer outra obra.



## O PROJETO GEOMÉTRICO

A Ponte Rio-Niterói teve seu projeto ponteadado por soluções ousadas e inovadoras à época, e que ainda se destacam no cenário tecnológico atual. Há que se levar em conta que, por ocasião da elaboração do seu projeto arquitetônico e estrutural, em finais dos anos 1960, não se dispunha do auxílio da informática com todas as facilidades atuais, quando essa ainda dava os primeiros passos com computadores de imenso tamanho, mas de pequena capacidade de resolução. Para a oportunidade, entretanto, era o máximo que se tinha e dessa forma, tirou-se partido com a situação do momento.

Como complemento de informações quanto ao projeto da Ponte Rio-Niterói, é importante assinalar que todas as alternativas estudadas situavam-se em áreas de intensa atividade marítima e aérea, tanto civil como militar. Rígidos gabaritos de navegação necessários aos tráfegos aéreo e marítimo influíram, consideravelmente, na localização e no projeto das diversas variantes.

Os dois principais aeroportos da cidade do Rio de Janeiro, Galeão e Santos Dumont, estão localizados às margens da Baía de Guanabara. As alturas máximas da ponte nas alternativas do traçado estavam limitadas pelas necessidades da navegação aérea. O Ministério da Aeronáutica

limitou a altura de obstáculo em 72,40 m, medida acima do nível médio do mar.

A ponte teria que ser dotada, na superestrutura do trecho sobre o mar, de luzes vermelhas de obstáculos ao longo de seu perfil, para proteção ao voo, assim como luzes indicadoras para definirem o eixo e os limites laterais do canal de navegação marítima.

Na posição em que a Ponte Rio-Niterói se encontra edificada, ela atende aos limites estabelecidos pela Marinha e pela Aeronáutica, para os condicionantes de navegabilidade marítima e aérea, 300,00 m de largura mínima do vão principal de navegação marítima e 72,40 m para a altura máxima.

A Ponte Presidente Costa e Silva pode ser dividida, de um modo simplificado, em três partes distintas: acesso no Rio de Janeiro, trecho sobre o mar e acesso em Niterói. O trecho sobre o mar é considerado o compreendido entre os acessos no Rio de Janeiro e em Niterói, e engloba diversos trechos de naturezas distintas, inclusive os sobre as Ilhas do Mocanguê Grande e do Caju.

No sentido do Rio de Janeiro para Niterói, o chamado trecho sobre o mar compreende os seguintes subtrechos com suas respectivas extensões:

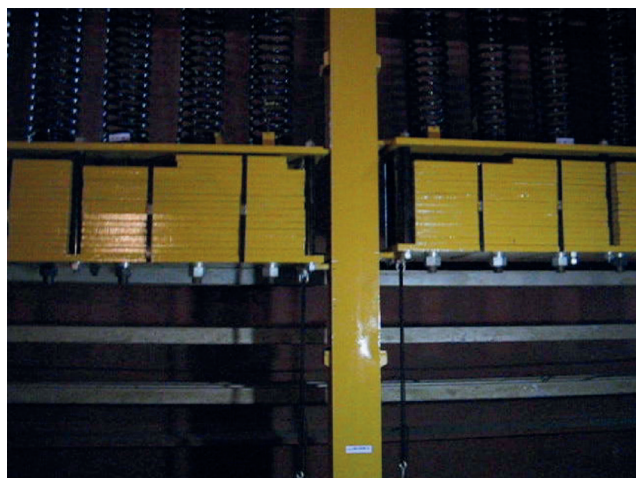


*Pavimento em concreto armado nas duas direções sobre os vãos metálicos, notando-se a diferença de coloração com a pavimentação asfáltica dos vãos em concreto.*



SUBTRECHOS	EXTENSÃO
Superestrutura de elementos pré-moldados, de concreto protendido	4.912 m
Superestrutura metálica	848 m
Superestrutura de elementos pré-moldados, de concreto protendido	1.632 m
Em corte na Ilha do Mocanguê Grande	219 m
Superestrutura de elementos pré-moldados, de concreto protendido	1.340 m
Em corte, compreendido entre os aterros, nos extremos na Ilha do Caju	176 m
Superestrutura de concreto protendido, moldado <i>in situ</i>	104 m
Total	9.231 m

Excetuando os trechos sobre as Ilhas do Mocanguê Grande e do Caju, cujas características são de rodovia e não de ponte, todos os demais trechos possuem uma largura total de 26,60 m.



*Atenuadores dinâmicos sincronizados instalados na unidade central do vão central, contra os efeitos da ação eólica na ponte.*

Todo o trecho em concreto da Ponte Rio-Niterói, exceto o correspondente aos vãos metálicos, foi projetado pelo Escritório de Engenharia Antônio Alves de Noronha Ltda., da cidade do Rio de Janeiro, sendo responsáveis técnicos os engenheiros Antônio Alves de Noronha Filho e Benjamin Ernani Diaz. Na época da elaboração do projeto, em 1969, essa empresa instalou um computador IBM1130 na sua sede, o que permitiu, talvez pela primeira vez no Brasil, que projetos de engenharia de estruturas pudessem ser realizados de forma automática. Com os programas especialmente preparados na linguagem Fortran, os cálculos extremamente demorados já podiam ser feitos

de forma precisa, completa, extensa e com eliminação dos usuais erros humanos. Essas atividades automáticas foram empregadas especialmente nas tarefas de locação, análise e dimensionamento de estruturas e de fundações. A construção ficou a cargo do CCGL (Consórcio Construtor Guanabara Ltda.), formado pelas empresas Camargo Corrêa, Mendes Júnior e Rabelo.

A Ponte Rio-Niterói é uma obra estrutural e arquitetonicamente perfeita. Edificada com esmero por uma equipe seleta de engenheiros, supervisionada por um elenco de técnicos do primeiro naipe e mantida, na fase atual de concessão, com dedicada atenção e pontualidade por engenheiros e consultores da CCR Ponte, as chances de ocorrência de defeitos superlativos é remota, porém não impossível.

### A MANUTENÇÃO APÓS A INAUGURAÇÃO

O início da vistoria da Ponte Rio-Niterói, em fevereiro de 1979, isto é, apenas cinco anos após sua inauguração, foi de uma simplicidade extrema perante o porte da obra. Embora o programa de vistoria abrangesse todos os segmentos estruturais das partes de concreto e metálica, a equipe de inspetores, ainda muito verde, não tinha a devida experiência para enxergar detalhes que posteriormente ela mesmo compreendeu ser uma lacuna.

Por todo o período entre 1979 e 1995, portanto, 17 anos, muitos serviços de vistoria e manutenção foram realizados em prol das estruturas da ponte. Nesse intervalo, as estruturas em concreto e metálica, desde as fundações até a superfície de rolamento, foram mantidas dentro dos princípios básicos necessários a salvaguardar a boa integridade da obra, mesmo com a escassez de recursos que invariavelmente ocorria mês a mês, gerando baixa velocidade de ação reparadora frente à alta taxa de surgimento de defeitos.

Ao longo dos anos, não obstante todos os esforços no sentido de conseguir recursos, o lado pecuniário continuava seguindo os passos curtos de outrora, não havendo disponibilidade e tampouco regularidade para o envio de numerário, visando fazer frente às necessidades da ponte. Com isto, a obra declinava em qualidade e, logicamente, baixava seu índice de serventia. Não resta dúvida que, ainda assim, muitas e muitas ações preventivas e corretivas foram aplicadas na manutenção das estruturas da



Ponte Rio-Niterói. Mas, também se tem certeza de que elas não foram suficientes para equilibrar a balança formada pelos defeitos surgidos/defeitos corrigidos, tanto que no encerramento do contrato de manutenção para dar lugar à concessão, o passivo de lesões da Ponte Rio-Niterói era muito extenso, o que levou a um declínio da qualidade da obra em torno de 20%.



*Sistema de proteção da ponte contra choques de navios.*

De qualquer forma, os seguidos 17 anos de vistoria e manutenção da Ponte Rio-Niterói, antes do início da concessão, foram muito benéficos à obra. Pode-se dizer que o início da manutenção da ponte em 1979 é um marco na área patológica deste País, não muito afeto a esse ramo tecnológico, a observar pelo estado em que se encontram as pontes e viadutos de rodovias não concessionadas.

As notações das primeiras vistorias realizadas na Ponte Rio-Niterói a partir de fevereiro de 1979, embora muito simplórias, já davam conta de algumas fissuras e poucas áreas de concreto desagregado, principalmente nos pilares e nas aduelas, estas apresentando fissuras de retração.

As juntas de dilatação tipo FT 50, FT100 e FT200, por ausência total de manutenção durante cinco anos, exibiam problemas crassos e algumas delas se soltavam abruptamente de suas sedes de assentamento, provocando avarias em veículos.

## A CONCESSÃO

Sem dúvida que a ponte foi a primeira escolhida para ser submetida ao processo concessionário por causa da constante falta de recursos da União a ela destinados, visando sua manutenção. Por mais que este signatário transitasse semanalmente nos corredores do DNER em Brasília, na tentativa de sensibilizar os diretores daquele

órgão quanto ao processo de degradação que a ponte estava sofrendo, nunca o clamor foi plenamente atendido. A ponte sempre se degradava em progressão geométrica e os recursos, quando vinham, eram em doses com progressão aritmética. Desta forma, reparava-se uma quantidade de lesões, simultaneamente ao encontro de uma quantidade muito superior de novos defeitos que eram detectados nas vistorias. Com o tempo, as proporções entre o que era recuperado e o que surgia alastravam-se cada vez mais, gerando uma situação muito difícil de contornar, caso a ponte ainda continuasse sob o domínio daquele órgão público.

Sendo este o fato, a insistência em mostrar à diretoria do DNER a precariedade do estado da ponte chegou aos ouvidos do Ministério dos Transportes, que não teve dúvidas em indicar a obra como prioritária no processo de concessão de rodovias federais, prestes a ser estudado e posto em prática. A medida, sem qualquer exagero, foi a salvação da Ponte Rio-Niterói.

Os benefícios advindos da concessão da Ponte Rio-Niterói são inúmeros, mas certamente as quatro distintas situações adiante explicitadas podem traduzir, sintetizar e espelhar um universo bastante representativo.

## PARA A SOCIEDADE E OS USUÁRIOS

Há 40 anos, desde 4 de março de 1974, a sociedade brasileira desfruta da travessia Rio-Niterói sobre a Baía de Guanabara por uma obra sólida, segura e funcional, que proporciona economia de tempo e combustível àqueles que dela fazem uso para atingir os mais variados destinos, em caráter de lazer, a negócios ou por qualquer outro motivo.

A ligação proporcionada pela Ponte Rio-Niterói foi inicialmente concebida para veículos com velocidade de até 120 km/h. Hoje, a velocidade máxima permitida na ponte é de 80 km/h, o que possibilita o percurso em um prazo máximo de 11 minutos, em condições normais de operação, fora dos períodos de *rush* diários, no início da manhã, no fim de tarde e início da noite.

Com a facilidade de estar em uma das cidades e poder estar na outra em poucos minutos, não tendo que enfrentar os dissabores das manobras para acessar as antigas balsas e o próprio percurso marítimo, o movimento entre elas passou a ser muito mais constante. Por parte





dos niteroienses, além do trabalho, pelo prazer de desfrutar do movimentado comércio, lazer, vida noturna e badaladas praias oferecidas pela cidade maravilhosa. Por parte dos cariocas, principalmente por se dirigir às praias lacustres do litoral norte do Estado do Rio, e mais ainda para as cidades de Cabo Frio e Búzios, afamados balneários costeiros.



*Equipamento Moog para vistoria da ponte em sua parte externa.*

Sob a ótica dos negócios, a ponte é de uma necessidade incontestável e vem, dia a dia, revelando que sem ela, as transações comerciais entre as duas cidades estariam sensivelmente prejudicadas, conseqüentemente reduzidas. O volume atual de 160.000 veículos diários, *per se*, comprova tal assertiva e a intensa demanda que ocorre nos primeiros horários matinais e nas últimas horas vespertinas, além das incipientes noturnas, é testemunho fiel da realidade.

Rebuscando aqueles tempos de difíceis e escassas manutenções, fica-se a imaginar como hoje estaria a ponte se

permanecesse essa situação, que já naquela época não raras foram as vezes em que se teve de fechar uma faixa e meia de trânsito para o reparo de juntas de dilatação – que sempre voltava a se repetir –, remendos na pavimentação em asfalto dos vãos metálicos – que nunca surtiam efeito duradouro além do próximo período chuvoso –, recuperações de juntas soldadas e metal base dos vãos principais, troca desnecessária de aparelhos de apoio, entre outros serviços tão importantes, mas que apenas eram realizados em caráter emergencial diante dos poucos recursos que à ponte aportavam.

A concessão da ponte alterou por inteiro esse triste cenário, completamente descabido para qualquer obra de arte especial, e mais ainda se tratando da Ponte Rio-Niterói. Como já visto, antes de a concessionária dar início à cobrança do pedágio, várias obras consideradas mais importantes para a ocasião foram realizadas, conforme diretrizes do Programa de Exploração da Ponte. A ponte recebia, desta forma, as primeiras benesses decorrentes da concessão, antes do usuário desembolsar qualquer cifra por tal procedimento.

Para uma obra cuja construção nos dias atuais está estimada em US\$ 5.000.000.000 (cinco bilhões de dólares), o valor do pedágio, unidirecional, em março de 2014, situa-se na casa de US\$ 2 (dois dólares), ou seja, US\$ 1 (um dólar) por sentido, muito pouco para o que ela proporciona e no limite para o necessário à sua manutenção.

A concessão trouxe a certeza de que a ponte permanecerá sempre em perfeitas condições de uso, tanto do ponto de vista operacional quanto funcional e de segurança física de suas estruturas. A sociedade apenas pode ver, sentir e participar das duas primeiras situações que a afetam diretamente. O lado estrutural e de vida útil da ponte não chegam ao conhecimento dos seus usuários, mas é de todo familiar para quem conhece os meandros de suas manutenções.

O sucesso foi, está e continuará sempre sendo aferido pela satisfação dos usuários, confiantes que são em relação aos serviços básicos que lhes são oferecidos na esfera do atendimento mecânico e médico, além de todas as outras benfeitorias factíveis de serem observadas. No reboque de tudo isto, acrescentam-se as constantes manutenções estruturais e de durabilidade que proporcionam à ponte uma segurança física invejável, além de



uma jovialidade a toda prova, mesmo com 40 anos de vida. Essas parcelas não são vistas e a maioria é desconhecida por quem paga o pedágio para fazer uso dela, mas são íntimas daqueles que, no dia a dia, cuidam de sua “saúde”, fazendo com que ela tenha um excelente comportamento em serviço, conotação primordial para garantir a segurança dela e de quem a usa. Além disso, a Ponte Rio-Niterói ainda oferece uma visão panorâmica da Baía de Guanabara e das duas cidades quando dela se está fazendo uso, e se encaixa de forma esplendorosa no cenário de rara beleza natural formatado pelo Criador.

### **PARA A COMUNIDADE TÉCNICA CIENTÍFICA E ACADÊMICA**

Os incontáveis serviços de vistoria e manutenção postos em prática no período da concessão formaram um dossiê invejável a qualquer obra do gênero no mundo. Algumas tarefas foram sem precedentes e ainda continuam ímpar. Outras, diante do sucesso, foram copiadas e aplicadas em pontes nos mais distintos países. É a Engenharia de patologia estrutural brasileira contribuindo e dando exemplo ao mundo na arte de prevenir, diagnosticar e reparar lesões em pontes e viadutos, promovida pelo efeito da concessão.

A diversidade de pesquisas levadas a efeito durante a concessão não pode ser comparada com os fatos ocorridos antes desse período, à época em que a ponte era mantida pelo então DNER, através de contratos com empresas privadas. Não há qualquer paralelo entre as duas fases e um eventual confronto entre elas seria puro despropósito.

A CCR Ponte, por meio de seus consultores e corpo de engenheiros, é presença indispensável em todos os congressos de patologia, vistoria, manutenção, recuperação, reparo, reabilitação, reforço, gerenciamento, enfim, de qualquer segmento que se refira à obras de arte especiais no Brasil. A participação da CCR Ponte se dá em função das técnicas pioneiras sobre os assuntos que são desenvolvidos e implantados na Ponte Rio-Niterói, e que não se limitam ao domínio da empresa, mas são constantemente divulgados em congressos e afins.

Por todo o esforço em promover a difusão de novas tecnologias de manutenção de pontes, grande parte ino-

vadora, a CCR Ponte, por meio de seus consultores, é responsável pela secretaria da comissão de estudos de perfis extrudados de neoprene para juntas de dilatação da Associação Brasileira de Normas Técnicas, é membro do Comitê Internacional de Aparelhos de Apoio e Juntas de Dilatação, é membro da comissão de revisão e complementação da norma brasileira de vistoria de pontes e viadutos de concreto, é professor convidado do Governo chinês para lecionar as técnicas aqui adotadas na manutenção de grandes pontes, é professor convidado do curso de pós-graduação da Instituto IDD, de Curitiba, Paraná, é consultada internacionalmente por alemães, austríacos e chineses, além de uma série de outras atribuições que lhe são sugeridas, decorrentes do primoroso e conceituado trabalho de manutenção desenvolvido na Ponte Rio-Niterói.

A comunidade técnica brasileira tem a ponte como um exemplo de manutenção estrutural. Após completar 30 anos no dia 4 de março de 2004, o Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura do Rio de Janeiro teve a oportunidade de conhecer no local as técnicas especiais adotadas nas vistorias e nas manutenções da Ponte Rio-Niterói. A visita impressionou de tal forma que a capa da revista bimestral editada por aquele órgão, relativa aos meses de fevereiro/março de 2005, publicava em destaque: “Firme como uma rocha: após 30 anos de construção, a Ponte Rio-Niterói é exemplo de manutenção”. Talvez, não haja conotação mais apropriada e convincente para expressar a realidade em uma revista tão creditada, que representa a entidade de classe dos engenheiros.

Alguns dos estudos teóricos e experimentais desenvolvidos para as estruturas da ponte são pioneiros e por tal, foram apresentados em congressos realizados no Brasil e no exterior. A monitoração dos aparelhos de apoio fixos e deslizantes, em neoprene e neoflon, redução das fendas de dilatação do trecho sobre o mar, avaliações práticas do estado dos cabos protendidos, análises laboratoriais da relaxação da cablagem das aduelas, modelo em escala natural dos caixões metálicos para a aplicação de pavimento rígido em substituição ao antigo asfalto-epóxi, atenuadores dinâmicos sincronizados no interior dos vãos principais para reduzir as oscilações provocadas pelo vento, reforço por protensão externa no interior das aduelas, visando complementar a plenitude de protensão, construção adicional de dois vãos de 80 m aplicado lateralmente à estrutura de concreto existente, formando as baias operacionais suspensas, entre tantos outros, são exemplos do que a Ponte S/A tem mostrado para a





comunidade técnica científica e acadêmica nacional e internacionalmente.

Os resultados dos estudos e experimentos levados a efeito na Ponte Rio-Niterói, voltados à manutenção estrutural, vêm sendo referência em todo o mundo e tem motivado o aprimoramento da qualidade de materiais usados nas mais diversas lesões observadas na obra, bem como têm promovido o surgimento de novos materiais para atender as necessidades específicas da ponte, notadamente aquelas que reduzem os prazos de ganho de resistência, de maneira a possibilitar a liberação ágil do trânsito quando os reparos são realizados nas faixas de rodagem.

Oportuno é também assinalar as constantes visitas que são realizadas à Ponte Rio-Niterói de professores e alunos de universidades nacionais e internacionais, além de engenheiros e técnicos de um elenco de órgãos brasileiros e estrangeiros, motivadas pela sadia curiosidade em tomar contato com as distintas e inovadoras técnicas na arte de manutenção de grandes estruturas de pontes. Não raros são vistos nos domínios da Ponte S/A grupos de alemães, austríacos, chineses, portugueses, sul-africanos, norte-americanos, entre outros, que expressam em viva voz elogios aos trabalhos na ponte realizados. Alguns vão mais além e não deixam escapar a oportunidade de convidar a Ponte S/A para explanar em horas/aula as técnicas de vistoria e manutenção aqui adotadas. Assim foi que surgiu, no segundo semestre de 2004, o convite do Governo chinês, através da empresa HIGHWAY RESEARCH INSTITUTE, do Ministério das Comunicações da República Popular da China, para que a Ponte S/A fosse ministrada, durante 32 horas, todas as tecnologias usadas na Ponte Rio-Niterói para dotá-la de condições estruturais e de durabilidade saudáveis.

Ante os exemplos anteriores, o legado já existente e o que certamente ainda está por vir fazem da Ponte Rio-Niterói uma escola referencial permanente na arte de construir, vistoriar e manter estruturas de pontes de grande porte. Pode-se afirmar que a concessão marca o início dessa era, pois ela foi a responsável por fazer a Ponte Rio-Niterói ter suas estruturas rejuvenescidas, depois de anos de padecimento à espera de numerário condizente com suas carências de manutenção.

## PARA A PONTE RIO-NITERÓI

Acostumada a sobreviver com recursos sobejamente aquém de suas carências, a Ponte Rio-Niterói foi castigada por 17 anos a fio por uma manutenção estrutural e de durabilidade muito abaixo da linha normal de exigência que uma obra desse porte precisa. Aliado aos cinco anos em que o DNER não tomou conhecimento de suas necessidades, de 1974 a 1979, o que se viu foi um acúmulo de defeitos não condizente com qualquer ponte, muito mais se tratando da maior obra de arte especial do Hemisfério Sul.

Para quem, como eu, vivenciou as duas fases de maneira intensa – antes e após a concessão –, posso atribuir-me ser um dos poucos a conhecer no âmago as duas distintas situações, e isto me deixa a pensar de que forma estaria a ponte se a concessão não viesse socorrê-la. Não acredito em colapso da obra de maneira extensa, mas não me furto a crer que, de forma localizada, isto não seria nenhuma anormalidade. E não custa lembrar que, em certas vezes, antes da concessão, a ponte teve algumas de suas faixas de rodagem fechadas ao tráfego por três dias, ante a situação de perigo proporcionada por uma série de trincas transversais em enrijecedores longitudinais superiores contíguos, cujos estudos teóricos indicavam a possibilidade de falência localizada dos caixões metálicos.

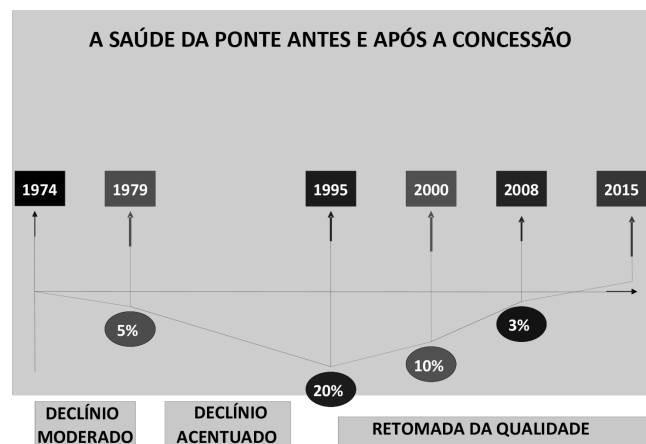
A Ponte Rio-Niterói foi presenteada com um padrinho além de suas imaginações: a concessão. Tanto do ponto de vista de segurança estrutural quanto do operacional, e sob qualquer outra ótica, a metamorfose que ocorreu com a ponte concessionada foi a toda prova. A afirmação não é bombástica na tentativa de tecer elogios à Concessionária. Pelo contrário, ela nada mais justifica de forma exemplar que o Governo estava certo em assim proceder. As benfeitorias instauradas na ponte são fruto de um planejamento básico iniciado com o Programa de Exploração da Ponte, em sua versão original, complementado com outros itens idealizados pela Ponte S/A, diante da necessidade inconteste presenciada por essa empresa e pelo poder concedente. A Concessionária está procedendo conforme reza o contrato entre ela e o Governo brasileiro, e os resultados são animadores, pois, do ponto de vista estrutural, a ponte está segura e não mostra sinais de envelhecimento, como outrora eram evidenciados em algumas de suas partes.



Algumas diferenças entre a ponte sob o regime de concessão e quando mantida diretamente pelo Governo foram responsáveis por essa profunda alteração da sua situação física. Sou convicto, entretanto, de que a ágil velocidade de ação da empresa privada combinada com a disponibilidade de numerário distribuída em um esmerado planejamento, principalmente, foram e são a tônica maior geradora dessa modificação.

A ilustração apontada no gráfico abaixo fornece uma ideia do que aqui é explicitado. A ponte foi deteriorando-se ao longo dos anos com uma manutenção apenas sofrível, culminando com um declínio de suas qualidades em torno de 20%. A recuperação dessa parcela só foi possível com a entrega da ponte à iniciativa privada, por meio de concessão. Os percentuais atribuídos às distintas épocas tiveram por base o conhecimento do autor sobre a obra e, logicamente, todo o dossiê técnico por mim armazenado, além da vivência atualizada sobre as vistorias e as manutenções que se sucedem diariamente na Ponte Rio-Niterói.

O declínio moderado entre 1974 a 1979 é atinente ao período sem manutenção. Entre 1979 e 1995, houve uma queda gradativa que culminou com 20% de perda da qualidade da obra, face aos míseros recursos. Daí em diante, com o ingresso da concessionária, o quadro se reverteu e a ponte começou a rejuvenescer e armazenar a qualidade antes perdida.



Por um lado, é fácil externar todas as benfeitorias que revertem o quadro desolador em que se encontrava a ponte, por outro é muito extenso e tomaria grande parte deste trabalho. Assim, e como os capítulos anteriores fornecem uma ideia ampla dos numerosos serviços aqui

realizados, apenas relacionaremos alguns deles, de forma a fixar as ideias:

- monitoração de aparelhos de apoio;
- redução das fendas de dilatação das aduelas suporte e suportadas;
- substituição do pavimento asfalto-epóxi dos vãos metálicos por pavimento em concreto de cimento Portland;
- reforço da superestrutura metálica por meio de protensão;
- reforço da superestrutura metálica por meio de transversinas intermediárias;
- reforço da superestrutura em aduelas de concreto, fazendo uso de protensão externa, porém interna aos caixões;
- instalação de atenuadores dinâmicos sincronizados no interior da unidade central dos vãos metálicos;
- reativação da instrumentação dos vãos em concreto (plano LNEC);
- instrumentação dos vãos metálicos;
- verificação do comportamento à fadiga da armadura doce das aduelas;
- ensaios de relaxação de cordoalhas utilizadas à época de construção da ponte;
- auscultação do interior das bainhas dos cabos protendidos;
- avaliação dos teores de cloretos, sulfatos e profundidade de carbonatação do concreto das aduelas;
- controle do estado fissuratório de juntas coladas;
- complementação de apoiabilidade do apoio deslizante;
- recuperação dos apoios fixos e móveis dos vãos metálicos;
- instalação de passarelas fixas de acesso aos caixões metálicos pelos guarda-corpos;
- montagem de passarela facilitadora de deslocamento no interior dos vãos metálicos;
- aquisição de dois equipamentos especiais de vistoria e manutenção das estruturas de concreto (caminhão MOOG);
- recuperação das defensas e duques d'alba e dos dolphins semicirculares, com a instalação de defensas em elastômero;
- construção de baias operacionais suspensas;
- construção de baía operacional na Ilha do Caju;



- abertura de paredes diafragmas facilitadoras de deslocamento no interior das aduelas;
- vistorias submersas das fundações, com a retirada de camisas metálicas de alguns tubulões;
- ensaios especiais de corpos de prova extraídos dos tubulões;
- teste de carregamento da superestrutura em aduelas, fazendo uso dos veículos que trafegam na ponte diariamente;
- aquisição de andaimes motorizados para vistoria dos pilares do mar;
- pinturas interna e externa dos caixões metálicos;
- estudos teóricos/experimentais sobre a reação álcali-agregado do concreto de travessas no acesso Rio de Janeiro.

A lista pode ser ampliada sem qualquer esforço, visto que muitos outros serviços e pesquisas de caráter teórico e/ou experimental foram e continuam sendo realizados em prol da estabilidade da obra.

A Ponte Rio-Niterói, por tudo que foi, está e ainda pelo que será realizado durante a concessão, é uma estrutura saudável e de estabilidade comprovada. A concessão lhe fez muito bem, na medida em que resgatou a boa qualidade da obra e permitiu prognosticar longa vida útil, atendendo os aspectos estruturais e de durabilidade.

### PARA O GOVERNO BRASILEIRO

Como já dito, durante os seguidos 17 anos em que o DNER tomou para si a responsabilidade de manutenção da Ponte Rio-Niterói, através de contratos com empresas privadas, eram constantes as críticas por parte da imprensa falada, escrita e televisiva, que não se furtava em mostrar o quadro desolador exibido por suas partes mais visíveis ao público, predominantemente a pavimentação sobre os vãos metálicos e as juntas de dilatação sobre as aduelas de concreto. A ponte era notícia sempre que esses segmentos vinham a apresentar problemas, e como os problemas ocorriam constantemente, ela frequentava invariavelmente os noticiários com alusões nada aprazíveis.

Havia ainda o lado do desgaste estrutural, não detectável pelo público e pouco visto pela mídia, mas que se mostrava como um prenúncio de um problema que poderia vir a ser um forte candidato a críticas ao Governo. De fato, caso se mantivesse o quadro crescente de anomalias

estruturais e de durabilidade, a ponte poderia vir a apresentar uma situação adversa de proporções inimagináveis, e isto certamente viria a comprometer mais ainda a credibilidade do Governo perante a sociedade, no que tange aos cuidados com suas rodovias.

Com a concessão, a parcela de responsabilidade do Governo com a ponte não deixa de existir, mas as críticas agora, quando eventualmente ocorrem, são imputadas diretamente à concessionária, o que, de certa forma, alivia a carga governamental das avaliações negativas. O poder concedente, em verdade, apenas fiscaliza as ações da concessionária, mas não as executa, dando margem para que ele fortaleça as opiniões dos usuários em geral, caso fortuitas situações não venham a ocorrer da maneira como se esperava. Em outras palavras, o Governo e os usuários se irmanam para imputar à concessionária qualquer desvio de conduta no processo de concessão. Sob este aspecto, a concessão também foi um bálsamo para o Governo.

Mas, o motivo anterior não é o que mais trouxe “dividendos” para a União. Ter alguma empresa que se responsabilize diretamente pela manutenção da ponte é muito bom. Ficar como fiscal desse processo, sem o comprometimento formal de ter que executar qualquer serviço, mas tão somente fiscalizar, é ainda melhor e traz muita serenidade ao Governo. Entretanto, creio que não ter que destinar no orçamento anual da União qualquer parcela pecuniária para a manutenção da ponte é uma das maiores virtudes advindas da concessão, pelo menos na opinião dos membros da administração pública ligada ao Ministério dos Transportes. As lacunas financeiras de outrora ainda repercutem em todos os que participaram da vida da ponte quando administrada diretamente pelo DNER.

O processo de concessão da Ponte Rio-Niterói foi um êxito além do que imaginavam todos que estiveram envolvidos em sua fase embrionária. O bom exemplo da concessão da Ponte Rio-Niterói desencadeou a instalação do mesmo processo em outras rodovias federais, a saber, Rodovia Presidente Dutra, que liga o Rio de Janeiro a São Paulo, a BR-116, no trecho compreendido entre a BR-040 e Além Paraíba, a BR-040, entre o Rio de Janeiro e Juiz de Fora, e a Rodovia Osório-Porto Alegre, no Rio Grande do Sul. Verdade se diga que os estudos para concessionar essas rodovias já se encontravam adiantados quando a ponte entrou em regime de concessão. Mas, se o Governo não tivesse notado a boa receptividade da sociedade



e os excelentes frutos colhidos nesse primeiro empreendimento, provavelmente os outros processos não andariam tão acelerados, e talvez até sofressem pesadas modificações ou, quem sabe, nem viessem a ser postos em prática. Portanto, a referência do bom andamento da concessão da Ponte Rio-Niterói foi determinante no continuar da implantação das outras concessões.

Não apenas a Ponte Rio-Niterói, mas todas as outras rodovias federais concedidas são referência de autoestradas no Brasil quando o assunto é qualidade de rodagem, segurança ao dirigir, conservação da pavimentação, nitidez das sinalizações horizontal, vertical e aérea, atendimento mecânico e médico aos usuários, informação do tráfego em tempo real, coisas que passam muito longe das outras estradas administradas diretamente pela União. A sociedade em geral e os usuários em especial são unânimes em afirmar a satisfação que têm ao utilizar uma rodovia concessionada, principalmente quando são feitas comparações com aquelas que não se encontram sob esse regime. E há ainda que ser considerado que, no Brasil, antes da concessão da Ponte Rio-Niterói, a cultura de uso de uma rodovia pagando pedágio nunca foi bem vista. A ponte foi pioneira também no quebrar desse *status quo*.

Pelo fato das estruturas da Ponte Rio-Niterói estarem seguras fisicamente, pelas pavimentações asfáltica e de concreto oferecerem uma boa suavidade ao transitar dos veículos, pela boa iluminação que contempla ótima visibilidade durante a noite, pela limpeza de suas superfícies de rodagem, pela boa funcionalidade dos painéis de mensagens variáveis na orientação aos usuários, pelas faixas de recuo garantindo segurança aos veículos avariados, pelas baias operacionais suspensas que promovem agilidade no socorro mecânico e médico, pela monitoração contínua do tráfego através dos circuitos fechados de televisão, pelo sistema de informação do trânsito oferecido pelo sistema Rádio Ponte, enfim, por todas as benfeitorias estruturais e operacionais promovidas pela concessão, o Governo brasileiro é o grande vencedor do processo de concessão da ponte e a sociedade brasileira, especialmente os usuários, é a maior desfrutadora dessa incontável série de melhoramentos surgidos exclusivamente após a implantação da concessão.

Uma obra grandiosa como a Ponte Rio-Niterói, onde tudo é superlativo, a ausência de manutenção, por menor que seja o período, pode acarretar situações difíceis de serem contornadas no futuro, sem falar no aspecto pecuniário.

Por mais cuidado que se tenha durante a construção, sempre ocorrem pequenos deslizos que motivam o surgimento de lesões futuras, algumas até comprometedoras da estabilidade da obra, caso não venham a ser reparadas em tempo hábil.

Do ponto de vista da durabilidade, a Ponte Rio-Niterói é uma preocupação constante, principalmente por se encontrar em área de forte influência da aeração marinha provocada pela Baía de Guanabara.

## CONCLUSÕES

Sob a ótica da funcionalidade, a ponte opera com quatro faixas de rolamento em cada sentido, tem quatro baias operacionais para auxiliar no pronto auxílio aos usuários, seja mecânico, seja médico, exhibe uma suavidade de rodagem primorosa para os veículos leves e pesados, e oferece segurança a eventuais choques de veículos contra os guarda-rodas e guarda-corpos devidamente isentos de manifestações patológicas.

Sob a esfera da durabilidade, a ponte é uma preocupação constante, principalmente por se encontrar em uma área de forte influência da aeração marinha provocada pela Baía de Guanabara. Assim, todos os seus 1.400.000 m<sup>2</sup> de faces de concreto expostas estarão vulneráveis à ação predatória da ambiência em que a ponte se encontra, o que exige vigília permanente através de vistorias e reparos sempre que necessários. Apenas desta forma é possível salvaguardar as estruturas e possibilitar que elas tenham uma vida útil dilatada.

No que concerne ao aspecto estrutural, a ponte passa por um amplo processo de reforço da superestrutura em aduelas do trecho sobre o mar, tanto em regiões de momentos máximos positivos quanto negativos, para suprir a deficiência de perda de tensão da cablagem de relaxação normal. Isto, todavia, pelo fato da CCR Ponte atuar agilmente sempre que o poder concedente libera os serviços de reforço, não enseja prejuízo da estabilidade da obra.

Ao completar 40 anos, em 4 de março de 2014, a Ponte Rio-Niterói tem saúde de fazer inveja a muitas obras de arte especiais no Brasil com idades bem inferiores a ela, graças à excelência dos serviços de manutenção dispensados pela CCR Ponte. Se o nível de manutenção atual tiver sequência, a Ponte Rio-Niterói terá serventia segura por anos e anos a perder de vista.



# Seção de notas da Revista PAVIMENTAÇÃO

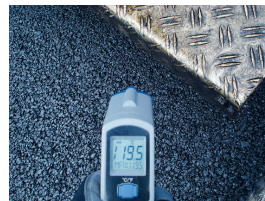
revistapavimentacao@abpv.org.br



## FÓRUM PERMANENTE PRÓ-RODOVIAS

O Fórum Permanente Pró-Rodovias, criado em agosto de 2013 pela Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), Associação Brasileira dos Departamentos Estaduais de Estradas de Rodagem (ABDER), Associação Nacional das Empresas de Obras Rodoviárias (ANEOR), Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos (ABEDA), Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) e Petrobras, com o objetivo de viabilizar ações estratégicas pela melhoria da infraestrutura rodoviária brasileira, reuniu-se com o ministro dos Transportes, César Augusto Borges Rabello, em 18 de março de 2014, para propor: o retorno da CIDE (Contribuição de Intervenção no Domínio Econômico) a para conservação/manutenção e investimento nas malhas rodoviárias estaduais; celebração de convênios entre a União e os Estados, visando a manutenção das rodovias federais delegadas para os Estados e o Distrito Federal; restabelecimento das tratativas com o Governo federal (Ministério dos Transportes, DNIT, etc.) para encaminhamentos de soluções de pendências do setor rodoviário (MP-82, plano de pesagem, Resolução CONTRAN Nº 430/201, entre outros). O engenheiro José Pedro dos Santos Vieira Costa, presidente da ABPv, destacou a im-

portância da união dos órgãos, empresas e concessionárias ligadas à área para que sejam garantidas a manutenção e conservação do patrimônio rodoviário.



## PARCERIA MWV COM A LAPAV

No Brasil, a MWV assinou uma parceria com o Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). O objetivo da multinacional é pesquisar a aplicação do Evotherm® nas condições brasileiras. O Evotherm® é um aditivo que permite reduzir em até 65° C a temperatura de aplicação da mistura asfáltica, com a consequente diminuição da degradação do ligante por oxidação.

O estudo de campo fará a análise do limite de uso do produto após a etapa laboratorial, que irá caracterizar e avaliar o desempenho da tecnologia criada pela MWV. No total, três pesquisadores seniores lideram o projeto no laboratório e trabalham com a assistência de cinco alunos de pós-graduação e outros dois da graduação da UFRGS. O estudo de campo fará a análise do limite de uso do produto após a etapa laboratorial, que irá caracterizar e avaliar o desempenho da tecnologia criada pela MWV.

## A ABPv PARABENIZA:



A professora **Liedi Légi Bariani Bernucci**, nossa associada desde 1989, faz parte do Comitê Técnico Científico da nossa revista e foi eleita, dia 10 de abril de 2014, vice-diretora da Poli/USP. Liedi Possui graduação em Engenharia Civil pela Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (1981),

mestrado em Engenharia Geotécnica pela Universidade de São Paulo (1987), tendo feito pesquisa para seu mestrado no Institut Fuer Grundbau und Bodenmechanik - Eidgenossische Technische Hochschule Zürich, ETHZ, Suíça, onde permaneceu de 1984 a 1986. Retornou à mesma instituição suíça para seu doutorado sanduíche com bolsa da FAPESP (1988-1989) e finalizou seu doutorado em Engenharia de Transportes pela Universidade de São Paulo (1995). Realizou sua livre-docência em 2001 e tornou-se, em 2006, professora titular da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. É atualmente chefe do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP (2013-2015), cargo que ocupa pela quarta vez. Atua na área de infraestrutura de transportes: vias urbanas, rodovias, aeroportos e ferrovias. Formou diversos alunos de graduação, mestrado e doutorado, e supervisionou pós-doutorados. Publicou mais de 150 trabalhos.



O engenheiro **Riumar dos Santos** foi nomeado, através do decreto governamental no dia 14/04/2014, vice-presidente da AGETOP- GO. Associado da ABPv, o engenheiro tem um vasto currículo no rodoviarismo, tendo atuado no Ministério dos Transportes, DNIT, AGETOP e

ABDER, onde ocupa atualmente o cargo de diretor de Programas Especiais.

### **BRAZIL ROAD EXPO 2014 – REALIZADA DE 9 A 11 DE ABRIL NO TRANSAMÉRICA EXPO CENTER – SP**



A Brazil Road Expo, Evento Internacional de Tecnologia em Pavimentação e Infraestrutura, reuniu num só local todos os elos da cadeia de infraestruturas viária e rodoviária.

Composto por uma feira de negócios e congresso, o evento apresentou novas soluções em sistemas e métodos para a construção e a infraestrutura de vias e rodovias, desde a concepção (projeto) até a conservação e manutenção. Como de costume, trouxe inovações e tendências mundiais em equipamentos. Promoveu a transferência de tecnologia entre expositores, visitantes e congressistas.

### **CIBER EQUIPAMENTOS RODOVIÁRIOS RECEBE PRÊMIO EXPORTAÇÃO RS**



Daniel Siebrecht, diretor-presidente industrial da Ciber Equipamentos Rodoviários, esteve presente no evento e recebeu o prêmio Destaque Setorial das mãos de Paulo Tigre, conselheiro superior da ADVB-RS.

A Ciber Equipamentos Rodoviários recebeu, no dia 9 de junho, o Prêmio Exportação RS, no Teatro Bourbon Country em Porto Alegre, promovido pela Associação dos Dirigentes de Vendas do Brasil (ADVB-RS). A premiação tem por intuito destacar as empresas que obtiveram os melhores resultados mercadológicos no ano anterior.

Agraciada pelo quarto ano, desta vez na categoria Destaque Setorial – Máquinas e Equipamentos, a Ciber reforça a importância do evento para a empresa. “O prêmio é uma forma de reconhecimento, que tende a motivar toda a empresa, pois esta é uma conquista de todos os

funcionários. Sentimo-nos muito honrados pelo destaque e reconhecimento”, afirma Daniel Siebrecht, diretor-presidente industrial da Ciber.

O evento, que completou sua 42ª edição, tem o objetivo de distinguir as empresas que obtiveram os melhores resultados mercadológicos e desenvolveram estratégias inovadoras para expor e comercializar seus produtos no mercado internacional. Entre os convidados, estavam presentes líderes e executivos das principais empresas exportadoras do RS. O troféu entregue aos vencedores foi elaborado pelo artista plástico Gustavo Nakle.

### WORLD TUNNEL CONGRESS 2014 EM FOZ DO IGUAÇU



Durante os dias 9 e 15 de maio, Foz do Iguaçu foi palco do maior evento de túneis do mundo - o World Tunnel Congress 2014 (WTC 2014). Organizado pelo Comitê Brasileiro de Túneis e pela Associação Internacional de Túneis e do Espaço Subterrâneo (ITA), o congresso recebeu 1.406 participantes, entre congressistas e expositores.

O WTC 2014 mobilizou todos com a presença de representantes de 70 países. Contou com grandes nomes da engenharia internacional, que discutiram sobre tecnologias, equipamentos, sistemas construtivos, novos projetos e experiências de sucesso em todo o mundo nesse tipo de obra.

Para sediar o WTC 2014, o Brasil teve que concorrer com países, como Austrália e Cingapura. A votação aconteceu na Finlândia, em 2011 e coube à Acqua Consultoria a organização do evento, que é realizado pelo CBT (Comitê Brasileiro de Túneis) da ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica).

O congresso aconteceu em momento oportuno, já que o País realiza diversas obras de infraestrutura e conseguiu visibilidade com os eventos esportivos. A escolha para sediar a Copa do Mundo e os Jogos Olímpicos trouxe os holofotes do mundo para o Brasil.

### NOVA DIRETORIA DA ABPv



A ABPv possui nova diretora para o triênio 2014/2016. Foram eleitos aos cargos de presidente e vice-presidente, os engenheiros José Pedro dos Santos Vieira Costa e Eduardo Alberto Ricci, respectivamente.

A diretoria administrativa está a cargo do engenheiro Fernando Augusto Júnior. A arquiteta Georgina Libório Azevedo assume a diretoria financeira.

À frente da diretoria técnica, ficou a engenheira Luciana Nogueira Dantas, e na diretoria de divulgação, a engenheira Michéle Dal Toé Casagrande.

No Conselho Fiscal estão a ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), representada pelo engenheiro Ronaldo Vizzoni e a ECL (Engenharia, Consultoria e Economia), representada pelo engenheiro João Menescal Fabrício.

Na qualidade de sócio individual, estão a engenheira Dilma dos Santos Guarçoni e o engenheiro João Vicente Falabella Fabrício.

### ABPv PROMOVE CURSO "IN COMPANY" NA TV GLOBO





A modalidade *in company* de realização de cursos técnicos da ABPv vem ganhando cada vez mais destaque ante diversas empresas.

No mês de maio, nos dias 10 e 24, a associação promoveu o curso intensivo de Drenagem Urbana para os arquitetos e engenheiros da cidade cenográfica da TV Globo, nas próprias dependências da empresa.

O curso foi ministrado pelo Eng. Francisco José d'Almeida Diogo e a coordenação esteve a cargo do Eng. Jorge Henrique Ribeiro.

O objetivo foi capacitar os arquitetos e engenheiros para avaliações rápidas quanto ao dimensionamento e posicionamento dos dispositivos utilizados na drenagem urbana, tais como, bocas de lobo, sarjetas, poços de visita, galerias e ramais nos sistemas viários contidos nos projetos de cenários externos.

### CONCRETE SHOW 2014



Palco de importantes lançamentos da construção civil, o Concrete Show South America 2014 oferecerá aos seus visitantes a oportunidade de conhecer de perto

o funcionamento das máquinas, vivenciar contextos das mais diferentes obras e até mesmo testar equipamentos e ferramentas.

Entre as atrações desta edição, que acontecerá de 27 a 29 de agosto no Centro de Exposições Imigrantes, em São Paulo, estão mais de 170 empresas internacionais apresentando suas soluções ao mercado nacional. Haverá demonstração de paredes de concreto, pisos cimentícios, maquinários, que em breve estarão no mercado, e uma infinidade de setores representados.

Além disso, os visitantes contarão com um *Lounge VIP* personalizado, serviços exclusivos de restaurantes, *transfer* e uma experiência única com o APP Concrete Show (aplicativo para celulares e tablets), a grande novidade para a edição deste ano.

Mais informações no site [www.concreteshow.com.br](http://www.concreteshow.com.br).

### WORKSHOP RETRORREFLETIVIDADE DA SINALIZAÇÃO

O DNIT, em parceria com a ABNT, promoveram em Brasília, no dia 6 de maio em sua sede, o Workshop Retror-

refletividade da Sinalização. Evento de elevado nível técnico, onde foram discutidos os métodos e as tecnologias atualmente empregadas no País para avaliar o desempenho da retrorrefletância. O encontro contou com a presença de especialistas internacionais, como David Calavia, Omar Smadi e Neal Hawkins, que apresentaram as mais modernas práticas de avaliação realizadas na Europa e na América do Norte

### GRUPO DE CUSTOS RODOVIÁRIOS DA ABDER SE REÚNE NO PARANÁ

O Departamento de Estradas de Rodagem do Paraná (DER-PR) promoveu na última semana de maio, em sua sede em Curitiba, o segundo encontro de Grupo de Custos Rodoviários da Associação Brasileira dos Departamentos de Estradas de Rodagem.

Na pauta dos debates, estavam as dificuldades que os técnicos da área encontram na desoneração da folha de pagamento, referente à Lei 12.844/2013, a qual não possui regulamentação ou metodologia oficial sobre como aplicará aos contratos de obras. Tal situação vem gerando polêmica em torno do tema.

Além do Paraná, estiveram presentes no encontro representantes dos Estados do Espírito Santo, Rondônia, Mato Grosso, Goiás, Bahia, Pernambuco, Paraíba e Santa Catarina.

O objetivo do evento foi retomar as reuniões dos grupos de trabalho da ABDER para discutir sobre as áreas de administração e finanças, custos rodoviários, faixas de domínio e segurança rodoviária.

A Lei 12.844 entrou em vigência em 1º de janeiro de 2014 e incluiu todas as obras de infraestrutura, tais como, construção de rodovias, ferrovias, obras urbanas e de artes especiais (viadutos, trincheiras, passarelas), além de obras para a infraestrutura de energia elétrica.

A lei prevê a substituição da contribuição previdenciária patronal (de 20% sobre a folha salarial) pela contribuição previdenciária em receita bruta (CPRB) de 2%, como medida compensatória.

A substituição proporcionará a redução da carga tributária dos setores beneficiados. Desse modo, os DERs e o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) devem adequar as tabelas e referenciais de preços de obras rodoviárias de acordo com a nova Lei.

Todos os contratos de obras em andamento ou a iniciar, com os preços calculados anteriormente a 1º de janeiro de





2014, devem ter os valores revistos para não ensejar sobrepreço, conforme acórdão do Tribunal de Contas da União.

## MODERNIZAÇÃO DA INFRAESTRUTURA BRASILEIRA

Estudo aponta que o País levará 17 anos para atingir o mínimo de investimentos necessários para modernizar o setor de infraestrutura.

Desde o lançamento do Programa de Aceleração do Crescimento (PAC), em 2007, os aportes no setor avançaram de 1,82% para 2,45%, em 2013, aumento médio de apenas 0,09 ponto por ano, segundo cálculos da Inter.B Consultoria. Para este ano, a consultoria prevê investimentos em 2,51% do PIB, mesmo com as concessões ao setor privado.

“O Governo fez um esforço gigantesco de financiamento por meio de instituições, como BNDES e Caixa, mas o resultado é muito limitado”, diz Cláudio Frischtak, sócio da Inter.B e coordenador do estudo, que cruza os dados de investimento do Governo federal, estatais, autarquias e setor privado. Realizado há sete anos, ele inclui setores de transporte, saneamento, eletricidade e telecomunicações.

Além de aumentar os recursos para o setor, a consultoria aponta a necessidade de elevar a eficiência nos investimentos. Destaca o desperdício de dinheiro por dificuldades de execução, em especial no setor público, e a baixa qualidade por falta de planejamento, falhas de projetos e regulatórias.

Os cálculos para 2013 revelaram que foram investidos R\$ 118,56 bilhões em infraestrutura ou 2,45% do PIB em termos nominais. O estudo conclui que proporcionalmente é muito pouco. Apenas para compensar a depreciação do capital fixo per capita, seriam necessários 3% ao ano. Para modernizar o setor, o ideal é estimado em, pelo menos, 4% do PIB ao ano.

Se confirmada a projeção da consultoria, o ganho agregado em 2014 será de somente 0,06%, abaixo da média, atingindo 2,51% de um PIB nominal estimado em R\$ 5,23 trilhões pela Inter.B no ano. O setor de transportes receberá a maior injeção de capital, assim como em 2013, quando deteve 43% dos aportes totais em infraestrutura (R\$ 50,5 bilhões). O fluxo se concentrará em rodovias e aeroportos.

As rodovias absorveram R\$ 25,13 bilhões em capital, um aumento de 34% ante 2012. Boa parte veio dos Departamentos Estaduais de Estradas e Rodagem (DERs), como

São Paulo e Minas Gerais, e das concessionárias privadas, que subiram 15%.

A expectativa é ter em 2014 um efeito das concessões de 4,2 mil km de rodovias no Programa de Investimento em Logística (PIL). Os consórcios vencedores têm cinco anos para duplicar os trechos concedidos. Os efeitos dos leilões deste ano – como o da BR-153 entre Anápolis (GO) e Aliança do Tocantins (GO), realizados na sexta-feira – deverão aparecer só em 2015.

A Agência Nacional de Transportes Terrestres quer relançar este ano a Ponte Rio-Niterói. O cronograma prevê a licitação de outros quatro trechos rodoviários, ainda incertos. No caso dos aeroportos, os desembolsos das concessionárias de Viracopos, Guarulhos e Brasília ajudaram a elevar em 79% os aportes em 2013. Com os leilões de Confins (MG) e Galeão (RJ), em novembro, a estimativa é que o volume suba de R\$ 4,6 bi para R\$ 7,6 bi este ano. Apesar do salto, Frischtak destaca que há indefinição do Governo sobre os próximos passos do programa.

Crítico do modelo que associa os consórcios vencedores à Infraero, ele avalia que não faz sentido que a estatal, com poucos recursos, responda por 49% dos investimentos e outorgas dos aeroportos concedidos.

Fonte: Agestado

## BNDES DEVE LIBERAR ATÉ R\$ 3,4 BILHÕES PARA RODOVIAS

Até julho, as cinco rodovias federais concedidas em 2013 deverão ter aprovados R\$ 3,4 bilhões pelo Banco Nacional de Desenvolvimento Econômico e Social (BNDES). A instituição aprovou nesta sexta-feira um empréstimo de R\$ 95,8 milhões à Concessionária de Rodovias Minas Gerais Goiás S/A (MGO Rodovias), o primeiro para as concessões do Programa de Investimentos em Logística (PIL), cujos leilões começaram em setembro.

O trecho de 436,6 quilômetros da BR-050, entre Minas Gerais e Goiás, terá 218,5 quilômetros duplicados. O projeto prevê R\$ 3 bilhões de investimentos em 30 anos. Na assinatura do contrato com o Governo, o diretor-presidente da MGO Rodovias, Helvécio Soares, previu R\$ 300 milhões de aporte apenas neste ano.

Os R\$ 95,8 milhões do BNDES são um empréstimo-ponte – modalidade de financiamento com o objetivo de agilizar os investimentos enquanto o empréstimo de longo prazo é analisado pelo banco.



Segundo o chefe do Departamento de Logística do BNDES, Cleverson Aroeira, os cinco projetos de estradas federais leiloadas ano passado estão sob apreciação. “Todos os projetos já foram apresentados ao BNDES e estão em análise. Os empréstimos-ponte têm aprovação prevista para maio, junho e julho”, afirmou Aroeira à imprensa.

Nas cinco rodovias, os concessionários têm a exigência de investir R\$ 26,4 bilhões até 2019 – R\$ 1,9 bilhão previsto para este ano, segundo o BNDES. Nas projeções do banco, o auge dos aportes será 2018 (R\$ 6,5 bilhões).

### 18ª PESQUISA CNT DE RODOVIAS

A coleta de dados para a 18ª edição da Pesquisa CNT de Rodovias começou na última semana de maio. Vinte equipes de pesquisadores partiram de 13 cidades brasileiras para colher informações sobre a malha rodoviária brasileira.

Neste ano, a expectativa é novamente aumentar a extensão pesquisada, totalizando 98.648 km de rodovias federais e estaduais, 1.934 km a mais do que foi avaliado em 2013. A Pesquisa CNT de Rodovias é realizada anualmente e já é referência para o setor de transportes, para o Governo e para os segmentos importantes da sociedade, que acompanham as áreas de infraestrutura e logística no Brasil.

Hoje, ela é a pesquisa mais completa e de maior periodicidade que existe no Brasil. Tem-se um acervo histórico que mostra, de uma forma muito precisa, as condições das rodovias no País e essa é uma informação fundamental em termos de investimentos para qualquer trabalho de planejamento, tanto dos transportadores quanto do Governo.

A pesquisa avalia toda a malha federal pavimentada e os principais trechos estaduais, incluindo os corredores mais relevantes para o escoamento de cargas e mercadorias no País.

Quanto às condições da infraestrutura rodoviária no País, a pesquisa CNT de Rodovias também revela e identifica características que são resultado do investimento realizado pelo Governo. “O que se sabe é que o investimento não foi tão significativo ao longo de 2013 e início de 2014, e é esse o resultado que a pesquisa deve mostrar”, concluiu Bruno Batista, diretor executivo da CNT. A previsão é que a pesquisa seja divulgada no segundo semestre.

### INAUGURADO TRECHO DA FERROVIA NORTE-SUL ENTRE ANÁPOLIS E PALMAS

A presidente Dilma Rousseff inaugurou o trecho da Ferrovia Norte-Sul entre Anápolis e Palmas, capital do Tocantins.

A solenidade foi antecedida por protesto de cerca de 400 membros da Federação dos Trabalhadores nas Indústrias Metalúrgicas, Mecânicas e de Material Elétrico do Estado de Goiás (FemGoiás), que cobram celeridade na conclusão das obras da BR-060/153.

A presidente e o ministro dos Transportes, César Borges, chegaram ao local em uma das locomotivas pelo túnel 2, abaixo da BR-060. Esta é a segunda vez que Dilma foi a Goiás para tratar sobre a ferrovia Norte-Sul. Em 15 de março de 2012, ela vistoriou as obras deste mesmo trecho já inaugurado anteriormente.

A Ferrovia Norte-Sul, no trecho inaugurado na quinta-feira, que possui 855 quilômetros, perpassa por 24 municípios goianos. A parte relativa ao PAC estava orçada em R\$ 4,28 bilhões, mas foi aumentada em quase R\$ 500 milhões ao longo dos anos. A ferrovia ainda não possui operador e só funcionará efetivamente em 2015. Da capital do Tocantins a Açailândia, a Norte-Sul é operada pela empresa Valec Engenharia.

### TOUR / CARAVANA INTERNACIONAL DE CAPACITAÇÃO



ORGANIZACIÓN PARA EL DESARROLLO DE AMÉRICA LATINA Y EL CARIBE

Caravana Internacional de Formação de Desenvolvimento Local

Sustentável, Planejamento e Gestão Eficiente: "Novos desafios e tendências na gestão de territórios no século XXI - Experiências Sustentáveis da Comunidade Autônoma do Principado das Astúrias - Espanha.

ONWARD- Organização para o Desenvolvimento da América Latina e do Caribe e IIDEL - Instituto Internacional para o Desenvolvimento Local, em colaboração com o Governo do Principado das Astúrias, promoverão esta importante oportunidade de formação, que permitirá o saber teórico e prático como os projetos destinados ao desenvolvimento de gestão de planejamento, transporte urbano de massa, programas de reciclagem ambiental,



resíduos sólidos e da água, o acesso às tecnologias de informação e comunicação para fortalecer a gestão de territórios e de inclusão para projetos de saúde e educação; que fez da comunidade autônoma das Astúrias, um modelo de desenvolvimento, sustentabilidade ambiental e inclusão regional das novas tendências e desafios no crescimento de territórios.

A Caravana Internacional de Capacitação será realizada nas cidades de Oviedo, Avilés e Girón - no Principado das Astúrias - Espanha; entre os dias 01, 02, 03, 04 e 05 de Setembro de 2014.

### MANUAL BÁSICO DE ENGENHARIA FERROVIÁRIA CHEGA ÀS LIVRARIAS NO SEGUNDO SEMESTRE



A Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) em parceria com a HUESKER Brasil e Editora Oficina de Textos lançará o Manual Básico de Engenharia Ferroviária em julho, numa tentativa de preencher a lacuna na bibliografia em língua portuguesa deste ramo da engenharia. O manual é de autoria dos engenheiros Carlos Serman, Cássio Alberto Teoro do Carmo, Cláudio Cesar de Freitas Delorenci, Helio Suêvo Rodrigues, João Bosco Setti, Jorge de Oliveira Cunha, José Antônio Duba, Wilson Tashish Shimura e Rui José da Silva Nabais que foi o coordenador da obra.

### ASPHALT SCHOOL 2014



A tradicional "Asphalt School 2014" será realizada nos dias 18, 19, 20 e

21 de Agosto desse ano, no Marriott Houston North, em Houston, Texas – EUA . O evento dará ênfase às misturas mornas; às soluções para operações de tapa-buraco; aos "primes" de penetração, para substituição de asfaltos diluídos; as emulsões de alto ponto de amolecimento e seu uso potencial em pavimentação, aos sistemas de ácido fosfórico para micro revestimentos, ao uso do Redicote E-7000 nas emulsões catiônicas, especialmente as do tipo CQS e aos usos variados do Redicote AP.

A Asphalt School 2014 não tem custos, excetuando-se as despesas individuais com passagem aérea e hospedagem.

Informações: [valerie.jacson@akzonobel.com](mailto:valerie.jacson@akzonobel.com)

### CALENDÁRIO DOS CURSOS ABPv

A ABPv já divulgou o calendário do 2º semestre/2014 de seus cursos realizados na sede, no Rio de Janeiro. A variedade de temas busca atender à demanda recente, quando cada vez mais os profissionais vêm buscando constante aperfeiçoamento. Há a promoção de cursos "in company" de todos os temas abaixo.

As inscrições podem ser feitas com simples contato com a secretaria da ABPv, através do telefone (21) 2233-2020/2263-5794 ou do e-mail [abpv@abpv.org.br](mailto:abpv@abpv.org.br).

### A AGENDAR:

- Problemas e Soluções de Deslizamentos, Contenções e Erosões
- Sistemas de Gerência de Pavimentos
- Programa Hdm-4 para a Gerência de Pavimentos
- Projeto Geométrico de Vias
- Inspeção de Pontes e Viadutos em Concreto
- Estruturas de Contenções – Práticas de Projeto e Execução
- Projeto de Sinalização Horizontal e Vertical
- Sinalização de obras

# A Agência Nacional de Mineração: o que podemos esperar?



Victor Athayde<sup>1</sup>

Como tratamos nas edições 27 e 28 da Revista Pavimentação, o Governo Federal enviou em junho de 2013 o anteprojeto de lei do Marco Regulatório da Mineração à Câmara dos Deputados, dentre diversas mudanças na atual estrutura da gestão mineral brasileira, destaca-se a extinção do Departamento Nacional de Produção Mineral, que será substituído pela Agência Nacional de Mineração-ANM.

Voltando ao PL do Marco, recebido pela Casa, foi encaminhado à Comissão Especial de Mineração e distribuído à Relatoria do Deputado Federal Leonardo Quintão (PMDB-MG) que já apresentou um Projeto de Lei Substitutivo ao do Governo.

Percebam, leitores, nas edições anteriores desta revista, ainda analisava o PL do Governo, hoje, lanço olhos para o que consta do substitutivo do PL.

Em que pese o dito acima, nesse (no Substitutivo), em relação à Agência Nacional de Mineração - ANM foi mantida a ideia básica do Projeto de Lei do Governo Federal, entretanto, o que tramita hoje (13.12.2013) na Câmara é o substitutivo à proposta do Governo Federal, ainda que coincidam em alguns pontos.

No substitutivo, a ANM terá a atribuição de Poder de Polícia (fiscalizar e aplicar sanções), promover os certames respectivos à obtenção de Direitos Minerários (lembrando, o regime a que as rochas ornamentais está submetido não estaria sujeito à licitação), proceder a análise de procedimentos que visam a obtenção do Direito de Minerar, ou seja, semelhante ao que o DNPM faz hoje.

Me chamou a atenção duas novas atribuições. Primeiro, a de arbitrar conflitos entre agentes da atividade de mineração; e a de declarar de utilidade pública os bens necessários à atividade de mineração, promovendo as desapropriações.

No primeiro caso, presumo que deva haver melhores esclarecimento em regulamento (haverá um Decreto do Governo Federal que regulamentará procedimentos e critérios).

No segundo, o que se vê é a intensão de se minimizar a judicialização da questão mineral no que se refere ao proprietário do solo (lembrando que a propriedade do solo é distinta da jazida, que é da União e concedida ao particular), entretanto, neste caso, estou bastante curioso em relação à efetividade e procedimentos deste

<sup>1</sup>Victor Athayde Silva é advogado, sócio diretor das áreas de Direito Ambiental, Minerário e Administrativo do escritório David & Athayde Advogados ([www.da.adv.br](http://www.da.adv.br) – [victor@da.adv.br](mailto:victor@da.adv.br)), especialista em Direito Público e pós-graduando em Fazenda Pública em Juízo, membro das Comissões de Meio Ambiente da OAB/ES e Federação das Indústrias do Espírito Santo – FINDES.

dispositivo, ao menos, o substitutivo manteve expressamente o direito do Minerador de recorrer ao Judiciário no caso de não haver acordo com o proprietário do solo (aspecto que ressaltai na edição passada desta Revista).

Conceitualmente, o modelo regulatório, isto é, onde as Pessoas Jurídicas de Direito Privado exercem suas atividades, e são fiscalizadas, após concessão/autorização por parte de Agências Reguladoras, determina uma maior independência do Regulador em relação ao Governo (vez que a ANM será Administrada por Diretoria colegiada e com mandato), e menor gerência do Estado em atividades particulares. Isso em tese...

Segundo o Ministério de Minas em Energia, a quem a ANM estará vinculada, o modelo será semelhante ao

da regulação da Agência Nacional de Petróleo-ANP e a distribuição de sucursais será semelhante à da Agência Nacional de Telecomunicações-ANATEL.

O substitutivo apresentado pelo Deputado Quintão garante ANM em todos Estados da Federação. Isso porque, havia receio de que alguns deles não fossem contemplados com sucursal da ANM. Entretanto, devemos ficar atentos, pois o Governo já deu demonstrações de que, o que sai do Congresso não necessariamente será o que vai para publicação oficial após a sanção. Basta lembrar do Código Florestal, saiu de uma forma do Legislativo e o Executivo lhe aplicou doze vetos e trinta e duas alterações por Medidas Provisórias.

## Cursos a realizar na sede da ABPv-RJ:

Pavimentos de Aeroportos – 18 a 21/08/2014

Manutenção e Reabilitação de Pavimentos –  
2 a 5/09/2014

Terraplenagem – Projeto e Execução –  
09 a 10/09/2014

Drenagem de Rodovias – 16/09 a 19/09/2014

Avaliação de Pavimentos e Projetos de Restauração –  
Crema – 23 a 24/09/2014 (único curso)

Pavimentação Asfáltica: Projeto e Execução –  
21 a 23/10/2014

Controle da Qualidade em Pavimentação Viária –  
04 a 07/11/2014

Drenagem Urbana – de 11 a 14/11/2014

Este espaço destina-se à publicação de artigos encaminhados à Revista pelos profissionais que se dispõem a colaborar promovendo com os demais técnicos o debate de diversos temas atuais e relevantes. Os artigos devem ser enviados para [redacao@revistapavimentacao.org.br](mailto:redacao@revistapavimentacao.org.br) de acordo com as normas vigentes no sítio [www.revistapavimentacao.org.br](http://www.revistapavimentacao.org.br). Os trabalhos são apresentados na íntegra, sendo de responsabilidade do autor toda a informação nele contida.

# Relato dos Estudos e Pesquisas de Mecânica da Via Permanente Ferroviária da Área de Geotecnia, PEC – COPPE/UFRJ

**Jacques de Medina**  
Prof. titular COPPE/UFRJ

É uma longa história iniciada há pouco mais de 30 anos de intermitentes estudos tecnológicos que, em 2002 e 2003, foram marcados por duas teses de doutorado que tratam da mecânica da via permanente ferroviária.

Em 1980, acabara de ser estabelecido o estudo mecânico dos pavimentos rodoviários e os ensaios de cargas repetidas. Era natural a curiosidade de conhecer estudos semelhantes que envolvessem o lastro e o sublastro, bem como a análise teórico-experimental do “pavimento ferroviário”.

Em busca dessas informações, contactou-se, em junho de 1980, a instituição de pesquisas sediada em Utrecht, na Holanda, Office de Recherches et d’Essais (ORE), hoje, European Rail Research Institute (ERRI), a fim de obter alguns relatórios de pesquisa. Permanecia latente nosso interesse, porém sem saber como puxar o fio da meada.

Em 1987, o autor foi aos EUA participar da 6ª Conferência de Projeto Estrutural de Pavimentos Asfálticos (apresentação de artigo técnico e *workshop*), na Universidade de Michigan, Ann Arbor. Após o congresso, rumou para Chicago, Illinois, a fim de estabelecer contato com a *Association of American Railways, Techni-*

*cal Center*, onde conheceu o Laboratório de Ensaios e obteve informação sobre os rumos da pesquisa da via permanente (*track*), intitulada FAST (Facility for Accelerated Service Testing). Os trechos experimentais situavam-se em Pueblo, Colorado. Trata-se de uma pesquisa de campo de longa duração.

Examinando os perfis profissionais de alguns especialistas estrangeiros renomados, observou-se que havia peritos na operação e na manutenção de ferrovias e do material rodante, engenheiros mecânicos e estruturais, e alguns geotécnicos. Entre estes, um professor e consultor de Geotecnia ligado à via permanente chamou nossa atenção pelos títulos de seus trabalhos - Ernest T. Selig, da Universidade de Massachusetts, Amherst. Foi fundador e editor do *Geotechnical Testing Journal* da ASTM de 1975 a 1985. Embora formado em Engenharia Mecânica, mostrava em sua tese de doutorado, no Illinois Institute of Technology, em 1964, a ponte com solos: “Shock induced stress wave propagation in sand”. O magistério exerceu-o no Departamento de Engenharia Civil da State University of New York (1968 a 1978) e a seguir, na Universidade de Massachusetts. Aposentado do magistério, Selig trabalhava como consultor.

Foi acertada sua vinda ao Brasil a fim de ministrar o curso Aspectos Geotécnicos da Via Permanente Ferroviária, com o apoio do CNPq e da COPPETEC, nos dias 9, 10 e 11 de agosto de 1989, antes da XII Conf. Intern. de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, no Rio de Janeiro. Fez-se ampla divulgação na Rede Ferroviária Federal e em outros organismos afins, inclusive universidades. A receptividade maior foi mostrada por profissionais ferroviários e metroviários, o que constituiu um fato auspicioso pelo interesse genuíno dos participantes (10 da RFFSA, 4 da CVRD, 3 da CBTU – Rio de Janeiro, 1 da Promon, 1 da Rhodia e 11 da UFRJ). O curso realizou-se nos três dias, de forma intensiva, das 9 às 12h e das 14 às 16h, no auditório principal da COPPE. O autor atuou como supervisor do curso e tradutor paralelo do conferencista, mediador das discussões no final das aulas e intérprete nos idiomas português–inglês das perguntas feitas ao Dr. Selig.

Eis a ementa do curso:

“Componentes da via permanente e suas funções. Especificações de lastro, sublastro e subleito. Causas da deterioração do lastro. Efeito da composição do lastro no seu desempenho. Construção e manutenção da via permanente relacionadas ao lastro. Medição das condições físicas do lastro. Efeito da forma das partículas. Modelos analíticos da via permanente. Comparações de recalques medidos e calculados. Necessidade de pesquisa geotécnica ferroviária”.

Tão satisfeito ficou o Prof. Selig com o interesse dos participantes, uma grande parte com maturidade profissional e experiência pessoal, que em vez de participar do evento internacional no Rio de Janeiro já citado, preferiu aceitar um convite para ir conhecer a Estrada de Ferro Carajás, típica ferrovia “Heavy Haul”.

Foi essa atmosfera intelectualmente estimulante de uma área nova de pesquisa claramente esboçada que nos levou às duas iniciativas a seguir descritas.

A primeira iniciativa, atendendo à sugestão do Prof. Selig, foi procurar uma aproximação do “International Committee for Railway Geotechnology” (fórum de discussão dos técnicos interessados nesta área, de participação voluntária). Esse comitê internacional, presidido pelo Prof. Selig, era secretariado por Tim Jeffs, do BHP Research – Melbourne Laboratories, Austrália. Assim, o nome deste

autor e o do Eng. Eduardo de Aquino Carneiro (CVRD) foram incluídos na *mailing list* do Geotrack Newsletter, vol. 1, em 1º de junho de 1990. O número de novembro de 1991 incluía os tópicos que me pareciam adequados às futuras atividades do nosso grupo da COPPE:

- a) mecânica da via permanente (*track mechanics*) como extensão da mecânica dos pavimentos rodoviários;
- b) prosseguimento dos estudos já realizados com materiais granulares graúdos (pedra britada e laterita pedregulhosa) em ensaios triaxiais de cargas repetidas de amostra de diâmetro máximo de partículas de 3/4 a 3/8 de polegada e corpos de prova de 150 mm e 100 mm de diâmetro, a frequências de até 2 Hz.

Diante deste compromisso, julgou-se que o passo seguinte deveria ser consultar o maior número possível de especialistas – os que haviam participado do curso e outros mais – para que respondessem ao questionário do comitê sobre os temas de interesse da Geotecnologia ferroviária em dois aspectos: (1) a importância atribuída ao tópico (*issue*) pelo entrevistado (*respondent*); (2) o conhecimento especializado que o entrevistado podia colocar a serviço deste campo profissional.

Os itens do questionário de avaliação vêm a seguir:

1. Efeito das características das partículas do lastro no desempenho (tamanho, forma, graduação e angulosidade).
2. Causas da poluição do lastro (infiltração de cima e de baixo; quebra das partículas).
3. Quebra mecânica e química das partículas do lastro (mecanismos, efeitos e redução).
4. Quando limpar ou substituir o lastro (crescimento de vegetação, grau de perda da drenagem, estabilidade).
5. Ensaio de avaliação do desempenho do lastro (qual tipo, quais os limites).
6. Comportamento da tensão – deformação-resistência do lastro (estudo de laboratório para uma gama de características).
7. Drenagem da via permanente (papel do lastro, sublastro, substrato, valas, sistemas de drenos, geotêxteis).
8. Efeitos da vibração no desempenho da via permanente (compactação do lastro, degradação, recalques da via permanente, perda de estabilidade).
9. Efeitos da vibração na manutenção da via permanente (soca, compactação, ajuste geométrico, estabilização).

10. Predição da vida do lastro (considerando a durabilidade do lastro, tráfego, ambiente, manutenção).
11. Limpeza do lastro (métodos, quão profundo, eficiência).
12. Soca na manutenção da via permanente (procedimentos, efeitos, métodos alternativos).
13. Meios de minimizar o recalque da via permanente (compactação do lastro, métodos de construção do lastro por camadas, controle da fundação e espessura da camada).
14. Projeto da fundação (espessuras das camadas, propriedades do lastro, sublastro e colchão, propriedades do sublastro).
15. Estabilização da fundação (técnicas, benefícios, requisitos).
16. Efeitos do subleito ou substrato (recalque da via permanente, rigidez da via permanente, degradação do lastro).
17. Projeto de aterro (estabilidade, reforço).
18. Uso de geotêxteis (drenagem, separação, controle do bombeamento).
19. Aplicação de geogrelhas (*geogrid*) (no lastro, em aterro).
20. Bombeamento do subleito (causas, condições necessárias, remédios).
21. Predição de recalques da via permanente (papel dos componentes, interação dormente-lastro, cargas).
22. Modelos analíticos verticais da via permanente (efeitos dos componentes, interação dormente-lastro, cargas).

**Quadro I** – Interesse em Geotecnologia ferroviária de técnicos brasileiros (1990) COPPE / UFRJ – Levantamento para o comitê internacional

Item	Importância atribuída				Conhecimento especializado							
	A	B	C	D	NA	L	F	T	O	N	NA	
1	16	6	1	-	4	2	1	6	13	6	4	
2	18	5	1	-	3	1	1	6	18	1	3	
3	11	9	2	2	3	1	1	4	12	9	3	
4	12	10	1	-	4	-	1	6	16	4	4	
5	11	11	2	-	3	4	3	7	7	6	3	
6	12	8	4	-	3	5	-	10	5	6	3	
7	19	6	1	-	1	1	4	9	18	2	2	
8	19	4	1	-	3	1	3	9	12	6	3	
9	19	4	1	-	3	-	-	8	14	5	3	
10	10	9	5	1	2	1	-	8	7	10	3	
11	10	10	3	-	4	-	-	6	11	6	4	
12	16	5	3	-	3	-	1	8	14	5	4	
13	18	7	-	-	2	-	4	8	11	4	3	
14	17	7	1	-	2	2	3	16	9	4	1	
15	16	5	4	-	2	3	4	13	8	3	1	
16	4	9	1	-	3	1	1	15	8	3	4	
17	13	9	4	-	1	6	6	18	13	3	-	
18	6	14	3	1	3	2	5	10	12	8	3	
19	5	10	6	1	5	-	1	4	5	14	4	
20	14	8	3	1	1	2	3	13	12	7	1	
21	13	6	3	1	4	1	-	13	8	5	3	
22	11	7	4	1	4	1	-	13	7	7	3	
23	11	7	4	1	4	-	-	11	8	8	3	
24	10	7	6	-	4	-	-	10	9	8	3	
25	17	4	3	-	3	-	1	8	10	6	3	
26	12	9	1	2	3	3	4	10	9	8	3	
Soma	350	196	68	11	77	37	47	249	276	188	74	
%	49,8	27,9	9,7	1,6	11	4,3	5,4	28,9	32,0	20,9	8,5	
%corr.	56	31,4	10,9	1,7	-	4,6	6	31,6	35	22,8	-	

23. Modelos analíticos laterais da via permanente (efeitos dos componentes, interação dormente-lastro, cargas).
24. Modelos analíticos longitudinais da via permanente (efeitos dos componentes, interação dormente-lastro, cargas).
25. Predição da vida de manutenção da via permanente (efeitos dos componentes e tráfego na perda da geometria).
26. Métodos do campo de ensaio e avaliação (propriedades do lastro, sublastro e subleito).

A avaliação da importância atribuída ao tópico pelo entrevistado faz-se: A – muito importante; B – importante; C – pertinente; D – não é importante; NA – não avaliado.

A avaliação do conhecimento especializado do entrevistado faz-se: L – ensaios de laboratório; F – ensaios de campo (*field*); T – análise teórica; O – experiência operacional; N – conhecimento limitado; NA – não avaliado.

Vinte e seis entrevistados responderam conforme mostra o quadro 1.

Como ficou em aberto a indicação de outros itens à escolha do entrevistado, acrescentaram-se os mesmos com os códigos indicativos de Importância e Conhecimento. São opiniões individuais não submetidas à avaliação dos demais entrevistados:

- Comportamento dos solos tropicais em aterros e subleitos; classificação dos solos quanto à resiliência (B, L);
- Pedregulhos de laterita e solos tropicais em lastro e sublastro (A, N).
- Utilização de materiais da grade (trilhos e dormentes) na estabilização de taludes (B, O).
- Método provisório de dimensionamento da via permanente, com base nos itens 22, 23 e 24, adaptado às condições do Brasil (A, N);
- Utilização de lastro em operações de manutenção (A, N);
- As companhias ferroviárias brasileiras (RFFSA, CVRD) deveriam desenvolver as medições de campo (A, F/O);
- Sugere-se estabelecer um centro de pesquisas ferroviárias na COPPE/UFRJ (A, -);
- Procedimentos de ensaios específicos para materiais de ferrovias, que difiram dos ensaios de materiais rodoviários (A, N);

- Planejamento, economia e políticas para o desenvolvimento ferroviário no Brasil (A, -).

Apenas as três primeiras sugestões são pertinentes à intenção do questionário original.

É interessante comparar as respostas dos 27 técnicos brasileiros com as dos entrevistados pelo comitê internacional, em número de 23 (quadro 2). A nacionalidade destes não vem declarada, porém, pode-se ter uma ideia da possível composição do grupo se considerarmos a lista de endereçamento do comitê internacional, de participantes colaboradores voluntários, ao todo 40 pessoas (novembro de 1991): 11 australianos, 6 americanos, 3 sul-africanos, 3 canadenses, 2 japoneses, 2 brasileiros (Eduardo de Aquino Ribeiro e o autor destes comentários), 1 indiano, 1 alemão, 1 espanhol, 1 francês, 1 austríaco e 1 chinês. Essas 40 pessoas trabalham em centros de pesquisa – 18; organismos ferroviários – 16; consultoria – 6.

**Quadro 2** – Comparação entre as respostas dos brasileiros e estrangeiros

Avaliação dos itens (%)			Especialistas (%)		
Item	COPPE	ICRG	Item	COPPE	ICRG
A	56,0	46,3	L	4,6	16,1
B	31,4	29,0	F	6,0	18,6
C	10,9	20,8	T	31,6	10,4
N	1,7	3,9	O	35,0	19,3
			N	22,8	35,6
Total	100	100	Total	100	100

A procedência dos entrevistados brasileiros, já que a enquête foi estendida além do grupo participante do curso, foi:

RFFSA – 10, FEPASA – 4, Metrô/SP – 4, CBTU – 1, Escola Politécnica da USP – 3, CVRD – 1, PUC/Rio – 1, COPPE/UFRJ – 1, RHODIA/BIDIM – 1, Consultor – 1.

As respostas brasileiras representam uma avaliação mais favorável às questões propostas do que o fazem os estrangeiros. Estes, em maior percentual, demonstram experiência em ensaios de laboratório e campo, com um total de 34,7% contra 10,6% dos brasileiros. Pode-se entender os 31,6% da análise teórica dos brasileiros como “não prática”. De certa forma, refletia a necessidade de incentivo aos estudos experimentais de laboratório e campo no País.

As três grandes empresas ferroviárias – RFFSA, CVRD (EFVM e EFC) e FEPASA – detinham 98% da malha ferroviária à época do curso, antes de 1992. Nesse ano, ocorreu a pulverização do sistema por força do Programa Nacional de Desestatização. A desarticulação prejudicou, no entendimento à época do autor, que se concretizassem projetos de pesquisa de vulto. É sintomático que se tenha realizado com êxito pesquisas contratadas com a Flumitrens em 1996. Tratava-se de uma empresa estatal ligada ao Governo do Estado do Rio de Janeiro cujo secretário de transportes à época era o Eng. Francisco Robertson Pinto.

A segunda iniciativa, resultante da atmosfera que vigorava durante e logo após o curso, deve-se, principalmente, a dois engenheiros que fizeram o curso do Prof. Selig e que trabalhavam como engenheiros geotécnicos na Rede Ferroviária Federal: Jorge Luiz Goudene Spada e Luiz Francisco Muniz da Silva. Eles elaboraram o documento “Proposta de uma nova estratégia de manutenção da Via Permanente ferroviária”. Nesse documento, dizem seus autores que “as práticas atuais com a conserva cíclica programada e correções das falhas verificadas não salientam o interesse da predição dos eventos de manutenção mediante os modelos gerenciais comprovados, tais como, os do cada vez mais difundido PMS (sistema de gerência de pavimentos) em rodovias”. Afirmam que “não é possível implantar um sistema de gerência da manutenção sem o conhecimento teórico-experimental do comportamento mecânico da via permanente sujeita a cargas cíclicas e ação climática, nas condições próprias dos solos brasileiros”. Os mesmos engenheiros elaboraram um documento, datado de junho de 1991, que é uma proposta de pesquisa intitulada “Estudo para Modernização do Pavimento Ferroviário Brasileiro”. Em 1992, encerram sua participação em órgãos ferroviários governamentais, o primeiro após 15 anos e o segundo após oito anos. Constituíram a firma Muniz e Spada Engenheiros Consultores Ltda. Eles defenderam suas teses de mestrado nesta fase inicial da firma de consultoria.

Em setembro de 1995, o Departamento de Via Permanente da Flumitrens foi procurado pelo engenheiro

militar José Márcio Cuconato para o apoio à tese que desenvolveria sob a orientação da Prof<sup>a</sup> Laura Motta, “Estudo da Contaminação do lastro ferroviário e o uso de geossintético no controle do fenômeno”. Um trecho experimental de 40 m, onde ocorriam bolsões de lama, na via 4, entre Piedade e Quintino Bocaiúva, foi dividido em quatro subtrechos, dois deles com aplicação de geossintéticos sobre o sublastro após o desguarnecimento do lastro e a recompactação. Exemplar a dissertação, assim como o apoio dado pela Flumitrens.

Em novembro de 1997, a Flumitrens promoveu um concorrido “Seminário de Atualização Tecnológica para Manutenção da Via Permanente”, onde se relatou sucintamente o trabalho recente de Cuconato e a participação de Spada e Muniz no “Seminário sobre aplicações de Geossintéticos em Geotecnia”, em 1992, na Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília. Também se menciona o trabalho do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) do Estado de São Paulo para a Flumitrens, em 1995. Nesse trabalho do IPT, procurou-se avaliar a compatibilidade das restrições de velocidade com os defeitos causados pelos bolsões de lama e a possibilidade de descarrilamento.

Os ensaios dos módulos de via foram realizados com cargas entre 30 kN e 120 kN, medindo os deslocamentos verticais dos trilhos com defletômetros sensíveis a 1/100 mm. Mediram-se, também, os esforços transversais com a utilização de extensômetros elétricos. Não estava em jogo procurar as causas dos bolsões de lama, mas a definição com presteza da trafegabilidade dos trechos perigosos.

Deve-se registrar a importante contribuição dada, em 1993, pelo Prof. Régis Martins Rodrigues, do ITA/CTA, DSc (1991) pela COPPE/UFRJ, qual seja o desenvolvimento de um modelo estrutural para a via permanente ferroviária, incorporado ao programa computacional intitulado FERROVIA. Vem descrito no seu trabalho “Análise estrutural da via permanente ferroviária”, março de 1993. A fim de “calibrar” o programa, esse colega utilizou os dados experimentais das seções do experimento FAST (*Facility for Accelerated Service Testing*) no Colorado, do trecho experimental do Kansas e do trecho de Derby, na Inglaterra. Dispõe-se, assim, neste país, de um programa de cálculo de tensões e deformações da via permanente ferroviária, desenvolvido por um pes-

quisador brasileiro e que foi verificado no cálculo comparativo dos resultados de pesquisa no estrangeiro.

Em 2002 e 2003, foram apresentadas na COPPE/UFRJ as teses de doutorado de Luiz Francisco Muniz da Silva (“Fundamentos para um sistema de gerência de manutenção de pavimentos ferroviários utilizando critério de deformação resiliente”) e Jorge Luis Goudene Spada (“Uma abordagem de mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento do mecanismo de tensão-deformação da via férrea”).

Vinte e cinco anos pós a primeira busca de semelhanças da mecânica dos pavimentos rodoviários com a mecânica da via permanente ferroviária e 20 após o descortinar do novo campo de estudos com a decisiva presença do Prof. E.T. Selig na COPPE, já se pode dizer que se consolidaram os fundamentos da mecânica dos pavimentos ferroviários.

Não se cogita de um profissional único para cuidar de ambos os tipos de pavimentos, pois a arte da engenharia vai muito além dos modelos matemáticos da análise dinâmica. Trilhos, dormentes e sistema de fixação não são o mesmo que revestimento asfáltico. Na Geotecnologia da via permanente, é na parte de lastros, sublastros e plataforma que se têm os pontos comuns com as camadas granulares de bases e sub-bases rodoviárias, e na análise de sistemas em camadas, ainda que em condições de contenção diferentes. A novidade da abordagem mecanística, a avaliação do parâmetro de deformabilidade em ensaios de cargas repetidas e a lógica do sistema de gerência pela oportunidade de uma visão ampla e mais completa possível são o que validam a nova metodologia.

Em 2003, deparou-se o autor com alguns artigos técnicos sobre a utilização de misturas asfálticas em pavimentos ferroviários, técnica que se desenvolveu muito na década de 1980 nos EUA. O autor mais citado é o Prof. Jerry G. Rose, da Universidade de Kentucky. Seus trabalhos nessa universidade encontram-se nos Anais do A.A.P.T. e em artigos do T.R.B., além da divulgação pelo Instituto do Asfalto Norte-americano. Com o auxílio prestimoso do Prof. Carl Monismith, Universidade da Califórnia, Berkeley, conhecido deste autor desde 1962, estabeleceu o primeiro contato com o Prof.

Rose. Em relação às publicações de divulgação técnica do *Asphalt Institute*, teve a colaboração da Dra. Leni Leite, do CENPES, Petrobras.

Mesmo antes da aposentadoria deste autor aos 70 anos de idade, em 1994, já estava a Prof<sup>a</sup> Laura Motta à frente das pesquisas de mecânica de pavimentos ferroviários. Para criar algo novo, não basta o “faro”, mas é preciso principalmente, persistência e competência, virtudes que tem de sobra essa professora.

A segunda edição do livro *Mecânica dos Pavimentos* de 2005 (a primeira edição, esgotada é de 1997), contém um capítulo sobre “A Mecânica do pavimento ferroviário”, onde se faz menção à possibilidade do uso de misturas asfálticas em camadas da via permanente, conforme já se divulgara no 17º Encontro de Asfalto, em dezembro de 2004.

Na terceira edição do livro que sairá neste ano de 2014, mostra que esta solução tem sido cada vez mais ampliada em muitos países, especialmente em linhas de trens de alta velocidade. No 21º Encontro de Asfalto, em maio deste ano, divulga-se um balanço deste uso e uma análise numérica feita com a colaboração do Prof. Francisco Thiago Sacramento Aragão, que é o novo professor da Geotecnia da COPPE/UFRJ, que já está orientando uma nova tese em ferrovia, de um engenheiro da VALEC. Também já tem uma parceria com a empresa Muniz & Spada para pesquisas na simulação de novos tipos de dormentes.

Com a retomada da construção de ferrovias no País nos últimos anos, a procura pelo conhecimento da mecânica dos pavimentos ferroviários cresceu muito e tem havido trabalhos de conclusão de curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da UFRJ, bem como dissertações voltadas para o emprego de solos tropicais, como, por exemplo, o sublastro. Nesses estudos, tem-se a parceria com o Prof. Antônio Carlos Rodrigues Guimarães, do IME, ex-aluno de Geotecnia da COPPE, com a participação de vários alunos e estudos ligados à VALE.

Assim, percebe-se que, como na natureza, o fruto de uma árvore, plantada por um caroço, só frutifica muitos anos depois. Mas a boa semente sempre gera bons frutos.

# Bases Asfálticas para Pavimentos de Concreto: *To build or not to build?*

**José Tadeu Balbo**

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

## RESUMO

Nesse artigo são discutidas as desvantagens do ponto de vista técnico, seja em matéria de dimensionamento estrutural quanto relativas a questões de natureza construtiva, de bases em concreto compactado com rolo para pavimentos de concreto simples. Dados de campo relacionados ao índice de irregularidade internacional (IRI) denotam as deficiências construtivas quanto à qualidade de rolamento de pavimentos de concreto, que são discutidas tendo em vista ações mitigadoras dos problemas bem como a solução alternativa do emprego de base asfáltica densa. Estimativas de custos com base no sistemas de precificação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) resultam também em argumentos favoráveis ao emprego de bases asfálticas em pavimentos de concreto.

**Palavras-chave:** pavimento de concreto; base asfáltica; desempenho; construção.

## ABSTRACT

The disadvantages of rolled compacted concrete as bases for plain concrete pavements are presented and discussed considering both structural design and construction requirements. Field data related construction flaws concerning concrete pavement smoothness in terms of international roughness index (IRI) are discussed seeking for mitigating actions for the problems with special regard to hot mix asphalt bases. Estimated construction costs on the basis of National Transportation Infrastructure Department (DNIT) pricing system eventually results in favor of using hot mix asphalt as concrete pavement base

**Keywords:** concrete pavement; asphalt base; performance; construction.

## I. INTRODUÇÃO

O emprego de bases asfálticas para a construção de pavimentos de concreto simples (*whitetoppings*) não se trata de técnica estranha à construção pesada (figura 1), bem como não é estranha a construção de bases em concreto (continuamente armado) revestidas com misturas asfálticas de alto desempenho (*blacktoppings*). Falamos aqui em novas construções e não em restaurações com aplicação de novas camadas. Somente o estudo de publicações estrangeiras, bem como a vivência de obras rodoviárias e aeroportuárias no exterior, pode trazer luzes para tais realidades, uma vez que, no Brasil, para novas construções, nem *whitetoppings* nem *blacktoppings* são considerados, se retivermos as grandes obras em desenvolvimento na última década.



**Figura 1** – Construção de base em concreto asfáltico para apoio do novo pavimento de concreto simples no Aeroporto Internacional de Dulles, Washington D.C., em 2004 (fonte: Metropolitan Washington Airports Authority)

Contudo, não se pode simplesmente ignorar tais realidades apenas embaçando sua existência, que não pode e não deve ser vilipendiada pelos técnicos em pavimentação. As soluções acima mencionadas tratam-se de tecnologias de construção de pavimentos de elevada qualidade que refletem mais custos em algumas circunstâncias, mas que resultam em maior durabilidade da infraestrutura, com consequentes reduções em custos de manutenção, tais como, fresagens e recapamentos - razão maior pela qual são empregadas. Amplas áreas do Aeroporto Internacional Tom Jo-

bim (RJ) foram pavimentadas, em 1973-74, com bases asfálticas que serviram de apoio a placas de grandes dimensões em concreto protendido, para recordarmos que tal prática ocorrera no Brasil no passado.

Há que se reconhecer que a introdução de novos materiais na construção civil não emerge sem que sofram críticas iniciais, motivadas por diversos agentes, o que não analisaremos aqui. Mas, para gerar uma reflexão sobre isso, recordemos a introdução de fibras em concretos para a pavimentação, que teve grande resistência inicial, contudo, depois, mostrando-se capaz de trazer alguns benefícios, ainda que possam ser considerados limitados. O que importa é que conceitualmente haja correção no emprego desse novo material e que motivações e justificativas técnicas e econômicas, bem fundamentadas, sobreponham-se às censuras que porventura surjam sem os encargos da requerida fundamentação crítica.

Dentro de nosso limite de conhecimento, nesse artigo, traremos um embasamento técnico mínimo para o entendimento do porquê de bases asfálticas poderem representar uma melhoria substancial na construção e no desempenho de pavimentos de concreto simples ou armados, como modo de contribuir para reflexões mais aprofundadas dos projetistas e construtores de pavimentos em nosso País. Essa reflexão talvez possa auxiliar essa categoria de profissionais a deixarem a tentação do “*copy-paste*”, tão marcantes em projetos nas décadas recentes.

## 2. A IRREGULARIDADE LONGITUDINAL (IRI) PÓS-OBRA

Podemos definir o Índice Internacional de Irregularidade (IRI) como sendo o valor acumulado de deslocamentos verticais sofridos pelo veículo por uma dada extensão de rodovia percorrida (então, como uma taxa), podendo ser expresso em milímetros por metro ou metros por quilômetro. Os valores de irregularidade (IRI) medidos imediatamente após a execução de pavimentos de concreto simples rodoviários e urbanos têm mostrado-se motivo de frustração e desolação com a construção de pavimentos de concreto simples no Brasil. Para exemplificar, apresentamos nas tabelas 1 e 2 os valores de IRI em corredores urbanos de ônibus (faixas exclusivas) construídos recentemente no País, todos em concreto,

e na tabela 3, um caso de pavimento de concreto simples construído há mais de 20 anos. Em todos os casos, a construção não foi mecanizada, i.e., empregaram-se formas laterais de concretagem e acabamento manual.

**Tabela 1** – Pavimento em concreto continuamente armado na Av. Prof. Almeida Prado (campus da USP em São Paulo com 100 m de extensão). Medidas em 29/11/2011 (pavimento com um ano; acervo pessoal)

Início (km)	Fim (km)	IRI (mm/m)		
		trilha esquerda	trilha direita	médio por dois perfis
0.44	0.40	5.71	6.80	6.25
0.40	0.36	6.30	5.64	5.97
0.36	0.32	6.30	6.22	6.26

**Tabela 2** – Corredor de ônibus da Av. Francisco Morato (São Paulo), entre Butantã e Vila Sônia, sentido Centro – primeiros 1.000 m (medidas em 19/04/2012; pavimento com dois meses; acervo pessoal)

Início (km)	Fim (km)	IRI (mm/m)		
		IRI trilha esquerda	IRI trilha direita	IRI médio por dois perfis
0.00	0.04	6.33	4.56	5.45
0.04	0.08	6.57	4.93	5.75
0.08	0.12	5.70	4.48	5.09
0.12	0.16	6.09	5.56	5.82
0.16	0.20	7.06	6.21	6.63
0.20	0.24	8.42	5.20	6.81
0.24	0.28	5.03	4.79	4.91
0.28	0.32	5.47	4.78	5.13
0.32	0.36	5.63	5.34	5.48
0.36	0.40	6.23	5.63	5.93
0.40	0.44	7.59	4.89	6.24
0.44	0.48	3.88	3.62	3.75
0.48	0.52	4.56	4.60	4.58
0.52	0.56	5.21	5.62	5.42
0.56	0.60	4.98	4.40	4.69
0.64	0.68	8.45	6.89	7.67
0.68	0.72	8.38	8.98	8.68
0.72	0.76	6.39	7.14	6.77
0.76	0.80	6.27	5.41	5.84
0.80	0.84	5.86	6.53	6.20
0.84	0.88	6.14	5.48	5.81
0.88	0.92	5.74	6.02	5.88
0.92	0.96	6.16	5.94	6.05
0.96	1.00	6.55	6.79	6.67
1.00	1.04	5.48	5.71	5.59

**Tabela 3** – Medidas de IRI no Sambódromo do Anhembi (São Paulo), inaugurado em 1993, realizadas em 10/01/2011 (arquivo pessoal)

Início (km)	Fim (km)	IRI (mm/m)			
		trilha esquerda	trilha direita 1	trilha direita 2	médio por três perfis
0.00	0.05	2.88	2.29	2.46	2.54
0.05	0.10	1.65	1.70	1.78	1.71
0.10	0.15	2.41	2.44	2.47	2.44
0.15	0.20	2.16	2.16	2.13	2.15
0.20	0.25	1.81	1.83	1.82	1.82
0.25	0.30	1.80	1.78	1.54	1.71
0.30	0.35	1.92	2.07	1.57	1.85
0.35	0.40	1.47	1.71	1.32	1.50
0.40	0.45	1.70	2.46	2.17	2.11
0.45	0.50	1.86	2.28	2.09	2.08
0.50	0.54	2.44	2.03	1.96	2.14

Para o primeiro caso denotado na tabela 1, sabe-se que a construção foi realizada de modo não mecanizado, com formas laterais e pessoal consolidando e desempenando o concreto, seguido de texturização manual. É possível que este seja também o caso apresentado na tabela 3 para a passarela das escolas de samba, construída cerca de 20 anos antes. Os padrões de IRI atuais, variando entre 1,50 e 2,54 mm/m contra algo em torno de 6 mm/m em pavimento novo (tabela 1), faz-nos pensar: Desaprendemos a consolidar, desempenar, e nivelar a superfície de concretos frescos para pavimentação? É evidente que a mão de obra varia de empresa para empresa, bem como a própria qualificação das empresas de construção. Então, a certificação de obra para a construção de pavimentos de concreto poderia ser um primeiro passo para evitar os lamentáveis resultados apresentados na tabela 1?

A tabela 2 reflete ainda mais frustração e desolação. Um novo corredor de ônibus, novamente construído com formas laterais, apresenta resultado de IRI entre 4,50 mm/m (já necessitando de restauração sob o ponto de vista de conforto) é superior 8,00 mm/m. O que está ocorrendo para executarmos obras de pavimentação em concreto de tão baixa qualidade funcional imediatamente após sua conclusão? Há ainda o agravante inexorável de que pavimentos com IRI iniciais elevados apresentaram fatalmente durabilidade inferior. Cabe aqui fazer a ressalva de que não existe normalização ampla para os processos construtivos de

pavimentos de concreto no Brasil; porém, para o caso de equipamento com formas deslizantes, existe uma norma técnica (DNIT-ES-049-2009), o que analisamos na sequência.

No item 7.3.2 “Controle da irregularidade longitudinal” relacionado à norma para a execução de pavimentos de concreto retromencionada, é imposta a exigência quanto à qualidade funcional ou operacional da superfície de rolamento após a execução do pavimento: “O pavimento será aceito quanto à irregularidade longitudinal, quando o IP for igual ou inferior a 240 mm/km. Opcionalmente, o acabamento longitudinal da superfície poderá ser verificado por aparelhos medidores de irregularidade tipo resposta ... Neste caso, o Quociente de Irregularidade (QI) deve apresentar um valor inferior ou igual a 35 contagens por quilômetro (IRI=2,7 m/km).”

**Tabela 4** – Alguns padrões de IRI normalizados nos EUA (WSDOT, 2012)

Categoria	Valor da Irregularidade - IRI (em mm/m)			
	FHWA		WSDOT	
	mín	máx	mín	máx
Muito Bom	-	0,95	-	1,50
Bom	0,96	1,50	1,52	2,68
Regular	1,52	1,89	2,70	3,47
Pobre	1,91	2,68	3,49	5,05
Muito Pobre	2,68	-	5,05	-

Se tomarmos os padrões empregados nos Estados Unidos da América para descrever as categorias ou qualidades de conforto do rolamento oferecido em rodovias federais e estaduais, os valores tenderão a ser bem mais restritivos. Na tabela 4, são apresentados os valores limites por categoria de IRI para o Departamento de Transportes do Estado de Washington e para a Federal Highway Administration (WSDOT, 2012). Observe que o valor máximo de IRI para que o pavimento possa ser considerado apenas “regular” é de 1,89 mm/m nos padrões do FHWA. Evidentemente, tal valor não é razoável para novas construções, quando se exige, no mínimo, que seja categorizada como “bom” em termos de IRI (máx. IRI = 1,50 mm/m). O WSDOT já apresenta maior tolerância em sua classificação, admitindo como “bom” um pavimento com IRI máximo de 2,7 mm/m. Se aplicarmos essa categorização mais

branda à norma brasileira (DNIT, 2009), estaremos sempre aceitando como bem executados e construídos pavimentos com IRI de até 2,7 mm/m nos padrões do WSDOT. As células com hachuras na tabela 4 indicam os valores considerados inaceitáveis para o IRI.

**Tabela 5** – Alguns valores de IRI medidos na BR-101/PB, pista em duplicação (CARVALHO *et alii*, 2012)

Trecho	IRI (mm/m)		
	trilha esquerda	trilha direita	médio por dois perfis
1	1.04	0.84	0.94
2	0.84	0.78	0.81
3	1.62	1.43	1.52
4	0.97	2.59	1.78
5	0.65	1.04	0.84
6	1.56	2.53	2.04
7	1.17	4.54	2.85
8	1.95	1.62	1.78
9	1.23	1.30	1.26
10	0.84	1.95	1.39
11	1.88	0.78	1.33
12	4.99	1.23	3.11
13	0.58	1.30	0.94
14	3.31	2.59	2.95
15	2.21	0.32	1.26
16	4.09	0.58	2.33
17	1.62	0.65	1.14
18	2.53	0.39	1.46
19	2.33	1.04	1.69
20	1.17	0.65	0.91
21	2.46	0.39	1.43
22	2.33	1.43	1.88
23	0.71	1.69	1.20
24	0.71	1.10	0.91

Mesmo com o emprego de equipamentos com formas deslizantes, parece que têm ocorrido dificuldades para se atingir, com constância, a meta preconizada em norma do DNIT de 2,7 mm/m como limite superior para um pavimento de concreto recém-construído. O que nos relata isso, por exemplo, são dados da obra publicados por Carvalho *et alii* (2012) sobre os resultados obtidos de irregularidade em pavimentação em concreto na BR-101, lote 5 de construção, no Estado da Paraíba, nos anos de 2009, em trecho experimental, conforme descrito pelos autores. Os dados oferecidos pelos autores foram obtidos em

coleta empregando nível e mira, posteriormente, convertidos em QI. Na tabela 5, são apresentados os valores de IRI agora convertidos a partir dos valores de QI extraídos graficamente do trabalho acima mencionado, de acordo com a equação proposta por Barella (2007).

Os dados apresentados na tabela 5 sugerem que, em grande parte de um trecho experimental, foi atingida a meta buscada de 2,7 mm/m; todavia, ocorrem fugas dessa meta, como são os casos demarcados com hachuras. Em nossa opinião, essas fugas do valor meta, que deveria ser atingido sem maior grau de dificuldade com equipamentos com formas deslizantes, têm seus maiores alçozes em três aspectos que se analisam na sequência: (1) irregularidade presente na superfície da base cimentada de apoio para o lançamento do concreto; (2) passagem de lagartas de equipamentos com formas deslizantes sobre áreas laterais mais irregulares que a própria base; (3) deficiência de sincronismo de produção entre usinagem do concreto, transporte e aplicação em pista e variabilidade na trabalhabilidade do concreto fresco. Analisaremos a cada questão acima apontada, encaminhando para a possibilidade de consideração racional de construção de bases asfálticas sob pavimentos de concreto para minimizar os problemas recentes e presentes de espessura de placas e irregularidades em pavimentos de concreto recém-construídos no Brasil.

### 3. BASES CIMENTADAS SOB PLACAS DE CONCRETO SIMPLES OU ARMADO

As bases cimentadas, em sentido geral e não por nomenclatura formal, são as mais empregadas no Brasil para a construção de pavimentos de concreto. Atualmente, as mais comuns são aquelas elaboradas com concretos compactados com rolo (CCR) e britas graduadas tratadas com cimento (BGTC). Do ponto de vista do material, apresentam diferenças práticas em termos de consumo de cimento ( $100-120 \text{ kg/m}^3$  contra  $85 \text{ kg/m}^3$ ) e granulométrica (o CCR com distribuição mais contínua toma determinadas faixas granulométricas já consagradas para os CCRs e desenvolvidas por Pittman e Ragan, 1998). Essas peculiaridades resultam em gritantes diferenças de desempenho entre ambos os materiais, sendo que, com base em diversos estudos, pode-se considerar o CCR um material mais racio-

nalmente concebido, do ponto de vista da pavimentação, que a BGTC. Há ainda casos raros de emprego de bases de solo-cimento sob placas de concreto, cujas mazelas aqui não analisaremos para não fugir do foco principal.

#### 3.1. EXIGÊNCIAS PARA O CONCRETO COMPACTADO COM ROLO COMO BASE (DNER-ES-322-97)

Uma vez trabalhando a base em CCR em flexão, assim como a placa sobre si, seria de se esperar que normativas exigissem o controle da resistência em flexão do material. Porém, há que se reconhecer que não há norma nacional para o dimensionamento estrutural de placas de concreto para a pavimentação e, portanto, ainda não fora pensada tal necessidade, posto que certamente os técnicos não refletiram também sobre a resistência à tração necessária para o CCR, limitando-se a norma a impor uma exigência mínima à compressão (de projeto) aos sete dias, de 5 MPa, o que significaria algo em torno de 0,5 MPa de resistência à tração na flexão (bastante baixo valor), talvez para liberar o tráfego da obra sobre a camada acabada. A especificação em questão tem foco principal na resistência a ser atingida pelo concreto, sendo ainda indicada a necessidade de verificação de sua largura e espessura, o que se faz por nivelamento geométrico conforme recomenda a norma (item 7.3).

A especificação de serviço para o CCR exige (item 5.2, b) um “equipamento mecânico para o espalhamento do concreto.”, fazendo menção ao tipo de equipamento (item 5.3.4.1): distribuidoras de misturas asfálticas ou distribuidoras de agregados (quando se enquadrariam, de alguma forma, as motoniveladoras), porém dando preferência às distribuidoras de misturas asfálticas, desde que a espessura do projeto seja devidamente atingida após a compactação. No item 5.3.4.4, lê-se: “A superfície acabada deverá ser plana e uniforme, sendo toleradas irregularidades graduais de até 1 cm em faixas de 3 m de largura.” Também, em seu item 5.3.1, “A sub-base deverá exceder 50 cm, no mínimo, a largura total do pavimento de concreto, devendo sua superfície ser lisa e desempenada.”

Na tabela 6 que se segue, é ilustrado um caso real de verificação de espessuras de placas de concreto que

deveria ser de 230 mm (espessuras obtidas por meio da extração de amostras). O número de placas executadas no caso em questão era da ordem de poucos milhares. Observam-se nos dados coletados que mais de 95% das amostras atenderam à espessura projetada. De maneira surpreendente, as extrações (considerados valores individuais obtidos) permitiram verificar inúmeros pontos com espessuras acima de 25 cm, como, por exemplo, 290 mm, 310 mm, 270 mm, 308 mm, 269 mm, 278 mm, 272 mm, 275 mm, 268 mm, 270 mm, 290 mm, 286 mm, 275 mm, 280 mm, 314 mm, 265 mm, 275 mm, 281 mm, 275 mm, entre outros. De tal sorte que o executor da obra (construtor) foi pago pela espessura do projeto de 230 mm no cálculo do volume do pavimento de concreto executado. Além disso, ocorriam variações de mais de 10 mm em espessuras de amostras extraídas de uma mesma placa (centro, borda longitudinal, cantos, juntas)!

Não se deve crer que o empreiteiro executou espessuras maiores (e não foi pago para isso) a título de camaradagem. O controle de acabamento da base em CCR foi a fonte das falhas e uma vez colocada a linha-guia para a movimentação da pavimentadora, a distância entre essa linha-guia e a superfície da base em CCR variou randomicamente, tanto no sentido longitudinal quanto em uma direção perpendicular à linha-guia, no sentido transversal. Ou seja, a falta de qualidade no acabamento da base implicou em penalização ao executor, no que tangia às espessuras resultantes em placas de concreto.

**Tabela 6** – Variação de espessuras em placas de concreto simples sobre base de CCR (arquivo pessoal)

Espessuras observadas (cm)		Frequência (%)
mínima	máxima	
17,5	20,9	2,1
21,0	21,9	1,3
22,0	22,4	0,6
22,5	22,9	0,8
23,0	30,0	95,2

Os valores de espessuras elevados, em contrapartida aos valores reduzidos, o que ocorreria de modo mais ou menos constante, são indicadores de que não fora cometido um erro sistemático ou ação de má-fé. Mas,

o que causaria toda essa variabilidade? Será que a linha-guia da pavimentadora não estava corretamente nivelada, fixada e esticada? A resposta para tal questão permeia o método construtivo empregado para a camada de base. Não existe, em princípio, nenhuma restrição ou impedimento ao emprego de motoniveladoras para a distribuição do CCR solto, conforme se extrai da especificação. Por outro lado, a distribuição de CCR com essa técnica pode levar a falhas de acabamento e de planicidade superficial, inclusive com possível herança de perfil (irregular) da camada de sub-base de brita graduada simples sob esse mesmo CCR.

É possível ser afirmar, com elevado grau de certeza, que as diferenças registradas em espessuras são, via de regra, devidas à variabilidade da superfície do CCR executado antes do lançamento do concreto com a pavimentadora de formas deslizantes e não de falha de operação ou regulação geométrica da pavimentadora. As falhas que ocorrem não são sistemáticas (sempre redundantes em menor espessura, por exemplo) e é plenamente possível que, como se verificou nesse exemplo, seja comum inclusive que em uma mesma placa ocorra variação de espessura no concreto, devido às circunstâncias acima mencionadas. Os dados apresentados em função das sondagens rotativas não mostram um erro (intencional ou acidental) de espessuras de placas de concreto e sim uma variabilidade, o que aparentemente apenas os argumentos técnicos acima podem explicar.

### 3.2. MEDIDAS MITIGADORAS

Evidentemente, face ao problema de variações de espessuras finais de placas de concreto que se tem verificado em muitas obras rodoviárias, há de se tomar uma diretriz certa para minimizar o problema. Por que medidas são necessárias? As respostas são bastante simples:

1. os pavimentos em concreto possuem um comportamento preferencial de degradação sob o fenômeno de fadiga; esse fenômeno é muito sensível a variações milimétricas na espessura de placas de concreto, de tal sorte que essas variações devem ser obliteradas de modo contundente;
2. uma vez executado e curado o concreto, qualquer medida corretiva de espessura é cabalmente difícil,

sendo, em geral, as operações de demolição as mais cabíveis, outra razão para se evitar sabiamente o não atendimento de espessuras do projeto;

3. as espessuras superiores àquelas do projeto não serão pagas ao executor da obra. “Não serão considerados quantitativos de serviço superior ao indicado em projeto” (item 8, DNIT 049/2009 – ES).

O confronto das condições acima ilustradas faz-se com as seguintes possíveis medidas mitigadoras:

- i. Alteração na norma DNIT 049/2009 (exigência de maior rigor construtivo nas espessuras)

Do item 7.3.1 da norma DNIT 049/2009 se extrai, quanto ao controle da espessura da placa de concreto, que o controle de espessura é realizado pela média de valores individuais e que não se toleraria um valor individual algum resultando em 10 mm a menos que a espessura projetada. Aqui, começa a mitigação do problema, com maior rigidez na norma.

A norma deveria considerar um limite de tolerância estatístico, de 2,5% para menos, de possibilidade de espessuras individuais inferiores à espessura do projeto. Quanto a tolerar 10 mm a menos na espessura da placa, trocando em miúdos, seria o mesmo que condenar os trechos da rodovia a uma durabilidade 50% menor (em tempo, mantido o tráfego idêntico), dependendo do caso. A experiência tem mostrado que tal tolerância deve ser mais restritiva, sugerindo, aqui, que fosse de alguns milímetros (2 a 4).

- ii. Exigir emprego de vibroacabadora de misturas asfálticas

Em várias obras nas quais o CCR foi executado com espalhamento com motoniveladoras, têm sido verificadas importantes variações de espessuras finais nas placas de concreto. Quando o pavimento de concreto é executado com formas ou formas-trilho, esse problema reduz, embora haja ônus para quem executa a obra com essa técnica, pois as formas se apoiam na base de CCR e ficam partes de seu fundo suspensas devido ao desnivelamento; isso incorre em maior consumo de concreto (que não será pago pelo Estado ou pela concessionária).

Mitigar tal problema passa obrigatoriamente pela exigência de um espalhamento com pré-compactação do material, o que exige vibroacabadora de misturas asfálticas, malgrado o processo de compactação por vibra-

ção acabe por causar desnivelamentos finais naturais na superfície do CCR. De qualquer modo, o emprego do processo indicado, como obrigatório, contribuiria para reduzir o problema de variação em espessuras de placas de concreto.

Curioso observar que a norma DNIT-059-2004-ES, para camadas de CCR como revestimento final de pavimentos, o que exigiria mais rigor ainda na qualidade superficial, dados os fatos expostos, indica abertamente o emprego de um “equipamento mecânico para o espalhamento do concreto; podendo ser empregado trator do tipo D4 ou motoniveladoras,...” (item 5.2).

- iii. Aplicar camada niveladora corretiva de mistura asfáltica fina

O concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ), mais moldável, conformável e ajustável à compactação, poderá ser empregado para um reperfilamento da superfície sem planicidade do CCR. Esta técnica teria resultados bastante positivos no ajuste da superfície da base para mitigar os problemas de variações nas espessuras das placas de concreto. Todavia, daqui emerge um dilema: Se o material CAUQ permite atingir melhores resultados sob esse aspecto, por que não usá-lo integralmente na camada de base, ao invés de adicionar um custo a mais na construção? Deve ser considerado também que tal solução não modificaria o comportamento rígido do sistema de apoio, o que é crucial para a análise proposta. Adiante, somaremos mais questões técnicas, de natureza conceitual, para reforçar essa ideia.

- iv. Fazer cepilhamento da superfície da base para garantir a planicidade

O cepilhamento da superfície de pavimentos de concreto tem sua origem em meados dos anos 1960, quando superfícies de concreto lisas de antigas rodovias apresentavam-se como um problema e risco de acidentes de trânsito, além do problema principal, que era o excessivo escalonamento em juntas transversais das placas de concreto. O entendimento da aplicação do cepilhamento sempre se ateve à necessidade de manutenção de pavimentos de concreto, e não como parte de seu processo construtivo.

Problemas generalizados de irregularidade superficial inadequada em diversas rodovias recém-construídas

no Brasil, como o rodoanel metropolitano Mário Covas em São Paulo (2002) e determinados trechos da BR-101 no Nordeste (2005-2010), induziram ao uso de cepilhadoras como um artifício para a redução dos valores de IRI nos pavimentos de concreto. Infelizmente, um cepilhamento precoce como medida mitigadora dos elevados valores de IRI encontrados nessas obras.

Quando aplicado à superfície dos pavimentos de concreto, o cepilhamento superficial gera duas situações paradoxais. Primeiramente, criam-se ranhuras longitudinais no pavimento de concreto, opondo-se a conceitos bem sedimentados de como a texturização auxiliaria na drenagem superficial transversal (para fora da pista) e como os microcanais reduziram os riscos de aquaplanagem para os veículos. Em segundo lugar, mas não menos importante, o cepilhamento reduz a espessura das placas de concreto (figura 2). Essa redução impõe inexoráveis perdas (variáveis trecho a trecho) na vida de fadiga das placas de concreto, como já analisado em caso de reduções mínimas de espessuras (alguns milímetros).



**Figura 2** – Redução de espessura de 8 mm na superfície do concreto em rodovia federal, após sua construção, por cepilhamento, para a correção de irregularidade excessiva (acervo pessoal)

Contudo, malgrado seus males para as placas de concreto sob o enfoque estrutura-durabilidade, o cepilhamento poderia ser empregado para o reperfilamento das camadas de base em CCR ou BGTC recém-construídas, sem tantos danos estruturais para o pavimento inteiro.

- v. Empregar base asfáltica integral em CAUQ

A capacidade de moldagem (adensamento) das misturas asfálticas é amplamente conhecida, sendo sua superfície acabada, em obras rodoviárias de qualidade, muito superior àquela das camadas de CCR, em termos de planicidade (e por consequência das análises que encaminhamos neste artigo, de qualidade superior a superfícies de placas de concreto). Mesmo em obras noturnas de grande complexidade, em vias de tráfego pesado, com muita interferência na operação viária e vice-versa, as misturas asfálticas resultam facilmente em valores de IRI iniciais inferiores a 2 mm/m ou 1,5 mm/m (Nakahara *et alii*, 2006), dados que expressam tal superioridade de acabamento e planicidade do CAUQ.

#### 4. RODAGEM DAS ESTEIRAS DAS PAVIMENTADORAS COM FORMAS DESLIZANTES

As pavimentadoras com formas deslizantes de grande capacidade de produção possuem esteiras (lagartas) laterais para sua locomoção, podendo haver uma ou duas esteiras em cada lado da máquina. A velocidade é controlada para cada esteira da máquina. Essas esteiras são compostas de sequência de elementos rígidos de aço que formam uma corrente larga, sendo, sobre as esteiras, descarregado um peso total de 20 a 140 toneladas, dependendo do tamanho da pavimentadora.

O apoio para as lagartas operarem, em geral a base do pavimento, não pode apresentar uma deformabilidade importante. A operação da pavimentadora deveria ser considerada pelos projetistas ao tomarem decisões quanto a materiais de base em pistas e acostamentos. Sabe-se, por exemplo, que bases em materiais granulares ou solos podem apresentar uma deformação elástica, e até mesmo plástica, considerável pela passagem da esteira sobre sua superfície.

Essas deformações implicam em movimentos verticais e diferenciais indesejáveis para a concretagem do pavimento, pois após a cura, refletem-se como saliências que podem sequencialmente se acumular, penalizando a qualidade do perfil final da superfície do concreto, o que leva a maiores valores de IRI. Também, a presença de concreto derramado ou espalhado lateralmente sobre os caminhos das esteiras, bem como de agregados e barras de aço deixadas de lado, ou

qualquer outro elemento, afeta a operação suave das esteiras que, com os solavancos verticais, produzem imperfeição na qualidade do acabamento do concreto na superfície do pavimento. Essas irregularidades não são perceptíveis a olho nu. Portanto, algumas regras são fundamentais para que a movimentação das esteiras se dê sem solavancos que afetem a qualidade de acabamento da superfície do concreto. São elas:

1. grande planicidade do acabamento superficial das camadas por onde se darão os caminhos de percurso das esteiras. No caso de uso das bases de BGTC ou CCR, conforme analisado neste artigo, a falta de planicidade da extensão lateral dessas bases contribuirá para o aumento do IRI inicial do pavimento acabado;
2. apoio muito pouco deformável elasticamente; os solos podem apresentar grande deformação elástica, o que as bases cimentadas e asfálticas não impõem;
3. apoio que não apresente deformação plástica durante a passagem da esteira. Os solos podem apresentar muita deformação plástica, bem como as bases em materiais granulares, como a brita graduada simples (BGS);
4. limpeza completa dos caminhos de percurso das esteiras: remover resíduos como madeiras, pregos, barras de aço, restos de concreto fresco ou endurecido, agregados etc.

Além disso, há esteiras com largura frontal variável. Essas larguras variam, de fabricante para fabricante e de modelo para modelo, podendo chegar a 350 mm (SP-84/WIRTGEN). Considerando um afastamento do limite interno da esteira de cerca de 300 mm da face de concretagem vertical de uma seção, o limite externo da esteira estaria caminhando a 650 mm, aproximadamente, da face vertical de concretagem adjacente. É razoável pensar que 500 mm de extensão de uma base cimentada ou de CCR sejam muito limitados para a faixa operacional das esteiras; há que se pensar, na fase do projeto, nessa questão operacional, combinada com questões de pavimentação, geometria e drenagem, para definir as seções transversais dos pavimentos. Bases asfálticas integrais em toda a seção transversal representariam uma economia de recursos (como se verá adiante), maior planicidade e resistência adequada para a operação das esteiras de equipamentos com formas deslizantes.

## 5. FALHAS DE SINCRONISMO E CONSTÂNCIA NA PRODUÇÃO DE CONCRETO (TRANSPORTE-DISTRIBUIÇÃO-ABATIMENTO)

A velocidade de concretagem das pavimentadoras varia entre 5 e 12 m/min (esta última para a SP-84), embora, em nossa experiência no Brasil, estejamos trabalhando com velocidades menores. Se a largura de concretagem atingir duas faixas (acostamento e faixa externa) e 6,5 m, para uma espessura de 240 mm de placa de concreto, seriam espalhados 7,8 m<sup>3</sup> por minuto para uma velocidade de deslocamento de 5 m/min. A produção horária, neste caso, seria de 468 m<sup>3</sup> de concreto, necessária e suficiente para atender ao serviço em pista. Três usinas dosadoras-misturadoras com produção de 140 m<sup>3</sup>/h seriam requeridas para alimentar a pavimentadora em pista, sem paradas; para 1,5 m por minuto (caso comum de operação no Brasil), uma usina dosadora-misturadora de 140 m<sup>3</sup>/h em operação contínua.

As paradas representam deslocamentos anômalos nas máquinas pavimentadoras, bem como variações bruscas de velocidades. Após uma parada da máquina, sendo novamente alimentada, é necessário variar sua velocidade de zero a 5 m/min para reestabelecer sua condição de trabalho original. Essas variações perturbam a qualidade superficial da concretagem e o acabamento, gerando áreas com disparidades na planicidade requerida, o que novamente afetará o resultado final dos serviços, com incrementos variáveis no valor de IRI.

Outro aspecto pouco explorado é a variabilidade reológica indesejável dos concretos frescos. Nossa experiência indica que máquinas pavimentadoras, de diferentes fabricantes, possuem capacidades diferentes de avançar sobre a massa fresca de concreto sem sobressaltos. Durante um dia de obra ou durante dias, semanas ou meses, o abatimento do concreto pode variar em função de vários condicionantes. Mantida a produção constante em termos de origem de agregados, ligantes hidráulicos e relação água/cimento, o abatimento do concreto fresco em pista poderá estar alterado em relação a um padrão necessário e específico para um determinado resultado com dado equipamento. Essas alterações poderão ocorrer se houver “umedecimento” ilícito do concreto fresco ao ser lan-

gado em pista (molhagem suplementar, altamente indesejável para um concreto pré-misturado em usina) ou se ocorrerem variações de umidade do ar e temperatura na zona da obra; as variações em distâncias de transporte corroboram também os demais fatores para a alteração do abatimento do concreto fresco.

Esses são típicos aspectos construtivos, nos quais a responsabilidade recai sobre quem executa a obra, pois para sua execução, seria deveras importante ocorrer um planejamento da obra dentro de suas peculiaridades, com definição de tarefas escalonadas para os trechos de construção, requerendo muito controle para existir continuidade nos parâmetros de trabalhabilidade dos concretos usinados e transportados a distâncias e sob condições climáticas variáveis.

## 6. EMPENAMENTO TÉRMICO DAS PLACAS DE CONCRETO – EFEITOS DA BASE CIMENTADA

O empenamento térmico nas placas de concreto, causador de tensões de tração na flexão, além daquelas causadas pelo carregamento de veículos, foi analisado de modo bastante profundo pela academia nacional, tanto do ponto de vista experimental (Severi e Balbo, 2001; Pereira e Balbo, 2001; Balbo e Severi, 2002; Severi e Balbo, 2008) quanto do ponto de vista teórico e conceitual (Balbo, 2007; Rodolfo e Balbo, 2008; Rodolfo e Balbo, 2009; Rodolfo e Balbo, 2010). Neste artigo, nos limitaremos a analisar, do ponto de vista mecanicista, o efeito da rigidez do sistema de apoio nas tensões de empenamento nas placas de concreto, que merece melhor compreensão dos engenheiros de projeto (Balbo, 2009b).

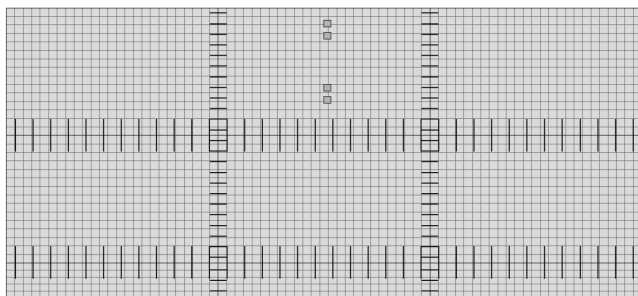
Para tal análise, usou-se o programa de elementos finitos ISLAB2000 (Galasova *et alii*, 2000), muito empregado para análises de pavimentos de concreto, com vistas a simular os efeitos de diferenciais térmicos entre o topo e o fundo de placas de concreto. Tal programa foi utilizado para a modelagem de tensões, via redes neurais, na estrutura analítica do guia de projetos de pavimentos de concreto em vigência atualmente nos EUA, elaborado pela AASHTO (NCHRP, 2003). Os programas de elementos finitos permitem uma aplicação mais realística das situações encontradas em pista: a presença de barras de transferência e de ligação; di-

ferenciais térmicos previstos; tratamento do subleito como camada elástica profunda (pelo modelo do líquido denso, por exemplo); definição das dimensões planas reais das placas de concreto; consideração da espessura da base cimentada ou asfáltica do pavimento e determinação dos esforços horizontais atuantes nessas camadas; imposição da rigidez real das bases de pavimentos pela consideração simultânea de suas espessuras e seus módulos de elasticidade; simulação da interface de contato entre as camadas inferiores da base e da sub-base pelo modelo de Totsky (Balbo, 2009); e determinação de deformações e esforços solicitantes em qualquer ponto de qualquer camada da estrutura. Sabemos que critérios, oficiais ou não, anteriores à década de 1990 são inaptos para diversas dessas análises globais, permeados por simplificações e carregados de modelos empíricos desenvolvidos para climas frios e não aplicáveis no Brasil (é o caso do procedimento não oficial da Portland Cement Association de 1984, um guia pensado pela indústria de cimento americana, infelizmente tido no Brasil como o “Livro das Revelações” e com conhecimento final e último para o projeto de pavimentos de concreto simples).

Para as simulações, foram empregados parâmetros de temperatura em placas de concreto obtidos nos arredores da cidade de Recife, na BR-232/PE. A temperatura no fundo da placa em Recife atingia seu máximo no mês de janeiro, com 32° C, e seu mínimo no mês de agosto, com 26° C, com diferenciais térmicos ( $\Delta T$ ) diurnos máximos típicos de 15° C e 10° C para as estações seca e chuvosa, respectivamente (Balbo *et alii*, 2004). Consideradas as temperaturas com que as bases asfálticas trabalhariam então, na maior parte do tempo inferiores a 30° C, problemas de deformação plástica nelas seriam muito minimizados, inclusive porque as placas impõem tensões verticais sobre as bases com valores não superiores a 10% do valor comumente encontrado sobre bases de pavimentos flexíveis. Além de tudo, o módulo de resiliência dessa base asfáltica, em condições de trabalho em pista, seria elevado (foi adotado para as simulações o valor de 7 GPa), tendo combinadas baixas temperaturas e baixas pressões (Pereira e Balbo, 2001). Os módulos de elasticidade adotados para os concretos foram de 28 GPa (placa) e 24 GPa (base em CCR).

O carregamento para as análises foi de um eixo simples de rodas duplas no limite da carga máxima legal imposta às rodovias brasileiras por Lei federal (100 kN). Supõe-se que tal eixo não esteja absolutamente centrado na área da placa durante sua passagem, porém esteja deslocado em 300 mm para próximo da borda externa, situação mais crítica para os projetos. Nos itens que se seguem, são apresentadas três situações de estruturas de pavimentos de concreto simples, com placas de 220 mm de espessura, com gradiente térmico de  $0,0682^{\circ}\text{C/mm}$  entre o topo e o fundo da placa. As bases consideradas são:

- (1) base de 100 mm CCR em contato com a placa de concreto; o CCR possui um  $\Delta T$  atuante de  $5^{\circ}\text{C}$ ;
- (2) base de 100 mm CCR com cobertura de massa asfáltica fina de espessura média de 25 mm com módulo de resiliência ( $M_R$ ) de 5.500 MPa (embora fosse possível pensar em um valor mais elevado devido ao confinamento que sofrerá essa camada); o CCR possui um  $\Delta T$  atuante de  $5^{\circ}\text{C}$  e massa fina de reperfilagem  $\Delta T = 2^{\circ}\text{C}$ ;
- (3) base asfáltica em CAUQ tipo binder com  $M_R = 7.000\text{ MPa}$ ; a camada possui  $\Delta T = 5^{\circ}\text{C}$ . Em todos os casos, o módulo de reação do subleito (material selecionado ou MS) foi tomado como 45 MPa/m.



**Figura 3** – Malha de elementos finitos para a análise do ESRD de 100 kN

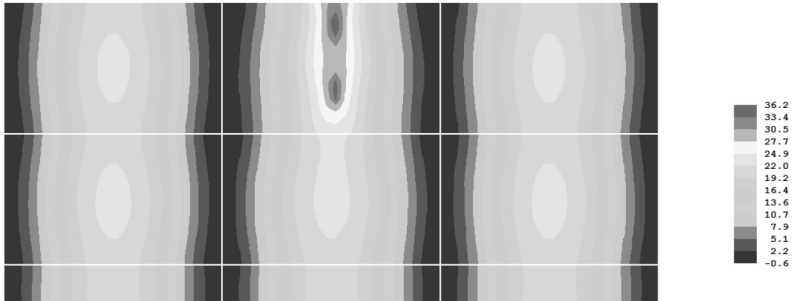
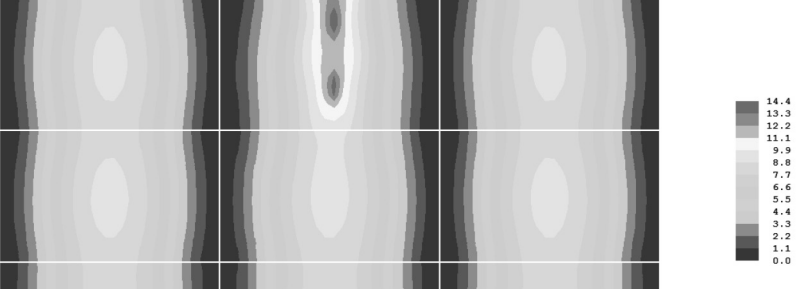
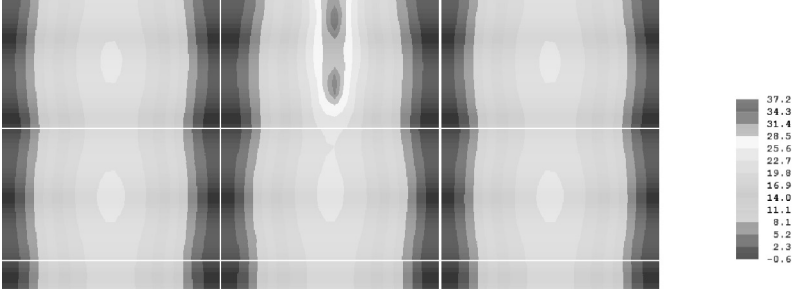
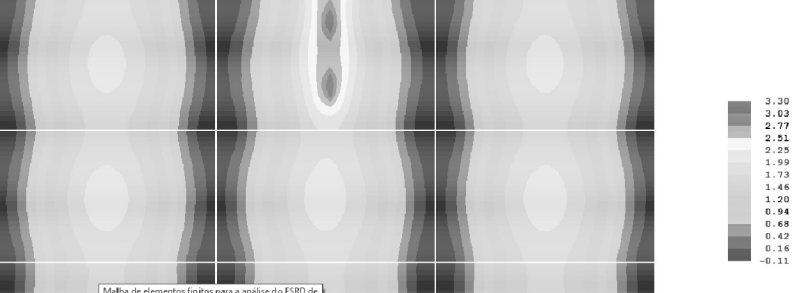
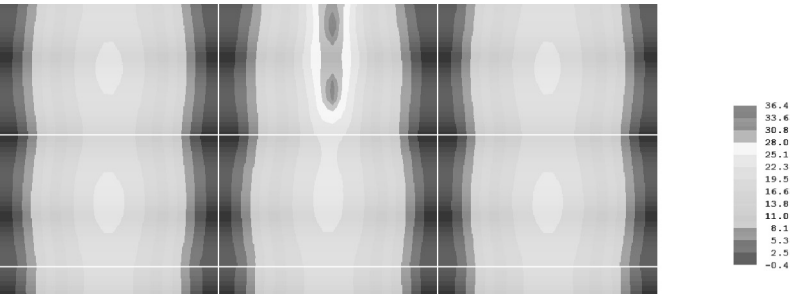
O primeiro caso é bastante representativo das estruturas empregadas na BR-101/NE. As placas possuem uma dimensão de 6 m de comprimento por 3,6 m de largura, existindo duas faixas de rolamento nessas condições; há também uma faixa de segurança de 1 m de largura. As juntas longitudinais e transversais estão providas de barras de ligação (12 barras) e barras de transferência de carga (12 barras). O acostamento não possui transferência de carga em sua borda com as placas, sendo asfáltico e flexível. A figura 3 mostra

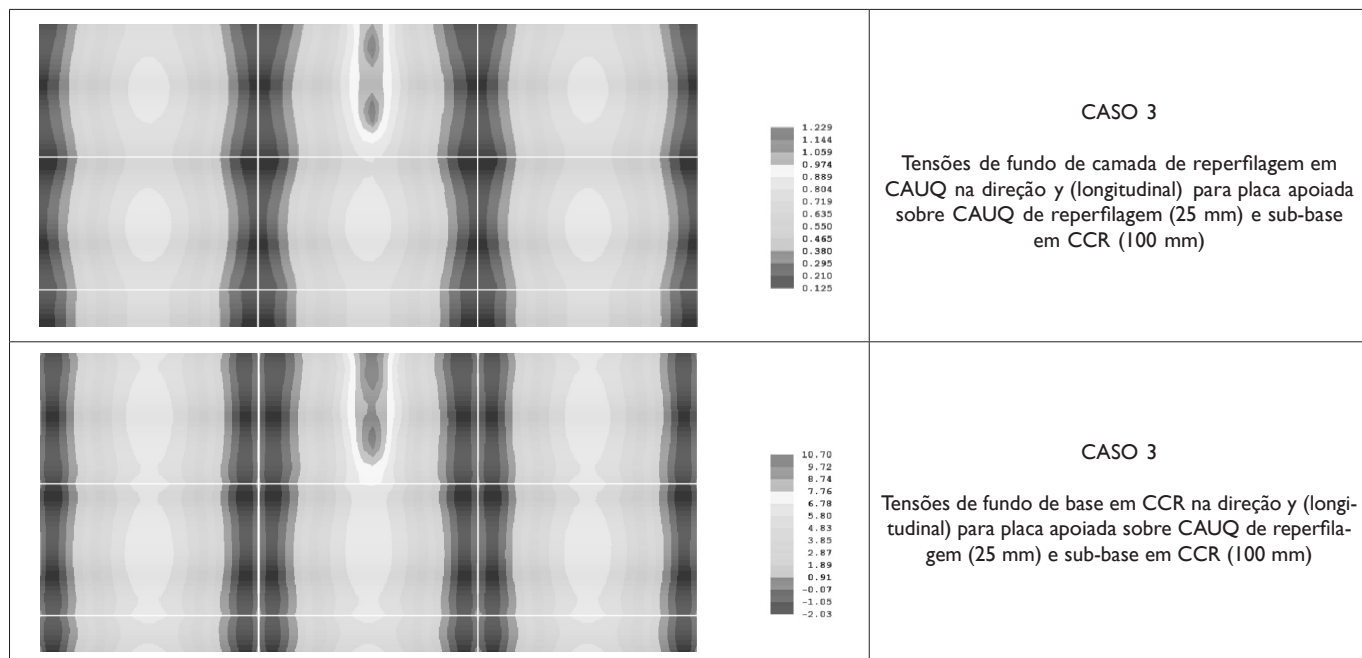
o arranjo geral da malha de elementos finitos para o problema analisado.

Na figura, 4 são apresentados os resultados para as tensões críticas de tração na flexão no fundo das camadas de placa de concreto, bases em CCR e CAUQ como bases integrais (casos 1 e 2) ou CAUQ como camada fina de reperfilagem sobre a superfície do CCR (caso 3). Todas as tensões são para a direção  $y$ , no sentido do tráfego, na qual ocorrem os valores críticos. Observe que as tensões nas placas de concreto, devido às cargas do tráfego e às cargas ambientais, são potencialmente idênticas nos três casos e possuem um valor de 3,7 MPa. Do ponto de vista da análise estrutural para as placas, os três dimensionamentos são semelhantes; esse valor de tensão seria bastante indesejado para as condições estudadas, pois o concreto deveria possuir um valor de resistência à tração na flexão ( $f_{ct,f}$ ) de 4,5 MPa, portanto, os riscos de fadiga precoce para o dimensionamento apresentado são elevados, dependendo do número de repetições de cargas.

Todavia, não se consente julgar semelhança para os esforços nas camadas de CCR para os casos estudados. No caso 1, típico dimensionamento no Brasil, o valor de tensão de tração na flexão no CCR é muito elevado, pois o CCR nas condições típicas do projeto tem sua resistência variando em torno de  $f_{ct,f} = 1,8\text{ MPa}$ . Portanto, a tensão atuante encosta em 80% da tensão de ruptura, o que deve ser julgado como um mau dimensionamento. Nesse aspecto, a base em CAUQ (caso 2) trabalha de modo muito mais coerente, pois a tensão de tração crítica atuante no fundo da camada estaria em um terço da tensão de ruptura do CAUQ (que seria de 1 MPa). Para o caso 3, não existem riscos para a camada de massa fina de reperfilagem (tensão muito baixa em seu fundo). Todavia, a tensão no fundo da camada de CCR continua elevada (cerca de 1,1

MPa), próxima de 60% da tensão de ruptura do CCR, valor não favorável para os elevados volumes de tráfego em concretos. Considere que se a camada cimentada no caso 3 fosse concebida em BGTC (módulo de elasticidade semelhante ao CCR em fase íntegra), a tensão atuante verificada seria letal, sendo esse mesmo comentário válido para o caso 1. Há ainda que se considerar que, caso o módulo de resiliência em pista do CAUQ fosse maior do que o valor simulado, as tensões na placa de concreto sofreriam decréscimos.

Representação gráfica dos resultados de simulação pelo MEF	Observações
	<p>CASO 1</p> <p>Tensões de fundo de placa na direção y (longitudinal) para placa apoiada sobre CCR</p>
	<p>CASO 1</p> <p>Tensões no fundo da base de CCR para o caso de placa apoiada sobre CCR</p>
	<p>CASO 2</p> <p>Tensões de fundo de placa na direção y (longitudinal) para placa apoiada sobre CAUQ</p>
	<p>CASO 2</p> <p>Tensões no fundo da base de CAUQ para o caso de placa apoiada sobre base em CAUQ</p>
	<p>CASO 3</p> <p>Tensões de fundo de placa na direção y (longitudinal) para placa apoiada sobre CAUQ de reperfilagem (25 mm) e sub-base em CCR (100 mm)</p>



**Figura 4:** Curvas de isovalores de tensões de tração na flexão no fundo de camadas dos pavimentos analisados (os valores nas legendas são em  $\text{kgf/cm}^2$ )

## 7. CUSTOS DE CONSTRUÇÃO COMPARATIVOS PARA UMA BASE ASFÁLTICA EM PAVIMENTO DE CONCRETO

Para finalidades de uma comparação preliminar e básica de custos do emprego de bases asfálticas sob placas de concreto, foram considerados os custos unitários oferecidos pelo Sicro2 do DNIT (tabelas acessíveis on-line em <http://www.dnit.gov.br/servicos/sicro>) com data-base em setembro de 2013, para o Estado da Bahia. Os custos unitários consultados foram aqueles de código 2S 02 603 50 (sub-base de concreto rolado AC/BC) e código 2S 02 540 02 (concreto betuminoso usinado a quente “binder” AC/BC), cujas especificações de referência são a DNER-ES-322/97 e a DNER-ES-313/97, respectivamente. O BDI está incluído nos custos.

Primeiramente, deve ser considerado que o custo unitário previsto para o CCR no Sicro2 refere-se a uma equipe com produção horária de  $149 \text{ m}^3/\text{h}$ , enquanto que para o CAUQ, tem-se a referência de  $75 \text{ t/h}$ . Ao tomar o peso específico do CAUQ compactado de  $24 \text{ kN/m}^3$ , chega-se a uma produção horária de  $31,25 \text{ m}^3/\text{h}$ , o que leva a entender, com base no manual teórico do Sicro2, que há uma maior necessidade de patrulhas para a produção de camadas asfálticas em comparação ao CCR, sob uma base horária em  $\text{m}^3$ .

Conforme a ES-313/97, as camadas de binder devem empregar as faixas granulométricas A ou B, sendo que para tais faixas granulométricas, as espessuras máximas são de 70 e 75 mm. Essa última espessura é tomada como espessura da camada de base asfáltica do pavimento de concreto para as finalidades das análises presentes, mesmo porque não haveria necessidade de enrijecimento maior ainda da base asfáltica (por aumento de espessura), pois como apresentados no item anterior, os dimensionamentos concorrentes seriam equivalentes sob o ponto de vista de durabilidade das placas de concreto. Também há que se reduzir do custo do uso de base asfáltica a parte componente da aplicação de pintura de ligação com emulsão de ruptura rápida sobre o CCR, com a finalidade de inibição da aderência entre as camadas (bond breaker), face ainda aos resultados obtidos em testes laboratoriais por Fortes e Balbo (2001). O código de custo unitário no Sicro2 do DNIT para é 2S 02 400 00.

Na tabela 8, são apresentados os custos para a construção da base de CCR (e sua cobertura com emulsão RR-2C) para a seção transversal de pavimentação com duas faixas de rolamento de 3,6 m, um acostamento de 3 m e um refúgio de 1 m, o que leva a 11,2 m de largura total. A camada de CCR foi tomada com espessura típica de uso atual no Brasil de 100 mm e a espes-

sura da base asfáltica de 75 mm. Em ambos os casos, tem-se, por hipótese, essa camada de base sendo a mesma em toda a seção transversal do pavimento. A análise de custos realizada dessa forma permite concluir que a base asfáltica sob o pavimento de concreto

representaria uma economia de 18% na execução dessas bases de pavimentos. Para uma grande obra, com 500 km de extensão, como as temos real e futuramente no Brasil, a economia seria de aproximadamente 18 milhões de reais...

**Tabela 8** – Comparação de custos entre a base de CCR e a base asfáltica

Material	Custo unitário Sicro2 (R\$)	Espessura (mm)	Área (m <sup>2</sup> )/km	Volume 3 (m <sup>3</sup> )/km	Custo (R\$)/km	Varição percentual da alternativa (%)
CCR	172,71	100	11.207,20	1.120,72	193.559,55	-
Pintura de ligação sobre o CCR	0,18	-	11.207,20	-	2.017,30	-
CAUQ – binder faixa B	190,20	75	11.207,20	840,54	159.870,71	- 18,26

## 8. CONCLUSÕES

O título do presente artigo propunha um desafio ou a solução de uma dúvida. Com base nos argumentos apresentados, podemos responder a essa dúvida (e mais algumas insurgentes) da maneira como se segue:

- As bases em CCR ou BGTC não apresentam planicidade adequada para receber concreto fresco moldável sobre si e garantir a espessura do projeto; esse resultado, por vezes, penaliza o empreiteiro e, por vezes, penaliza a agência viária (e usuários), mesmo considerada uma mesma obra;
- As bases asfálticas apresentariam a planicidade desejável para uma redução expressiva dos problemas de variabilidade de espessuras de placas de concreto construídas sobre si;
- Considerados os efeitos de solicitações reais sobre as estruturas de pavimento, o emprego de base asfáltica integral sob as placas de concreto não apresenta desvantagens de natureza estrutural, resultando em placas com desempenho semelhantes;
- As bases de CCR em projetos corriqueiros, que são especificadas com 100 mm de espessura, apresentam níveis de tensão incompatíveis com uma durabilidade à fadiga necessária para as vias de médio a elevado volumes de tráfego;
- As bases asfálticas, em substituição às bases cimentadas, ainda que em menor espessura, não apresentariam desempenhos suspeitos ou críticos face aos baixos níveis de tensão às quais ficam submetidas; além disso, trabalham a temperaturas mais baixas que os revestimentos asfálticos e, portanto, com rigidez mais elevada;

- A substituição em projetos de camadas de CCR para o apoio de placas de concreto, por bases asfálticas (tipo binder convencional) integrais, poderá levar a uma redução substancial de quase 20% no custo de execução dessas bases de apoio de placas de concreto;
- A reperfilagem de bases em CCR com massa fina de CAUQ representaria aumentos de custos que deveriam ser muito bem considerados no orçamento global de uma obra; além disso, mantendo a camada inferior em CCR ou BGTC, ainda não solucionam o problema de tensões elevadas naquelas camadas cimentadas;
- Outrossim, a extensão da base asfáltica aos acostamentos e refúgio (para toda a seção transversal) garantirá uma operação com menores possibilidades de solavancos e variações verticais das esteiras de pavimentadoras de formas deslizantes, garantido uma melhor qualidade final do pavimento de concreto quanto ao IRI.

Malgrado em uma reflexão inicial para os problemas apresentados, podemos sim fazer a apologia do uso de bases asfálticas como camada de apoio para a construção de pavimentos de concreto, tanto do ponto de vista técnico (de projeto e execução da obra) como do ponto de vista econômico. Recomenda-se às agências rodoviárias e viárias, públicas ou privadas, procurar por esse salto de qualidade para a pavimentação em concreto.

“Examinai tudo; ficai com o que é bom.”

1Ts, 6, 21

(tradução livre a partir da New American Bible)

## 9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BALBO, J.T.; SEVERI, A.A. (2002) *Thermal gradients in concrete pavements in tropical environment: an experimental appraisal*. Transportation Research Record, v. 1809, p. 12-22, Washington, D.C.

BALBO, J.T.; GANASSALI, V.J.F.; PINA, M. (2004) *Análise Experimental de Tensões em Pavimento de Concreto Armado na*

*Rodovia BR-232/PE*. In: Anais do 46<sup>o</sup> Congresso Brasileiro do Concreto (CD-ROM), Instituto Brasileiro do Concreto, Florianópolis.

BALBO, J.T. (2007) *Consequências da temperatura em placas de concreto*. Concreto & Construção, v. 23, p. 66-76. BALBO, J.T. (2009) *Pavimentos de concreto*. Oficina de Textos, São Paulo.

BALBO, J.T. (2009, b) *Revisão crítica dos conceitos e reminiscências sobre o módulo de reação do subleito em pavimentos de concreto*. Revista Pavimentação, Associação Brasileira de Pavimentação, ano IV, jul/ago/set, p.44-58.

BARELLA, R.M (2007). *Contribuição para a avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos com perfilômetros*. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. Orientador: J. T. Balbo.

CARVALHO F<sup>o</sup>, J.; RODRIGUES, J.K.G.; LUCENA, A.E.F.L. (2012) *Avaliação funcional e estrutural de um trecho experimental em pavimento rígido: estudo de caso BR-101/NE lote-05-PB - obra de duplicação*. Revista Pavimentação, Associação Brasileira de Pavimentação, v. VII, p. 46-56.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2009). *Pavimento rígido – Execução de pavimento rígido com equipamento de fôrma-deslizante*. Norma DNIT 049/2009-ES. Especificação de serviço. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2004). *Pavimento rígido – Pavimento de concreto de cimento Portland, compactado com rolo*. Norma DNIT 059/2004-ES. Especificação de serviço. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1997) *Pavimentação – sub-base de concreto de cimento Portland compactada com rolo (sub-base de concreto rolado)*. DNER-ES-322/97, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro.

FORTES, R.M.; BALBO, J.T. (2001) *Estudo da aderência entre o CCP e concretos asfálticos para fins de utilização em pavimentos de whitetopping ultradelgado*. Revista Mackenzie de Engenharia e Computação, São Paulo, v. 1, nº1, p. 109-126.

GALASOVA, K.; KHAZANOVICH, L.; RAO, S.; SHATS, E.; YU, H.T. (2000) *ISLAB2000 Finite Element Analysis Program for Rigid and Composite Pavements*. User's Guide. Applied Research Associates, Inc. Champaign.

METROPOLITAN WASHINGTON AIRPORTS AUTHORITY (2004). MHA Home, Dulles International. *Runway 12-30 Reconstruction*. Disponível em: [www.metwashairports.com](http://www.metwashairports.com) (acesso: 31/12/2014)

NAKAHARA, S.M.; BALBO, J.T.; LEE HO, L. (2006) *Degradação de reforços asfálticos de uma via urbana*. In: Anais do XX Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Brasília.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (2003). *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*. Final Report, Project 1-37A. Transportation Research Board, Washington, D.C.

PEREIRA, D.S.; BALBO, J.T. (2001) *Gradientes Térmicos em Whitetopping Ultradelgado na Pista Experimental Instrumentada da USP*. Revista Transportes (Rio de Janeiro), v. 9, nº1, p. 69-87.

PITTMAN, D.W. e RAGAN, S.A., 1998. *Drying shrinkage of roller compacted concrete for pavement applications*. ACI Materials Journal, 95 (1), 19-25.

RODOLFO, M.P.; BALBO, J.T. (2008) *Stresses in concrete pavements: models to compute stresses considering tropical climate thermal gradients and wheel loads*. In: 37th Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, Montreal.

RODOLFO, M.P.; BALBO, J.T. (2009) *Novo critério de dimensionamento de pavimentos de concreto simples para as cargas ambientais e do tráfego*. Revista Pavimentação, v. Ano IV, p. 23-33.

RODOLFO, M.P.; BALBO, J.T. (2010) *Modelos para dimensionamento de pavimentos de concreto simples submetidos a carregamentos rodoviários e ambientais empregando análise multivariada de dados*. Revista Transportes (Rio de Janeiro), v. 18, p. 42-50.

SEVERI, A.A.; BALBO, J.T. (2001) *Gradientes térmicos em pavimentos de concreto nas condições de clima tropical*. In: XV Encontro Anual da Associação Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes. Panorama Nacional da Pesquisa em Transportes, v.1, p. 299-308, Campinas.

SEVERI, A.A.; BALBO, J.T. (2008) *Previsão de diferenciais térmicos em pavimentos de concreto simples em ambiente tropical*. Revista Estradas (Porto Alegre), v. 9, p. 44-49.

WASHINGTON STATE DEPARTMENT OF TRANSPORTATION (2012). *Pavement roughness (IRI) report 2010*. WSDOT Pavement Notebook.

# Equivalência Operacional entre Equipamentos Utilizados para Avaliação Estrutural de Pavimentos

**Luiz Henrique Costa Gomes**

Universidade Federal de Ouro Preto  
e-mail: lhcg@engineer.com

**Cláudio Ângelo Valadão Albernaz**

Consultor – c.albernaz@bol.com.br

**José Leomar Fernandes Júnior**

Universidade de São Paulo - Departamento de Engenharia de Transportes - Escola de Engenharia de São Carlos  
leomar@sc.usp.br

## RESUMO

O avanço tecnológico figura hoje como uma das principais causas do desenvolvimento da humanidade. Processos que anteriormente demandavam grande quantidade de mão de obra e conseqüentemente muito tempo, hoje, com o advento da informática, podem ser realizados de maneira mais rápida e eficiente. No entanto, a visão futurista deve ser balizada por experiências passadas, com as quais devem ser comparadas as novas metodologias e equipamentos para que não sejam cometidos erros de interpretação e, conseqüentemente, não haja desperdício de recursos. Anualmente, em todo o mundo, vultosas quantias de dinheiro são destinadas a pesquisas visando o aperfeiçoamento dos procedimentos de auscultação de pavimentos e o aumento da eficácia das metodologias de dimensionamento de reforço estrutural. Grande parte dessas pesquisas se baseia no estudo da deformabilidade elástica como parâmetro definidor da capacidade estrutural do pavimento, um conjunto estratificado de camadas que pode ser analisado a partir das tensões e deformações geradas em seu interior quando o mesmo é solicitado por cargas exteriores. Dentro desta filosofia de aprendizado constante, unindo as experiências passadas e a dinamicidade atual, o presente trabalho propõe um estudo que investiga a possibilidade de compatibilização de carregamento entre dois equipamentos amplamente utilizados no Brasil para a determinação de parâmetros defletométricos: a viga Benkelman e o *Falling Weight Deflectometer* (FWD). Para tanto, foram realizados levantamentos com esses equipamentos em um trecho de estrada localizado na cidade de Ouro Branco, em Minas Gerais. Com os resultados de campo obtidos, foi possível, através da utilização de conceitos da Mecânica dos Pavimentos, a proposição de formas de correlação de cargas entre os dois equipamentos.

**Palavras-chave:** Pavimentos, Avaliação estrutural, Viga Benkelman, FWD.

## ABSTRACT

The technological advancement has accelerated the development of the human kind in such way that processes that have required lots of manpower and a lot of time, today, with the advent of computer technology, can be performed more quickly and more efficiently. However, they must still be based on past experiences, which should be compared to new methods and equipments to avoid misinterpretation and waste of resources. Annually in the world, large amounts of money are applied for research aimed at improving the procedures of structural evaluation of pavements and the effectiveness of the methods of pavement reinforcement design. Those researches are focused on the study of the elastic deformability as a parameter that define the structural capacity of the pavement layered system that can be analyzed from the stresses and strains generated in its interior when it is submitted to external loads. According to the philosophy of constant learning, linking past experiences to the current dynamicity, this work investigated the possibility of operational equivalence between two devices widely used in Brazil and in the world for structural evaluation of pavements, the Benkelman beam and the *Falling Weight Deflectometer* (FWD). Therefore, surveys were done using theses equipments in part of the road located in Ouro Branco, Minas Gerais. The results confirm that it was possible, via Pavement Mechanic concepts, the proposition to correlate loads between both equipments.

**Keywords:** Pavements, Structural evaluation, Benkelman beam, Falling Weight Deflectometer, FWD.

## I. INTRODUÇÃO

Muitas pesquisas têm sido desenvolvidas para o aperfeiçoamento dos procedimentos de auscultação de pavimentos e o aumento da eficácia dos métodos de dimensionamento de reforço estrutural. Grande parte dessas pesquisas baseia-se no estudo da deformabilidade elástica como parâmetro definidor da capacidade estrutural do pavimento, modelado como um conjunto estratificado de camadas que pode ser analisado a partir das tensões, deformações e deslocamentos gerados em seu interior, quando o mesmo é solicitado por cargas exteriores.

No início da aplicação da técnica de levantamento defletométrico, em meados do século XX, quando eram realizados os ensaios de placa e, em seguida, passaram a ser utilizados os ensaios com a viga Benkelman, era medida apenas a deflexão no ponto de aplicação de carga e, eventualmente, a uma distância de 25 cm para o cálculo do raio de curvatura.

Atualmente, são levantados no campo vários pontos da bacia de deflexão, mesmo quando se utiliza a viga Benkelman, equipamento associado à grande experiência acumulada pelo meio técnico brasileiro, que utiliza um carregamento quase estático e cujas principais limitações são a morosidade dos levantamentos.

O avanço tecnológico observado nas últimas décadas resultou em equipamentos capazes de determinar as bacias de deflexões a partir de carregamentos dinâmicos (que simulam um veículo em movimento), com maior produtividade e menor interferência humana, representados pelo FWD (Falling Weight Deflectometer).

No entanto, observa-se que as deflexões obtidas pela viga Benkelman e pelo FWD, em um mesmo local de um pavimento, são diferentes em razão de muitos fatores, não apenas do tipo de carregamento aplicado. Muitos esforços têm sido realizados na tentativa de obtenção de equações de correlação entre os dois equipamentos, de forma a permitir o emprego de deflexões obtidas com o FWD pelos métodos do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) para o projeto de reforço de pavimentos flexíveis e nos sistemas de gerência de pavimentos, que utilizam as deflexões obtidas com a viga Benkelman.

Não existem correlações para a aplicação generalizada, constatando-se, geralmente, mas não sempre, que as deflexões obtidas com a viga Benkelman apresentam valores superiores aos obtidos com o FWD. Algumas correlações publicadas na literatura técnica ressaltam a grande diferença de valores que pode ser observada em alguns pavimentos.

Outra abordagem procura definir uma configuração para o ensaio com o FWD capaz de resultar em valores próximos aos que são obtidos com a viga Benkelman (Albernaz, 1997), alterando, principalmente, o diâmetro da placa e o valor da carga aplicada.

O objetivo deste trabalho é avaliar, em um estudo de caso desenvolvido em um trecho de rodovia localizada em Ouro Branco-MG, a possibilidade de equivalência operacional dos equipamentos defletométricos mais utilizados no Brasil, comparando os resultados obtidos com a utilização de viga Benkelman, tomados como referência, com os resultados obtidos com a utilização de FWD, em oito configurações distintas, resultantes de diferentes combinações do raio da placa de aplicação da carga e das cargas aplicadas.

Também são comparados os módulos de resiliência médios de todas as camadas (revestimento, base, sub-base e subleito) e os valores médios de tensão e deformação na fibra inferior do revestimento asfáltico e no topo do subleito, obtidos, respectivamente, por retroanálise e por análise estrutural a partir dos módulos calculados, entre as campanhas realizadas com a viga Benkelman e com o FWD, em suas oito configurações.

## 2. DEFORMABILIDADE ELÁSTICA EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Deformabilidade elástica é a propriedade que um determinado material tem de absorver a energia de deformação, que é completamente dissipada após a remoção das forças externas. Constitui um parâmetro de grande importância para o diagnóstico da capacidade estrutural das camadas dos pavimentos e para o dimensionamento de reforços de pavimentos.

Boussinesq estudou a deformabilidade elástica dos solos com base na Teoria da Elasticidade formalizada por Cauchy e apresentou uma série de equações interrela-

cionando força de contato pontual atuando sobre um sólido semi-infinito e as tensões e deformações que se desenvolvem em diferentes profundidades e afastamentos do ponto de aplicação da carga. Considerou o solo como um material homogêneo, isotrópico e caracterizado pelo módulo de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson, seguindo a lei de Hooke.

Observa-se a limitação do modelo de Boussinesq para a utilização em pavimentos rodoviários, onde, na maioria das vezes, se encontram materiais heterogêneos, com comportamento não linear e dependentes do estado de tensões em que se encontram. No entanto, segundo Huang (1993), para os pequenos carregamentos, em comparação com a resistência do material analisado, repetidos por um grande número de vezes, a deformação em cada repetição de carga é completamente recuperável e proporcional à carga, caracterizando um comportamento elástico linear.

Burmister (1945) desenvolveu um estudo sobre tensões e deformações em estruturas contendo duas e três camadas, que passou a ser conhecido como Teoria de Sistemas de Camadas Elásticas e que se apoiou nas seguintes premissas:

- todas as camadas são elásticas e lineares em termos de respostas dos materiais;
- todas as camadas são infinitas na direção horizontal;
- todas as camadas possuem espessura constante;
- não existem descontinuidades, a menos na superfície do pavimento;
- não existem forças da gravidade agindo sobre o sistema;
- não existem deformações nem tensões iniciais residuais;
- os dados de entrada são: coeficiente de Poisson, módulo de elasticidade dos materiais, espessuras das camadas e magnitude e distribuição das cargas atuantes.

## 2.1. EQUIPAMENTOS DEFLETOMÉTRICOS

Lytton e Smith (1985) classificam os equipamentos utilizados em ensaios de avaliação estrutural não destrutiva, mediante medida das respostas mecânicas da estrutura, em três grupos:

- Grupo 1: composto de equipamentos quase estáticos, que medem as deflexões do pavimento sob carregamento aplicado por veículo que se desloca lento o suficiente para que não ocorra influência de forças inerciais. Inclui a viga Benkelman, o curviômetro, o defletógrafo Lacroix e o *California Travelling Deflectometer*;
- Grupo 2: inclui os equipamentos de carregamento dinâmico em regime permanente, que aplicam uma carga estática na superfície do pavimento. O caráter dinâmico do ensaio é obtido a partir da indução de uma vibração harmônica estável, através da rotação de dois volantes desbalanceados, que giram em sentidos contrários, ou por vibradores que aplicam uma amplitude de força numa dada frequência (exemplo: Dynaflect). Outra forma de aplicação de carga cíclica é por meio de um sistema eletro-hidráulico, cuja amplitude de carregamento independe da frequência, isto é, para uma mesma carga, podem ser utilizadas diferentes frequências (exemplo: Road Rater);
- Grupo 3: inclui os equipamentos que medem as deflexões a partir de carregamento por impulso, ou seja, aplicam uma força transiente ao pavimento pelo impacto causado por um peso elevado a uma determinada altura em um sistema guia para, em seguida, ser liberado. O peso em queda choca-se com uma placa que transmite a força ao pavimento. Essa força pode ser variada pela alteração do conjunto de massas e/ou altura de queda por meio de um processo de tentativa e erro. Estão incluídos neste grupo os FWDs comercialmente disponíveis (Dynatest, Kuab, Phoenix).

O equipamento mais utilizado em todo o mundo tem sido a viga Benkelman e suas variações. No entanto, os equipamentos do tipo FWD vêm sendo utilizados em larga escala, principalmente a partir da década de 1980, devido à versatilidade, à quantidade de dados que pode ser levantada em um único ensaio e à elevada produtividade.

A viga Benkelman é um equipamento muito simples, que necessita de um caminhão com eixo traseiro simples e com rodas duplas para aplicar uma carga de 80 kN sob a qual será medida a deformação elástica (DNER, 1996). A ponta de prova é colocada entre os pneus de uma das rodas do eixo traseiro do caminhão, exatamente sob o seu eixo. Faz-se uma leitura inicial no extensômetro e, em seguida, são feitas leituras à medida que o caminhão se afasta, geralmente de 30 em 30 cm, até que o extensômetro não acuse mais variação de leitura,

ou seja, a leitura final corresponde ao descarregamento do pavimento e todo o deslocamento recuperado é associado à deformação elástica (deflexão). Atualmente, há a versão “eletrônica”, capaz de fazer a medição automática da linha de influência através de cinco sensores verticais (LVDT), com registro automático da temperatura da superfície do pavimento.

Os equipamentos mais atuais de medida de deslocamentos elásticos de um pavimento são os de impulso gerado pelo impacto de um peso suspenso a certa altura (FWD), sobre amortecedores que comunicam o choque a uma placa metálica apoiada sobre o pavimento, no ponto de leitura da deflexão máxima. A intensidade da força aplicada simula o efeito da passagem de um veículo entre 60 e 80 km/h sobre a superfície do pavimento. O FWD é totalmente automatizado, sendo rebocado por um veículo utilitário leve que carrega parte do sistema de aquisição de dados e um computador conectado aos sensores instalados na parte rebocada, que é o defletômetro propriamente dito (DNER - PRO 273, 1996).

O equipamento é posicionado na estação desejada, fazendo a seleção da configuração da massa (conjunto de pesos). Um programa computacional controla as operações de abaixamento da placa de carga e da barra de geofones, e o posicionamento dos pesos para a queda de uma altura predeterminada. A cada ensaio realizado, são exibidos, na tela, a altura da queda, o pico de pressão na placa, a força correspondente e os picos de deflexões registrados em cada sensor.

## 2.2. RETROANÁLISE DOS MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DAS CAMADAS

Francis Hveem foi o primeiro a constatar que as fissuras no pavimento tinham origem no processo de fadiga que sofriam os materiais, causada pela repetição excessiva de pequenas deformações elásticas (Medina e Motta, 2005). E para efetuar a análise de deformabilidade de uma estrutura de pavimento, era necessário o conhecimento da relação tensão-deformação, ou seja, do módulo de resiliência dos materiais que compõem as camadas.

Para a determinação do módulo de resiliência dos materiais constituintes das camadas do pavimento,

podem ser realizados ensaios em laboratório com amostras coletadas no campo. Alternativamente, os módulos de resiliência das camadas do pavimento e do subleito podem ser determinados a partir da comparação entre a bacia de deflexão teórica e a bacia de campo que o pavimento apresenta quando submetido a um carregamento externo, que é simulado através dos ensaios defletométrico (não destrutivos) com viga Benkelman ou FWD.

Albernaz (1997) destaca que a retroanálise permite a obtenção dos módulos elásticos dos materiais nas reais condições de campo, o que é de difícil reprodução em laboratório, minimiza a necessidade de coleta de amostras na pista e apresenta grande rapidez. No entanto, os módulos obtidos por retroanálise não são, necessariamente, os módulos reais dos materiais das camadas, mas um módulo “equivalente”, que depende de fatores, tais como, homogeneidade, isotropia, umidade, grau de compactação, rigidez relativa das camadas, temperatura etc.

## 3. ESTUDO DE CASO

O trecho em estudo foi objeto de um projeto de engenharia para a implantação do acesso ao bairro 1° de Maio, em Ouro Branco-MG, elaborado pela empresa de consultoria Strata Engenharia no ano de 2007, sob fiscalização do DER-MG e a da empresa siderúrgica Gerdau. Tem 1,2 km de extensão, sendo que as obras duraram de julho de 2008 a setembro de 2009. A abertura ao tráfego ocorreu em janeiro de 2010, servindo o trecho principalmente como ligação entre a planta industrial da Siderúrgica Gerdau e a cidade de Ouro Branco, servindo também de ligação à Rodovia MG-129, que dá acesso à cidade de Conselheiro Lafaiete.

O clima da região é caracterizado como mesotérmico de altitude, com verões quentes e muito chuvosos, e invernos frios e secos. Durante o outono e a primavera, as temperaturas são amenas e estáveis. A temperatura média anual fica entre 18° C e 20° C, com as médias das máximas e das mínimas sendo, respectivamente, 25° C e 15° C. Situada no extremo oeste da bacia do Rio Doce, Ouro Branco apresenta um dos maiores índices pluviométricos de Minas Gerais, com precipitação anual entre 1.500 mm e 1.750 mm,

apresentando chuvas com distribuição irregular e concentradas no verão.

O estaqueamento do lado direito iniciou-se na interseção com a rodovia de acesso à Siderúrgica Gerdau e teve seu término na rotatória do bairro 1º de Maio, perfazendo uma extensão de 1.220 m (61 estacas). O estaqueamento do lado esquerdo se desenvolveu em sentido contrário, iniciando-se na rotatória de acesso ao bairro 1º de Maio e com término na interseção da rodovia de acesso à Siderúrgica Gerdau, com extensão de 1.200 m (60 estacas).

O perfil constitutivo do pavimento existente (espessuras e materiais das camadas) foi determinado por duas sondagens:

- Lado Direito: 3 cm de concreto asfáltico usinado a quente (CBUQ), 15 cm de base (canga de minério de ferro), 15 cm de sub-base (canga de minério de ferro) e subleito siltoso, com pedregulho;
- Lado Esquerdo: 4 cm de concreto asfáltico usinado a quente (CBUQ), 15 cm de base (canga de minério de ferro), 15 cm de sub-base (canga de minério de ferro) e subleito argilo-siltoso, com pedregulho.

Os ensaios para a determinação das bacias de deflexão com viga Benkelman foram realizados por faixa de tráfego, de 40 em 40 m, na trilha de roda externa. Nos mesmos locais ensaiados com a viga Benkelman, foram realizados ensaios com a utilização de FWD, mas com oito configurações diferentes de carregamento, variando a força aplicada com mudanças no conjunto de massas utilizadas e na altura de queda, variando, também, a área de aplicação da carga por meio de mudança das placas circulares responsáveis por transmitir o impacto gerado pelo equipamento ao pavimento.

Os ensaios com o FWD seguiram, inicialmente, a PRO 273/96 (DNER, 1996), que preconiza a aplicação de uma força equivalente a 40 kN por uma placa com 30 cm de diâmetro. Posteriormente, foram executados ensaios mantendo a placa circular de 30 cm, mas variando a força aplicada. Foram escolhidos valores abaixo do padrão (33 kN) e acima (50 e 60 kN). Finalmente, com o mesmo padrão de cargas, foram realizados os ensaios utilizando a placa com 45 cm de diâmetro (tabela 1).

**Tabela 1** – Discriminação das campanhas defletométricas utilizando o FWD

Diâmetro da Placa (m)	Força Aplicada (kN)	Campanha
0,30	33	30-33
	40	30-40
	50	30-50
	60	30-60
0,45	33	45-33
	40	45-40
	50	45-50
	60	45-60

Os resultados das campanhas defletométricas realizadas são apresentados por Gomes (2012), que também apresenta os resultados dos ensaios de módulo de resiliência das camadas granulares, executados com a finalidade de auxiliar na definição da faixa de variação dos módulos de resiliência quando da retro-análise.

#### 4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Foi feita uma análise mecânica, para cada uma das campanhas defletométricas realizadas, com uso do programa computacional Retran5-L, desenvolvido por Albernaz (1997). Foram usados coeficientes de Poisson com base nos valores da literatura e módulos de resiliência iniciais obtidos de ensaios laboratoriais (tabela 2).

**Tabela 2** – Características elásticas do pavimento existente

Camada	Módulo de (Mínimo)	Resiliência (MPa) (Máximo)	Coefficiente De Poisson
1) Revestimento	2.450	5.390	0,35
2) Base	39	819	0,40
3) Sub-base	39	819	0,40
4) Subleito	20	519	0,45

As faixas de variação dos módulos e os incrementos de valores geraram cerca de 50.000 combinações (estruturas teóricas), que têm por objetivo representar as variações *in situ* causadas por variações do teor de umidade, das condições de compactação e da qualidade geotécnica dos materiais. Com as nove condições de carregamento (uma para a viga Benkelman, oito para o FWD), tem-se um total de 450.000 análises estrutu-

rais. Em cada análise, foram calculadas as seguintes respostas estruturais:

- tensão horizontal (tração ou compressão) na face inferior de todas as camadas, exceto no subleito (camada 4);
- deformação horizontal (tração ou compressão) na face inferior de todas as camadas;
- tensão vertical de compressão no topo de todas as camadas da estrutura;
- deformação vertical de compressão no topo de todas as camadas da estrutura;
- deslocamentos de pontos da superfície da estrutura ao longo de um plano vertical paralelo ao eixo da via (bacia de deformação ou de deflexões);
- deslocamentos de pontos das interfaces das camadas, situados em uma linha vertical que passa pelo centro de massa do carregamento;
- porcentagem de contribuição de cada camada da estrutura na formação da deflexão reversível máxima ( $D_0$ );
- módulos de resiliência de todas as camadas e do subleito.

Deve-se destacar que os parâmetros que têm maior influência nas análises estruturais e no dimensionamento de reforço de pavimentos flexíveis são:

- forma e magnitude da bacia de deflexão: utilizadas, nas análises mecânicas, para a determinação dos módulos de resiliência das camadas do pavimento e do subleito;
- deflexão máxima: utilizada em métodos empíricos de dimensionamento de reforços de pavimentos no Brasil;
- módulo de resiliência: propriedade que caracteriza o comportamento estrutural de uma camada e é utilizada no dimensionamento mecânico de reforço de pavimentos;
- deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico: associada à vida em serviço, particularmente quanto ao aparecimento e à propagação de trincas por fadiga, utilizada no dimensionamento mecânico de pavimentos;
- deformação vertical de compressão no topo do subleito: associada à vida em serviço, particularmente quanto ao acúmulo de deformação permanente nas trilhas de roda, também utilizada no dimensionamento mecânico de pavimentos.

#### 4.1. EQUIVALÊNCIA ENTREV B E FWD QUANTO À BACIA DE DEFLEXÃO

A análise das bacias de deflexão foi baseada na Raiz Média Quadrática (RMS – Root Mean Square). As oito bacias médias geradas pelas configurações utilizadas com o FWD foram comparadas com a bacia média dos levantamentos com a viga Benkelman (figuras 1 e 2).

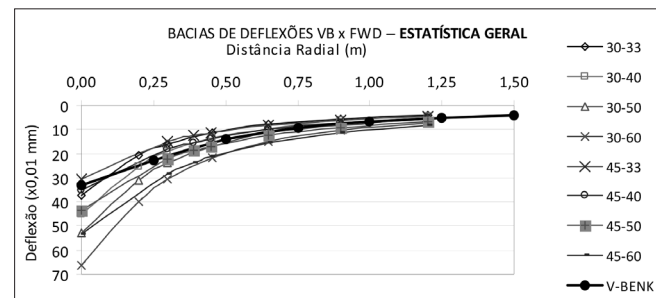


Figura 1 – Bacias médias de ensaios com viga Benkelman e com oito configurações do FWD

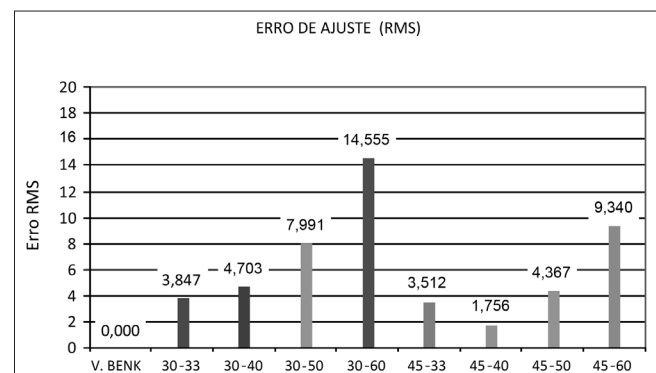


Figura 2 – Comparação entre a viga Benkelman e as configurações do FWD

O menor valor de raiz média quadrática, ou seja, maior proximidade entre VB e FWD, foi para a configuração FWD 45-40 (diâmetro da placa igual a 45 cm, carga de 40 kN). Destaque também para as configurações FWD 45-33 e FWD 30-33, sendo que as configurações FWD 30-60 e FWD 45-60 apresentaram maior distanciamento em relação à referência (VB).

#### 4.2. EQUIVALÊNCIA ENTREV B E FWD QUANTO À DEFLEXÃO MÁXIMA

Para a análise comparativa entre a deflexão máxima média obtida nos levantamentos com a viga Benkel-

man e os valores dos ensaios com o FWD, utilizou-se como critério a diferença percentual (tabela 3).

**Tabela 3** – Valores médios de deflexão máxima referentes aos ensaios com VB e FWD

Campanha Defletométrica	Deflexão Máxima ( $10^{-2}$ mm)	Diferença Percentual
Viga Benkelman	33	–
FWD 30-33	38	15,1%
FWD 30-40	45	36,4%
FWD 30-50	53	60,6%
FWD 30-60	66	100,0%
FWD 45-33	30	-9,1%
FWD 45-40	35	6,1%
FWD 45-50	44	33,3%
FWD 45-60	54	63,6%

Em sete das oito configurações do FWD, as deflexões máximas foram superiores à da viga Benkelman, excetuando a configuração FWD 45-33. A configuração que apresentou maior proximidade com o valor obtido com a viga Benkelman foi a FWD 45-40, apenas 6,1% superior. As configurações que utilizaram a placa de 45 cm de diâmetro obtiveram resultados mais próximos do obtido com a viga Benkelman do que aquelas que utilizaram a placa com 30 cm de diâmetro para uma mesma carga.

#### 4.3. EQUIVALÊNCIA ENTREV B E FWD QUANTO AOS MÓDULOS DE RESILIÊNCIA

Através do processo de retroanálise, foram determinados os módulos de resiliência para cada uma das camadas, tanto para as bacias de deflexão obtidas com viga Benkelman quanto para as obtidas com as diferentes configurações de FWD.

##### a) Camada de Revestimento

Os resultados obtidos para a camada de revestimento asfáltico são apresentados na figura 3.

Quanto ao módulo de resiliência da camada de revestimento, constituída por concreto asfáltico usado a quente, todos os valores obtidos com as diferentes configurações de FWD foram inferiores ao obtido com a viga Benkelman. A configuração que

apresentou uma maior proximidade com o valor da VB foi a FWD 30-60, apenas 3,6% inferior ao valor de referência. Não houve grande dispersão de resultados, mas as configurações que utilizaram a placa de 30 cm de diâmetro obtiveram resultados mais próximos do obtido com a viga Benkelman do que as que utilizaram a placa com 45 cm de diâmetro para uma mesma carga.

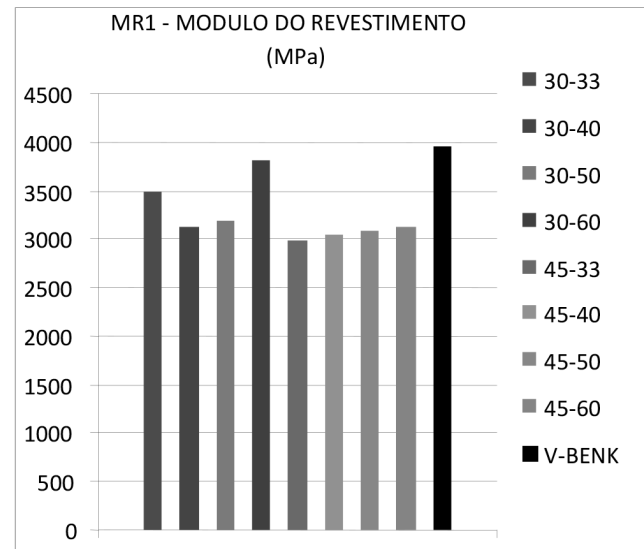


Figura 3 - Comparação das médias dos módulos de resiliência do revestimento

##### b) Camada de Base

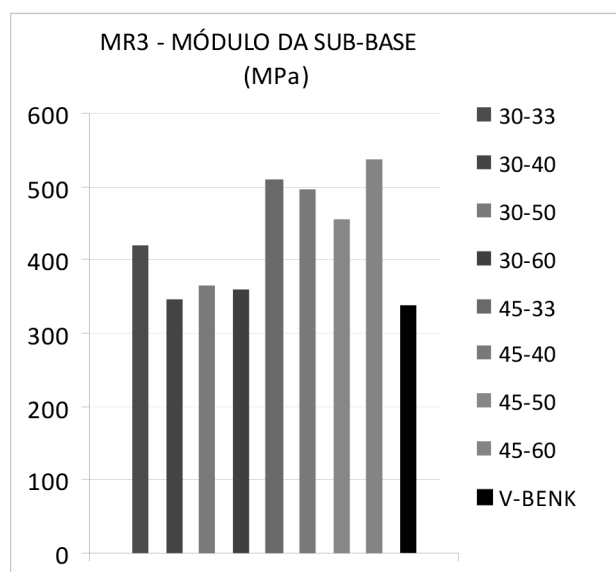
Os resultados obtidos para a camada de base, constituída por uma canga de minério de ferro, são apresentados na tabela 4. Igualmente ao que foi observado com a camada de revestimento, todos os valores do módulo de resiliência obtidos com as diferentes configurações de FWD foram inferiores ao obtido com a viga Benkelman. A configuração que apresentou uma maior proximidade com o valor da VB também foi a FWD 30-60. Não houve grande dispersão entre os resultados obtidos com o FWD, mas eles ficaram em torno de 30% inferiores ao da VB e as configurações que utilizaram a placa de 30 cm de diâmetro obtiveram resultados ligeiramente mais próximos do obtido com a viga Benkelman do que aquelas que utilizaram a placa com 45 cm de diâmetro para uma mesma carga.

**Tabela 4** – Valores médios dos módulos de resiliência da camada de base

Campanha Defletométrica	Módulo de Resiliência (MPa)	Diferença Percentual
Viga Benkelman	621	–
FWD 30-33	436	–29,8%
FWD 30-40	423	–31,9%
FWD 30-50	449	–27,6%
FWD 30-60	547	–11,9%
FWD 45-33	397	–36,1%
FWD 45-40	418	–32,7%
FWD 45-50	432	–30,4%
FWD 45-60	452	–27,2%

### c) Camada de Sub-base

Os resultados obtidos para a camada de sub-base, constituída por uma canga de minério de ferro, são apresentados na figura 4.



**Figura 4** – Comparação das médias dos módulos de resiliência da sub-base

Diferentemente do que foi observado com as camadas de revestimento e de base, todos os valores do módulo de resiliência obtidos com as diferentes configurações de FWD foram superiores ao obtido com a viga Benkelman. A configuração que apresentou uma maior proximidade com o valor da VB foi a FWD 30-40, apenas 2,7% acima do valor de referência. A maior diferença em relação à VB ocorreu com a FWD 45-60, 58,6% acima do valor de referência, tendo havido grande dispersão entre os resultados obtidos com o FWD. As configurações

que utilizaram a placa de 30 cm de diâmetro obtiveram resultados muito mais próximos ao obtido com a viga Benkelman do que aquelas que utilizaram a placa com 45 cm de diâmetro para uma mesma carga.

### d) Subleito

Os resultados obtidos para o subleito são apresentados na tabela 5. Assim como ocorreu com as camadas de revestimento e de base, todos os valores do módulo de resiliência obtidos com as diferentes configurações de FWD foram inferiores ao obtido com a viga Benkelman. A configuração que apresentou maior proximidade com o valor da VB foi a FWD 30-50, 17,7% abaixo do valor de referência. Não houve grande dispersão entre os resultados obtidos com o FWD, mas eles foram em torno de 20% inferiores ao da VB e as configurações que utilizaram a placa de 30 cm de diâmetro obtiveram resultados ligeiramente mais próximos do obtido com a VB do que aquelas que utilizaram a placa com 45 cm de diâmetro para uma mesma carga.

**Tabela 5** – Valores médios dos módulos de resiliência do subleito

Campanha Defletométrica	Módulo de Resiliência (MPa)	Diferença Percentual
Viga Benkelman	226	–
FWD 30-33	171	–24,3%
FWD 30-40	181	–19,9%
FWD 30-50	186	–17,7%
FWD 30-60	170	–24,8%
FWD 45-33	163	–27,9%
FWD 45-40	168	–25,7%
FWD 45-50	174	–23,0%
FWD 45-60	166	–26,5%

### 4.4. EQUIVALÊNCIA ENTREV B E FWD QUANTO À DEFORMAÇÃO HORIZONTAL NO REVESTIMENTO

Os resultados da deformação horizontal na fibra inferior da camada de revestimento são apresentados na tabela 6. Três dos valores de deformação horizontal obtidos com as diferentes configurações de FWD foram superiores ao obtido com a viga Benkelman (FWD 30-40, FWD 30-50, FWD 30-60), sendo a configuração FWD 30-40 a que mais se aproximou do resultado da

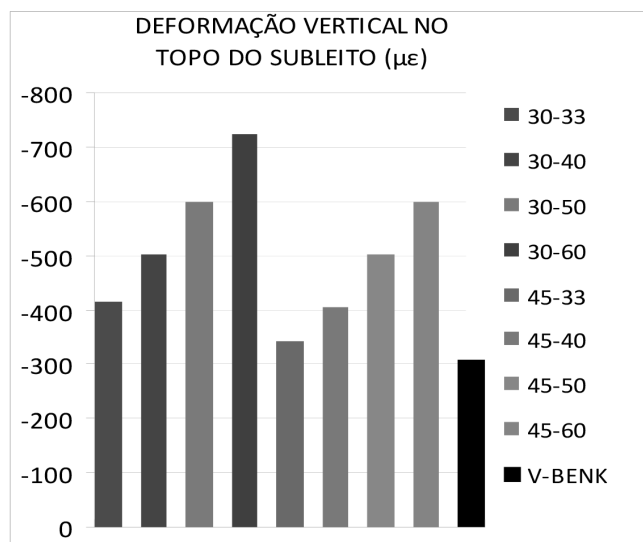
viga Benkelman (146  $\mu\epsilon$ ), apenas 5,5% superior ao valor de referência. Todas as deformações horizontais foram de tração, sendo os resultados obtidos com a placa de 45 cm muito mais baixos do que os obtidos com a placa de 30 cm para uma mesma carga.

**Tabela 6** - Valores médios de deformação horizontal na face inferior do revestimento

Campanha Defletométrica	Deformação Horizontal ( $i \text{ \AA}$ )	Diferença Percentual
Viga Benkelman	146	-
FWD 30-33	131	-10,3%
FWD 30-40	154	-5,5%
FWD 30-50	173	-18,5%
FWD 30-60	181	-24,0%
FWD 45-33	29	-80,1%
FWD 45-40	32	-78,1%
FWD 45-50	36	-75,3%
FWD 45-60	44	-69,9%

#### 4.5. EQUIVALÊNCIA ENTREV B E FWD QUANTO À DEFORMAÇÃO VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO

Os resultados de deformação vertical no topo do subleito são apresentados na figura 5. Todos os valores obtidos com as diferentes configurações de FWD foram de compressão e superiores ao da referência, sendo a configuração FWD 45-33 a que mais se aproximou do resultado da viga Benkelman (diferença de 12,1%). Para uma mesma carga, as configurações com diâmetro de 45 cm apresentaram valores mais próximos ao da viga Benkelman.



**Figura 5** – Valores médios de deformação vertical no topo do subleito

## 5. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos com os ensaios realizados com a viga Benkelman e com oito configurações de FWD, resultantes da utilização de dois diâmetros de placa de aplicação de carga de impacto (0,30 e 0,45 m) e quatro níveis de carregamento (33, 40, 50 e 60 kN), permitem as seguintes conclusões para o trecho de rodovia estudado, ou seja, para a estrutura de pavimento e condições que ela apresentava no momento dos levantamentos realizados, não sendo possível a extrapolação dos resultados para outras situações diferentes das estudadas:

- sendo de maior interesse a obtenção no campo de deflexões reversíveis máximas ou de bacias de deflexão semelhantes às da viga Benkelman, o FWD deverá ser configurado com placa de 0,45 m de diâmetro e carga de 40 kN, pois representa a carga por eixo do ensaio com a viga Benkelman (40 kN) e, em relação ao maior diâmetro (0,45 m), tem o efeito de atenuar a diferença entre os pontos de determinação da deflexão máxima, pois no ensaio com a viga Benkelman, ele é entre as rodas duplas, e no ensaio com FWD, é no centro da placa;
- se o maior interesse for a obtenção do módulo de resiliência das camadas constituintes do pavimento, quanto maior a concentração de tensões, melhor; ou seja, configuração do FWD com placa de 0,30 m de diâmetro e carga igual ou superior a 40 kN;
- sendo de maior interesse o dimensionamento de um reforço para controlar as trincas por fadiga do revestimento, a melhor configuração de FWD é com placa de 0,30 m de diâmetro, associada à maior concentração de tensões e, portanto, maior efeito nas menores profundidades do pavimento, sendo indiferente a carga aplicada e, portanto, recomenda-se o carregamento equivalente ao da viga Benkelman (40 kN);
- sendo de maior interesse o dimensionamento de um reforço para controlar a deformação permanente nas trilhas de roda, a melhor configuração de FWD é com placa de 0,45 m de diâmetro, associada à menor concentração de tensões e, portanto, à consideração dos efeitos nas camadas mais profundas do pavimento, recomendando-se o carregamento equivalente ao da viga Benkelman (40 kN);
- neste estudo, a exemplo de outros encontrados na literatura técnica, nenhuma configuração de FWD reproduziu todos os resultados obtidos com a

viga Benkelman, dadas as particularidades que os dois ensaios apresentam. Porém, foram analisados aspectos de grande interesse e os resultados obtidos podem contribuir para o aperfeiçoamento das avaliações estruturais e para que se tenha um melhor procedimento de dimensionamento dos reforços do pavimento.

Como sugestões para pesquisas futuras, destacam-se:

- complementação da análise do fator concentração de tensões, com o estudo de FWD configurado com placa de aplicação de carga com diâmetro superior aos que foram analisados neste trabalho (0,30 e 0,45 m), podendo ser, por exemplo, 0,60 m, para ficar igualmente espaçado e facilitar a análise estatística;
- análise dos fatores tipo e espessura do revestimento asfáltico, com estudos em rodovias com revestimento menos espesso (tratamento superficial ou pré-misturado a frio) e com revestimento mais espesso (concreto asfáltico usinado a quente ou existência de recapeamentos);
- análise do fator tipo de base do pavimento, com estudos em rodovias com diferentes tipos de base (macadame, brita graduada simples, cascalho laterítico, solo arenoso fino laterítico, solo-brita, brita graduada tratada com cimento, solo-cimento);
- análise do fator pluviosidade, com estudos em períodos secos e períodos chuvosos.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBERNAZ, C.A.V. *Método simplificado de retroanálise de módulos de resiliência de pavimentos flexíveis a partir da bacia da deflexão*. Dissertação (Mestrado) – Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

BURMISTER, D.M. *The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Application to the Design of Airports Runway-Highway* - Research Board, Proc,1943.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. ME 024/94. *Determinação das deflexões no pavimento pela viga Benkelman*. Rio de Janeiro, 1994.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. PRO 273/96. *Determinação de deflexões com defletômetro de impacto tipo Falling Weight Deflectometer (FWD)*. Rio de Janeiro, 1996.

HUANG, Y.H. *Pavement Analysis and Design*. 1ª ed., Prentice Hall Inc., 1993.

LYTTON, R.L.; SMITH, R.E. *User of Nondestructive Testing in the Design of Overlays for Flexible Pavements*. Transportation Research Record 1007, Washington, D.C., p. 11-20, 1985.

MEDINA J.; MOTTA L.M.G. *Mecânica dos Pavimentos*. 2ª ed. Rio de Janeiro, 2005.

# Caracterização Geotécnica e Mecânica de Solos Tropicais Utilizados em Pavimento Ferroviário

Fabiana Bartalini von der Osten

Antônio Carlos Rodrigues Guimarães

## RESUMO

No presente trabalho, são apresentados resultados de ensaios de caracterização geotécnica, classificação MCT dos finos e avaliação do comportamento mecânico de dois solos, um laterítico argiloso e outro não laterítico arenoso, empregados como camada de sublastro nas obras de duplicação da Estrada de Ferro Carajás (EFC). Para a determinação do comportamento geotécnico dos materiais, foram utilizadas duas metodologias distintas, uma aplicada pela mecânica dos solos tradicionais, baseada no ensaio de CBR e índice de plasticidade, e uma abordagem mais moderna, aplicada pela mecânica dos pavimentos, baseada em ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente. As amostras, portanto, foram submetidas aos ensaios de CBR e índice de plasticidade, assim como ao módulo de resiliência e deformação permanente, ambos obtidos através de ensaios triaxiais de cargas repetidas. São apresentados resultados de ensaios de deformação permanente conduzidos com variados estados de tensões confinantes e desvio. Já os resultados dos ensaios de CBR e índice de plasticidade foram obtidos através de uma planilha fornecida pela empresa contratada para a realização desses ensaios. Apresenta-se, portanto, uma comparação entre os critérios tradicionais e mecanístico para a seleção dos materiais empregados em camadas de sublastro de pavimento ferroviário.

**Palavras-chave:** Sublastro, Solos tropicais, CBR, Módulo de resiliência, Deformação permanente.

## ABSTRACT

In this paper will be presented results of geotechnical characterization tests, MCT classification of the fine and the evaluation of the mechanical behavior of two soils, one lateritic clayey and other sandy non-lateritic, employed as subballast layer in the works of duplication of the Carajás Railroad (EFC). To determine the geotechnical behavior of the materials were used two distinct methodologies, one applied by the traditional soils mechanics, based on the CBR tests and plasticity index and the other, a more modern approach, applied by the pavement mechanics, based on resilient modulus tests and permanent deformation. The samples, therefore, were subjected to the CBR tests and plasticity index, as well as, resilience module and permanent deformation, both obtained from triaxial tests of repeated loads. Results are presented from permanent deformation tests conducted with varying states of confining stresses and deviation, meanwhile the CBR test results and plasticity index were obtained using a spreadsheet provided by the company hired to perform these tests. It presents, therefore, a comparison between the traditional and mechanistic criteria for the selection of materials used in subballast layers of rail pavement.

**Keywords:** Subballast, Tropical soils, CBR, Resilience modulus, Permanent deformation.

## I. INTRODUÇÃO

A Estrada de Ferro Carajás (EFC) está entre as principais ferrovias do País. Por ela, são transportados anualmente milhões de toneladas de cargas entre minério, carvão, soja, combustíveis e outros produtos. Graças ao grande desenvolvimento dessas atividades, a empresa responsável pela construção e operação da ferrovia viu a necessidade de ampliar a capacidade da via permanente. Com isso, foram desenvolvidos projetos de engenharia visando a duplicação da linha tronco (atualmente singela) da EFC.

No desenvolvimento dos estudos para tais projetos de engenharia, a principal dificuldade encontrada foi quanto às jazidas para materiais de sublastro. O procedimento usualmente empregado para a seleção de material é fundamentado no ensaio de CBR (*California Bearing Ratio* ou Índice de Suporte Califórnia). Ou seja, se um determinado material de jazida não atende a um valor mínimo de CBR, então, o material é descartado. Além disso, verifica-se o índice de plasticidade (IP) e as faixas granulométricas, visando o enquadramento a normas muitas vezes inadaptadas à condição tropical brasileira. Como consequência, as jazidas consideradas adequadas por este procedimento estavam cada vez mais distantes dos locais de aplicação (obras de expansão da ferrovia).

Após a realização de ensaios de caracterização geotécnica, constatou-se que o tipo de solo ali encontrado era laterítico. Esses solos são típicos de países tropicais e em função das variações climáticas e de temperatura, a região Norte do Brasil apresenta uma ocorrência bem mais intensa desse tipo característico de solo.

Os solos lateríticos, por serem característicos de regiões de clima tropical, apresentam peculiaridades de comportamento geotécnico, sendo necessário o desenvolvimento de metodologias e procedimentos distintos daqueles usualmente empregados pela mecânica dos solos tradicional, desenvolvida a partir de solos de países de clima temperado. Destacam-se neste contexto as abordagens mais modernas baseadas nos ensaios mecanísticos de módulo resiliente e deformação permanente, além da classificação MCT mais adaptada a solos com esta gênese.

## 2. METODOLOGIA

As amostras tiveram seu comportamento mecânico avaliado pelos dois métodos. O primeiro, empregado pela mecânica dos solos tradicional, com base no ensaio de CBR e índice de plasticidade. E o segundo, adotado pela mecânica dos pavimentos, baseado no ensaio de módulo de resiliência e deformação permanente. Foi realizado também o ensaio de classificação MCT.

### 2.1. CLASSIFICAÇÃO MCT

Face à deficiência dos sistemas convencionais de classificação geotécnica, quando aplicados a solos desenvolvidos em ambientes tropicais, houve a necessidade de se desenvolver uma metodologia mais adaptada à gênese desses solos. Surgiu, então, uma nova abordagem para o estudo e a classificação geotécnica a ser aplicada a solos tropicais denominada Metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical).

Proposto por Nogami e Villibor (1981), esse método separa os solos em duas classes principais, uma correspondente a solos de comportamento laterítico e outro de comportamento não laterítico. Essa metodologia foi concebida para os solos que passam integralmente ou em grande porcentagem pela peneira de nº 10 ( $2 \times 10^{-3}$  m). Para o ensaio de classificação são realizados dois ensaios: ensaio de compactação de corpos de prova de 0,05 m de diâmetro, denominado de mini-MCV (Moisture Condition Value) e perda de massa por imersão (Nogami e Villibor, 1995).

### 2.2. PRIMEIRO MÉTODO DE AVALIAÇÃO

O ensaio de CBR foi criado pelo Departamento de Estradas de Rodagem da Califórnia para avaliar a resistência dos solos. O ensaio, realizado conforme a norma NBR 9895/87, é composto por três etapas. Primeiro, é definida a curva de compactação e para isso, são compactados cinco corpos de prova com teores diferentes de umidade. Segundo o método Proctor, a compactação é efetuada em cinco camadas com soquete, sendo o número de golpes dependente da energia de compactação e após a compactação, é determinada a curva de expansão, o corpo de prova é colocado em

imersão por quatro dias, medindo-se a expansão, e por último, mede-se a resistência à penetração (NBR 9895/97).

O índice de plasticidade representaria, fisicamente, a quantidade de água que seria necessária acrescentar a um solo para que ele passasse do estado plástico ao líquido, sendo definido como a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade.

### 2.3. SEGUNDO MÉTODO DE AVALIAÇÃO

Os ensaios do módulo de resiliência e deformação permanente são realizados segundo o Procedimento Rede 04/2012 e 03/2010, respectivamente, e são descritos resumidamente a seguir. Ambos os ensaios são realizados em corpos de prova de 0,1 m de diâmetro por 0,2 m de altura, moldados em um cilindro tripartido.

O ensaio de módulo de resiliência consiste em colocar o corpo de prova na base da prensa, apoiado no friso côncavo inferior, logo após assentar o pistão de carga sobre o friso superior em contato com o corpo de prova diametralmente oposto ao friso inferior, então, fixar e ajustar os transdutores LVDT, de modo a obter o registro no oscilógrafo no início da escala linear dos mesmos e por fim, ajustar o oscilógrafo para o registro de deslocamentos horizontais do corpo de prova.

Para o ensaio de deformação permanente, coloca-se uma pedra porosa na parte inferior do Top Cap, o corpo de prova envolvido por uma membrana impermeável é inserido no equipamento triaxial, conectam-se os transdutores de deslocamento (LVDT), a câmara de tensão confinante é montada e por fim, programa-se o estado de tensão do ensaio.

### 3. MATERIAIS

Foram selecionadas amostras de solos provenientes de duas jazidas que estão sendo utilizadas na duplicação da Estrada de Ferro Carajás. Esses materiais são da região oeste do Estado do Maranhão e foram selecionados por suas peculiaridades genéticas.

Apesar das amostras terem sido coletadas na região oeste do Maranhão, essas ocorrências de solos são representativas da região Norte do Brasil. A figura 1 abaixo mostra um exemplo de ocorrência de uma laterita pedregulhosa *in situ* em uma jazida da região.

#### Amostra 1:

Corresponde à Jazida 1A – km 449 + 832. Esta área de empréstimo, segundo sua caracterização, apresenta uma composição granulométrica, como mostrado na tabela 1, sendo essa amostra classificada como uma argila pedregulhosa.

**Tabela 1** – Composição granulométrica da Jazida 1A km 449 + 832 – COPPE/UFRJ

Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
60	9	0	I	I	29

#### Amostra 2:

Corresponde à Jazida 6 – km 475 + 000. Esta área de empréstimo, segundo sua caracterização, apresenta uma composição granulométrica, como mostrado na tabela 2, sendo essa amostra classificada como uma argila siltosa.

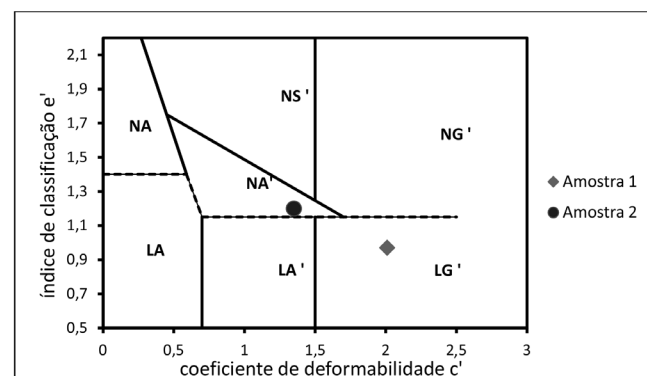
**Tabela 2** – Composição granulométrica da Jazida 6 km 475 + 000 – COPPE/UFRJ

Composição Granulométrica (%) (Escala ABNT)					
Argila	Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
55	25	11	6	2	2

## 4. RESULTADOS

### 4.1. MCT

Os resultados mostraram que a amostra 1 corresponde a um solo laterítico argiloso (LG'), enquanto que a amostra 2 corresponde a um solo não laterítico arenoso (NA'), como apresentado na figura 2 a seguir.



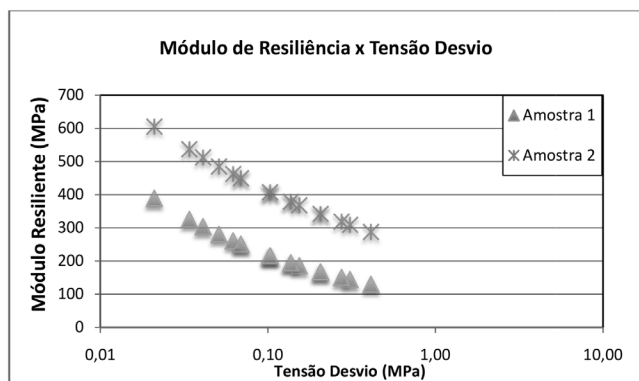
**Figura 2** – Resultados dos ensaios de MCT - COPPE/UFRJ

## 4.2. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O módulo de resiliência, para as duas amostras, apresentou melhor correlação com a tensão desvio. Na tabela 3, têm-se os valores numéricos dessa variação, enquanto que na figura 3, apresenta-se essa variação na forma gráfica.

**Tabela 3** – Variação do módulo de resiliência

Amostra	Varição do Módulo de Resiliência
1	109 MPa a 307 MPa
2	266 MPa a 593 MPa



**Figura 3** – Variação do módulo de resiliência em função da tensão desvio

## 4.3. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

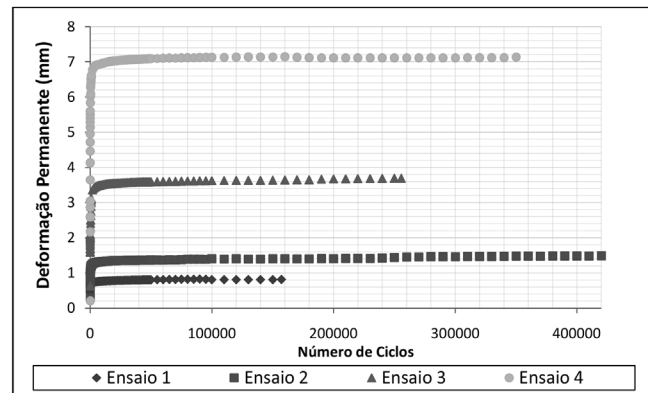
O ensaio triaxial de cargas repetidas é realizado para avaliar a deformação permanente do material. As figuras 4 e 5 representam os resultados desse ensaio que foram realizados para as amostras 1 e 2, respectivamente. Foram utilizados corpos de prova de 0,1 m de diâmetro e 0,2 m de altura, e duas frequências de carregamento de 1 Hz.

Para ambas as amostras, foram realizados ensaios com quatro estados distintos de tensões, como mostrado na tabela 4 abaixo.

**Tabela 4** – Estados de tensões

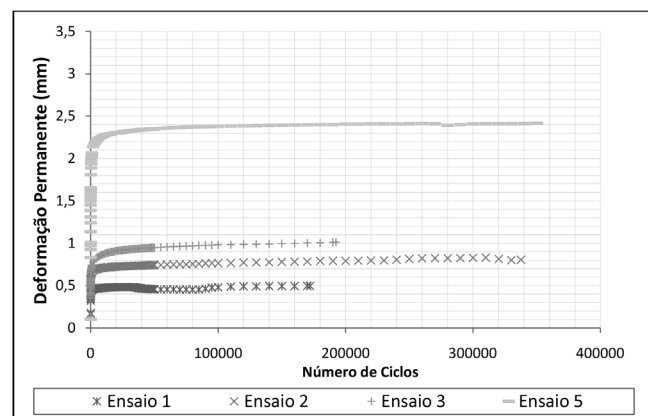
Ensaio	$\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_3$ (MPa)
1	70	70
2	200	100
3	280	140
4	250	50

A amostra 1 apresentou um resultado satisfatório apenas no ensaio 1, onde a deformação permanente total acumulada é inferior a 1 mm, enquanto que para os outros ensaios, as deformações apresentam valores superiores a 1 mm, chegando a 7 mm, como mostrado na figura 4.



**Figura 4** – Gráfico de avaliação da deformação permanente total da amostra 1

A amostra 2 apresentou um resultado satisfatório nos três primeiros ensaios, onde a deformação permanente total acumulada é inferior a 1 mm, porém para o ensaio 4, as deformações são superiores a 1 mm, com valores próximos a 2,5 mm, como mostrado na figura 5.



**Figura 5** – Gráfico de avaliação da deformação permanente total da amostra 2

## 4.4. CBR

Os valores típicos para o CBR e a expansão para o sublastro são (Brina, 1988):

- CBR > 30%
- Expansão < 1%

A tabela 5 apresenta os resultados obtidos no ensaio de CBR e a expansão para as duas amostras. Analisando os resultados obtidos de acordo com as especificações, segundo Brina (1988), constata-se que as amostras apresentam resultados satisfatórios.

**Tabela 5** – Resultados do ensaio de CBR e expansão

Amostra	Expansão	CBR
1	0,3%	77%
2	0,2%	44%

#### 4.5. ÍNDICE DE PLASTICIDADE

Os valores limites para o índice de plasticidade são:

- Solos não lateríticos < 5% (NBR 7180/1984)
- Solos lateríticos < 15% (DNIT 098/2007 – ES)

Os ensaios de índice de plasticidade foram realizados pela mesma empresa designada para a realização dos ensaios de CBR. O resultados, apresentados na tabela 6, mostram valores muito superiores ao estipulado pelas normas.

**Tabela 6** – Resultados do ensaio do índice de plasticidade

Amostra	Índice de Plasticidade
1	19,80%
2	22,90%

#### 5. DISCUSSÃO

A amostra 1, que corresponde a um solo laterítico argiloso, possui valores de módulo de resiliência variando entre 109 MPa e 307 MPa, resultados estes, que, segundo Bernucci *et alii* (2008), são típicos de solos lateríticos, que podem apresentar valores de módulo de resiliência entre 100 MPa e 500 MPa. Analisando o gráfico de deformação permanente total acumulada, conclui-se que o comportamento dessa amostra é altamente deformável. Para o ensaio de CBR, nota-se que a amostra tem bom resultado, porém quanto ao índice de plasticidade, observa-se que o resultado adquirido é superior ao valor limite adotado de 15%.

A amostra 2, que corresponde a um solo não laterítico arenoso, possui valores de módulo de resiliência, variando entre 266 MPa e 593 MPa, resultados estes elevados se comparados a valores de outros

materiais usualmente empregados em pavimentação. Analisando o gráfico de deformação permanente total acumulada, conclui-se que essa amostra tem um bom comportamento, apresentando deformação superior a 1 mm apenas no ensaio 4, onde as tensões aplicadas são bem elevadas. Para o ensaio de CBR, nota-se que a amostra possui bons resultados, porém quanto ao índice de plasticidade, observa-se que o resultado adquirido é muito superior ao valor limite adotado de 5%.

#### 6. CONCLUSÕES

Conclui-se, portanto, que para a amostra 1, a avaliação do comportamento geotécnico pelos dois métodos apresentou o mesmo resultado, ou seja, esse solo não deve ser utilizado como camada de sublastro.

Porém, para a mostra 2, a avaliação do comportamento geotécnico pelos dois métodos mostrou-se divergente, pois pelo método tradicional (primeiro método de avaliação), a amostra seria reprovada por apresentar altos índices de plasticidade. Já pelo segundo método de avaliação, a amostra apresentou bons resultados para ser utilizada como camada de sublastro, rejeitando, portanto, o ensaio 4, onde as tensões praticadas são consideradas muito elevadas.

#### 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B. *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. Petrobras, ABEDA: Rio de Janeiro, Brasil, 2008.
- BRINA, H. L. *Estradas de Ferro*. Volume 1. 2ª ed. Belo Horizonte, 1988.
- NORMA DNIT 098/2007 – ES. *Pavimentação – base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico – Especificação de serviço*.
- NBR 7180/1984. *Solo - Determinação do Índice de Plasticidade*. Versão corrigida: 1988.
- NBR 9895/1987. *Solo - Índice de Suporte Califórnia – Método de Ensaio*.
- NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D. F. *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. Ed. Villibor: São Paulo, Brasil, 1995.
- PROCEDIMENTO REDE. *Manual de execução de trechos monitorados*. Outubro de 2010.

# Reforço de Solos com Adição de Cal – Um Estudo a Respeito dos Incrementos de Resistência Considerando o Período de Cura e o Reuso de Amostras

Eng. Civil André Luiz C. de Azevedo  
DER/MG  
andre\_az@yahoo.com

Prof. Dr. Gilberto Fernandes  
EM/DECIV/NUGEO/UFOP  
gilberto@em.ufop.br

## RESUMO

Visando ampliar o conhecimento e monitorar o comportamento mecânico sobre o reforço dos solos com adição de cal hidratada e o respectivo período de cura, foi feito neste trabalho de campo uma campanha de ensaios para demonstrar que as reações do solo argiloso com cal podem ser reversíveis. Esta análise simula uma mistura de solo e cal sendo executada inicialmente numa usina, quando do início da obra, antes mesmo da terraplenagem concluída, armazenada durante um período de tempo determinado e posteriormente sendo executada como camada de pavimento. Para isso, foram moldados corpos de prova com amostras de solo adicionados a 2% de cal e rompidos após período de cura de 1, 3 e 14 dias. Durante o período de cura, algumas amostras ficaram ensacadas, simulando a cura do material estocado em depósito, após mistura, e outras foram rompidas, remoldadas e novamente rompidas, obedecendo ao respectivo período de cura citado, de forma a simular o que ocorreria com esse material depositado e estocado, sendo movimentado no depósito durante o período de repouso ou mesmo sendo reconfeccionado em pista, no caso de alguma execução defeituosa, que mereça reexecução da camada, ao invés da substituição do material componente da camada executada. Os resultados alcançados mostram que a redução da resistência dos corpos de prova é muito pequena, até mesmo

ao comparar com amostras de solo-cimento, o que permitirá a substituição do procedimento de mistura de solos realizado hoje por uma mistura prévia dos componentes em uma usina, com controle efetivo da homogeneização da mesma e posterior aplicação na pista, com ganhos consideráveis quanto ao tempo de execução da obra, visto que a mistura pode ser feita e estocada antes do término da etapa de terraplenagem da obra. Além disso, nos casos onde a execução da camada do pavimento tenha sofrido algum problema, ela poderá ser refeita, desde que o intervalo de tempo entre a execução e a reexecução não ultrapasse o período de cura da amostra.

**Palavras-chave:** Solo-cal, Reforço de solos, Reuso de amostras, Resistência mecânica.

## ABSTRACT

Aiming to expand the knowledge and monitor the mechanical behavior on the reinforcement of soils with the addition of hydrated lime and its respective curing period, was done a fieldwork campaign of tests to demonstrate that the reactions of the clay soil with lime may be reversible. This analysis simulates a mixture of soil and lime is initially performed on a plant, when work begins even before the completed earthworks, stored for a certain period of time and subsequently being performed as a pavement layer. For this test specimens were molded with soil samples added to 2% lime, and broken after curing

period of 1, 3 and 14 days. During the curing period, some samples were bagged, simulating the healing of the stored material deposited, after mixing, and others were broken, reshaped, and broken again, according to its curing period cited, in order to simulate what would happen to this filed and stored, material being moved in storage during the rest period, or even being remade on track, in the case of some faulty execution that deserves re-implementation of the layer, rather than replacing the component material performed layer. The results show that the reduced resistance of the specimens are very small, even when compared with samples of soil cement, allowing the

replacement of soil mix procedure performed today by a previous mixing of the components in a plant, with effective control of the same homogenization and subsequent implementation on track, with considerable gains on the time of completion, since mixture can be made and stored before the end of stage earthwork work. Furthermore, in cases where the execution of the pavement layer has suffered a problem, it can be redone since the time interval between the execution and no execution aft exceed the curing time of the sample.

**Keywords:** Soil-Lime, Reinforcement of Soils, Reuse of Samples, Mechanical Resistance.

## I. INTRODUÇÃO

Os solos e lateritas são considerados pela engenharia como materiais de construção e sustentação das obras. Em rodovias, estes compõem as camadas estruturais do pavimento (subleito, sub-base, base, capa asfáltica). Para tanto, devem apresentar certas propriedades para que sejam capazes de conferir estabilidade e resistência mecânica aos esforços e cargas a que serão submetidos durante a vida útil da estrada. (Azevedo *et alii*, 1998, p. 01).

Quando os materiais encontrados, que podem ser usados nas camadas do pavimento, não apresentam as características geotécnicas exigidas, três opções devem ser avaliadas:

- A substituição do solo existente por outro, cujo comportamento seja satisfatório;
- A estabilização química ou mecânica deste solo;
- A modificação do dimensionamento do projeto.

No primeiro caso, a remoção e a substituição do solo de origem, por materiais com características geotécnicas satisfatórias, podem significar, em muitas situações, o transporte de grandes volumes a grandes distâncias. Isso onera a construção, pois há um aumento do custo total da obra, além de uma dilatação do tempo de execução da mesma. Há que se considerar que atualmente o custo do transporte de materiais é um fator decisivo no custo final da obra, podendo levar à inviabilidade do empreendimento.

A opção pela estabilização do solo, seja ela química, seja mecânica, considerada aqui como a segunda alternativa, possibilita, em algumas situações, a utilização dos solos encontrados no local da obra, reduzindo o custo e o tempo de execução da obra, pois há uma redução global no momento de transporte da camada estabilizada.

A última alternativa, que leva a uma alteração radical do projeto a partir do redimensionamento do pavimento, só deve ser considerada em último caso, pois significa uma ruptura com a concepção inicial do projeto, levando normalmente a um custo mais alto.

A estabilização dos solos, por sua vez, pode ser obtida pelo uso de várias técnicas que podem ser reunidas em dois grupos:

- Técnicas que empregam meios mecânicos, como a correção da granulometria e da plasticidade com adição e subtração de quantidades definidas de suas frações constituintes, até que se obtenham os parâmetros estabelecidos por norma (Vargas, 1977). Para atingir este fim, normalmente se usa proceder a adição de frações de areia e material britado;
- Técnicas que empregam meios químicos utilizando aditivos orgânicos ou inorgânicos, como, por exemplo, materiais betuminosos e resinas, compostos de fósforo, silicatos de sódio, cal, cimento Portland e outros.

A opção por um ou outro tipo de estabilização é influenciada por uma série de fatores, entre os quais os custos totais da obra (custo de execução e manutenção), a própria finalidade da obra e, em particular, as características dos materiais e as propriedades que devem ser corrigidas. Cabe apenas considerar a crítica de que atualmente o critério mais utilizado é o do menor custo inicial da alternativa, não se pensando no horizonte de vida útil do pavimento ou mesmo no custo de suas manutenções futuras.

Neste trabalho, há um enfoque na estabilização de solos com uso de cal hidratada, que é uma excelente alternativa para os solos predominantemente argilosos. Tais podem ter seu comportamento modificado a partir da adição de um percentual em peso de cal, passando, a mistura, a resistir a esforços, de tal forma que podem ser utilizados na camada de base do pavimento.

Visando ampliar o conhecimento nesta área, este estudo pretende demonstrar que é possível ocorrer a recomposição das ligações entre as partículas de solo e cal, após as mesmas terem sido rompidas, além de verificar o quanto o rearranjo dessas partículas (que é aleatória) influencia na perda de resistência mecânica do conjunto solo-cal durante o processo, o que permitirá a execução de uma mistura em usina com total controle das variáveis envolvidas, garantindo uma mistura de melhor qualidade entre solo, cal e água, estocagem do resultado final das misturas e posterior espalhamento e compactação do produto final sem que haja perda de suas características mecânicas, de forma tal a permitir sua utilização como material componente de uma camada de base de um pavimento. Maiores detalhes podem ser vistos em Azevedo (2010).

## 2. MATERIAIS EMPREGADOS NA PESQUISA EM LABORATÓRIO

O trabalho teve início com a busca de um material que contivesse uma fração argila considerável, de forma a ser possível ocorrer as reações previstas após a sua mistura com cal hidratada e água. Para tal, utilizaram-se amostras de dois solos encontrados no Estado de Minas Gerais:

- O primeiro solo utilizado foi coletado na Rodovia MG/307, que liga o município de Grão Mogol,

no norte do Estado de Minas Gerais, à Rodovia BR/251, que faz a ligação do norte de Minas Gerais com a BR/116, rodovia esta que liga os Estados do Nordeste e do Sul do Brasil.

- O segundo solo utilizado foi coletado na Rodovia MG/214, que liga os municípios de São Gonçalo do Rio Preto a Senador Modestino Gonçalves, na região de central do Estado, próximo à cidade de Diamantina/MG.
- A cal hidratada e o cimento foram fornecidos pela empresa DER/MG.

Cabe considerar que ambos os materiais têm em sua composição uma fração de material passante na #200 superior a 80%, além de limites de Atterberg elevados (wL superior a 45% e IP superior a 15%), o que leva à suposição de que a fração argila do solo é bastante considerável, o que permite uma maior visualização dos resultados dos ensaios que seriam executados.

Cumprir informar que esta solução técnica não foi proposta para nenhuma das duas rodovias, quando da execução do seu projeto, pois há na região materiais disponíveis para o uso em camadas do pavimento sem a necessidade de qualquer tipo de estabilização química, o que se traduz em custo mais baixo. Mas o material existente em alguns pontos das rodovias permitiria sua estabilização química e seu uso como camada de base, o que faz possível o uso neste trabalho.

Foi definido o seguinte esquema de ensaios para que fosse possível atingir o objetivo proposto:

- a) Caracterização do solo utilizado de acordo com as especificações técnicas do DNIT (ensaios de granulometria, definição dos limites de Atterberg, compactação dos solos com determinação da umidade ótima e determinação do Índice de Suporte Califórnia);
- b) Caracterização da cal hidratada;
- c) Determinação do ISC da mistura solo+cal, com adição de 2%, 3%, 4% e 5% de cal;
- d) Após definida a mistura solo+cal que atinge um ISC mínimo de 60%, de acordo com a especificação do DNIT ES-303/97 para rodovias cujo volume de tráfego seja inferior a  $N = 5 \times 10^6$  (ISC mínimo exigido para a camada de base, visto não haver especificação para a camada de base estabilizada com cal), a moldagem de corpos de prova para os ensaios de determinação de ISC ou a determinação da resistência à compressão simples, a depen-

der da série de ensaios, para o rompimento nas idades previstas (intervalos de cura da mistura de 1, 3 e 14 dias, a depender da série dos ensaios);

- e) Após o rompimento, a remoldagem dos mesmos para o novo rompimento, mantidas as curvas de compactação originais após atingir novas idades de cura predeterminadas (intervalos de cura da mistura de 1, 3 e 14 dias, a depender da série dos ensaios). Cabe informar que o processo de remoldagem compreende o destorroamento da amostra rompida, com consequente desagregação do material, e nova homogeneização da mistura;
- f) Mistura de solo+cal, com teor de cal especificado conforme o item d, deixando a amostra obtida em repouso, com adição de água, por um período predeterminado, após a homogeneização da mesma (1 a 14 dias, a depender da série dos ensaios) para, então, moldar os corpos de prova, e após um período idêntico de cura, rompê-los;
- g) Foram consideradas para este trabalho que a 1ª e a 2ª séries de ensaios compreendessem os passos d a f;
- h) Na terceira série de ensaios, foram moldados corpos de prova com adição de 2% de cimento ao material obtido na MG/214 para o rompimento com o mesmo período de cura previsto para o solo misturado com 2% de cal. Esse teor foi definido arbitrariamente para essa série de ensaios, mesmo que não tenha sido obtido um ISC > 60% quando da moldagem dos corpos de prova para a determinação do ISC, de acordo com a especificação do DNIT. Os ensaios com uso de cimento foram utilizados para que houvesse um parâmetro de comparação para os resultados mecânicos do solo estabilizado com cal, visto que os solos estabilizados com cimento têm uma maior visibilidade no meio técnico hoje;
- i) Análise dos resultados obtidos.

De início, foram definidas três séries de ensaios, com tempos de cura determinados, para a comparação dos resultados dos ensaios mecânicos.

Na primeira série, usando o solo da MG/307, foram feitas amostras diversas de solo misturado com cal, sendo verificado apenas o comportamento do solo quanto ao ISC após a compactação das amostras, após a recompactação do material já rompido e após a compactação do material misturado e posto em repouso por um período igual ao da cura inicial. Os tempos de cura das três séries de ensaios considerados foram de 1, 3 e 14 dias, e o tempo de cura definido arbitrariamente para o material compactado após o rompimen-

to da amostra inicial foi de 14 dias. Nestas séries de ensaios, não foi feita a correção da umidade de compactação quando o corpo de prova for rompido e remoldado para não alterar nenhum tipo de parâmetro. A energia de compactação utilizada foi a do Proctor intermediário.

Na segunda série, usando o solo da MG/307, foram feitas amostras diversas de solo misturado com cal, sendo verificado apenas o comportamento do solo quanto à resistência à compressão simples após a compactação das amostras, após a recompactação do material já rompido e após a compactação do material misturado e posto em repouso por um período igual ao da cura inicial. Os tempos de cura das três séries de ensaios considerados foram de 1, 3 e 14 dias, e o tempo de cura definido para o material compactado após o rompimento da amostra inicial foi o mesmo gasto para a cura inicial. A energia de compactação utilizada foi a do Proctor intermediário.

Na terceira série, usando o solo da MG/214, foi feita uma única amostra do solo coletado e a partir dela, foram feitas várias amostras de solo misturado à cal, num teor de 2%, para que fosse possível verificar o comportamento do solo quanto ao ISC e a resistência à compressão simples após a compactação das amostras e após a compactação do material já rompido. Esta diferença sutil, que será a utilização de uma única amostra para misturar o solo com cal, aliada à correção da umidade quando da recompactação dos corpos de prova e quando da moldagem dos corpos de prova originado do material que será posto em repouso, ensacado, permitirá a verificação do ganho de resistência com o tempo de 24 horas a 7 dias e a variação da perda de resistência ao longo do tempo para uma remoldagem dos corpos de prova. O tempo de cura definido para o material compactado após o rompimento da amostra inicial foi o mesmo gasto para a cura inicial. A energia de compactação utilizada foi a do Proctor intermediário.

Nesta última sequência, também foi misturada à amostra original uma quantidade de cimento correspondente a 2% da quantidade do solo em peso e executada a mesma sequência de ensaios para que fosse possível comparar o comportamento do solo com adição de cal

com o do solo com adição de cimento, na mesma situação. Nesta sequência de ensaios, também foi avaliada a alteração dos limites de Atterberg e da granulometria da mistura nas três séries propostas e nos três tipos de amostras confeccionadas.

Há a citação de que, em cada uma das séries, serão moldados corpos de prova que serão postos em repouso após a mistura por um período idêntico à cura da mesma. Para que isso seja possível, em cada uma das séries, será ensacada uma amostra do material idêntica à que estava passando por este processo de rompimento e remoldagem, com adição de cal, para que seja possível verificar se haveria perda de resistência devido às reações que se processam na mistura em repouso. Em todas as séries, o material ficará em repouso, já misturado, e, portanto, passando por reações entre a argila e a cal durante o período de cura da amostra até o seu rompimento. A partir desse momento, será feita a moldagem dos corpos de prova e a nova cura se dará pelo mesmo período da amostra que será moldada após o rompimento.

Este ensaio foi pensado para verificar o quanto um material argiloso, ao ser misturado com cal e deixado em repouso, no que se assemelha a uma mistura usinada e estocada num intervalo de tempo até seu uso como material de camada de pavimento, perderá da sua resistência mecânica esperada quando for rompido.

Cabe considerar que não se pode usar o raciocínio de tempo de cura de 28 dias definido quando se procede a mistura de solo com cimento, pois, neste caso, as resistências esperadas só serão atingidas após esse período. Quando se usa cal como agente estabilizador, embora não haja na literatura um espaço de tempo definido para a cura da mistura, é sabido que há uma reação extremamente rápida (floculação e troca de íons), que confere ganho de resistência imediato, mas a resistência considerada satisfatória, para que haja liberação ao tráfego da camada estabilizada, por exemplo, só é atingida entre 3 e 7 dias.

Ao mesmo tempo, considerou-se que, em uma instalação industrial (usina de mistura de solos) na obra, o tempo considerado ótimo, por hipótese, para que a amostra fosse misturada e permanecesse em descanso seria metade do tempo considerado para uma

medição de serviços (30 dias) para que se otimizassem os custos da mistura e da execução na pista, pois se a mistura fosse feita no início de um mês, a camada poderia ficar estocada e ser utilizada na execução da camada do pavimento no mesmo mês de medição de serviços. Obviamente que, se necessário, o material poderia ficar estocado por bastante tempo, mas não seria economicamente interessante, devido aos custos de armazenamento do material misturado.

Desta forma, consideraram-se os tempos de cura como no máximo 14 dias para as amostras que serão moldadas e rompidas pela primeira vez e até 14 dias para as amostras ensacadas e as remoldadas após o rompimento.

De posse dos dados, foram feitas tabelas e gráficos para que fossem criados subsídios para a conclusão dos trabalhos, enfocando a perda de resistência após o rompimento de amostras, fazendo a comparação da condição da primeira moldagem considerada normal, a da segunda vez considerada como moldagem e a da terceira vez que teve um período de repouso. Como se trata de amostragens distintas e jazidas também distintas, não se deve comparar o crescimento da resistência ao longo do tempo com relação ao registro dos rompimentos.

## 2.1. PRIMEIRA SEQUÊNCIA DE ENSAIOS

Tabela com o resumo dos ensaios

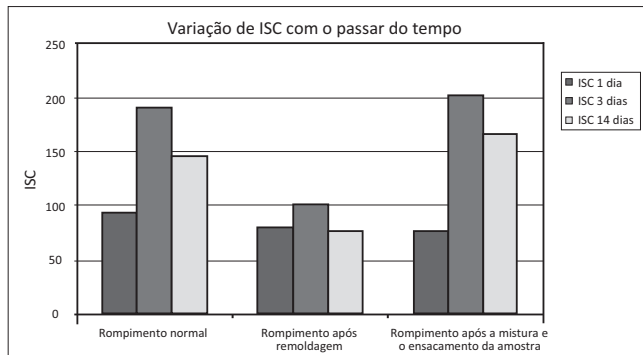
Registro do rompimento	Referência	ISC (%)
24 horas	Adição de 2% de cal – Normal	93,0
24 horas	Adição de 2% de cal – Remoldados	80,6
24 horas	Adição de 2% de cal – Após repouso	75,9
3 dias	Adição de 2% de cal – Normal	190,8
3 dias	Adição de 2% de cal – Remoldados	101,0
3 dias	Adição de 2% de cal – Após repouso	201,9
14 dias	Adição de 2% de cal – Normal	146,2
14 dias	Adição de 2% de cal – Remoldados	76,9
14 dias	Adição de 2% de cal – Após repouso	166

Fonte: Laboratório de solos do DER/MG (2009)

Quando se observa em todos os registros de rompimento das amostras proveniente da Rodovia MG/307

a partir da referência normal para o remoldado, há um enfraquecimento, mas não o suficiente para o comprometimento do valor com o atendimento com o valor mínimo de ISC para o uso como camada de pavimentação. Isto no campo é essencial como tempo de execução de obra.

Gráfico com o resumo dos ensaios



Verifica-se que é providencial e acrescenta incrementos de resistência a partir da remoldagem para o de referência com o repouso das amostras feitas em acondicionamento, portanto, o repouso em obra torna-se interessante para o planejamento dos serviços.

## 2.2. SEGUNDA SEQUÊNCIA DE ENSAIOS

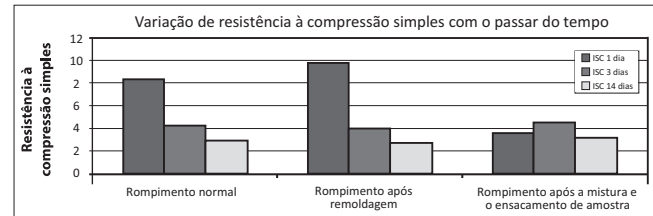
Tabela com o resumo dos ensaios

Registro do rompimento	Referência	Resistência à compressão simples (kgf/cm <sup>2</sup> )
24 horas	Adição de 2% de cal – Normal	8,25
24 horas	Adição de 2% de cal – Remoldados	9,87
24 horas	Adição de 2% de cal – Após repouso	3,60
3 dias	Adição de 2% de cal – Normal	4,27
3 dias	Adição de 2% de cal – Remoldados	3,99
3 dias	Adição de 2% de cal – Após repouso	4,51
14 dias	Adição de 2% de cal – Normal	2,85
14 dias	Adição de 2% de cal – Remoldados	2,75
14 dias	Adição de 2% de cal – Após repouso	3,04

Fonte: Laboratório de solos do DER/MG (2009)

Já na segunda serie de rompimento das amostras, observa-se que no período de 24 horas, a remoldagem não produz enfraquecimento e sim, ganho de resistência, evidenciando a não interferência entre normal e remoldado, enquanto que nos registros de rompimento com 3 e 14 dias, há o enfraquecimento.

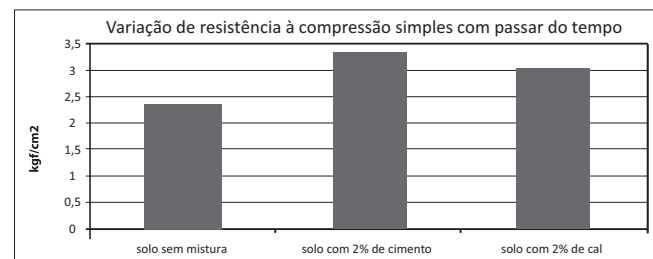
Gráfico com o resumo dos ensaios



Observa-se que as reações nas amostras ocorrem imediatamente após as misturas em todos os procedimentos, tanto no normal como nos remoldados e com repouso. Tem-se como data máxima de uso no campo o prazo de 3 dias.

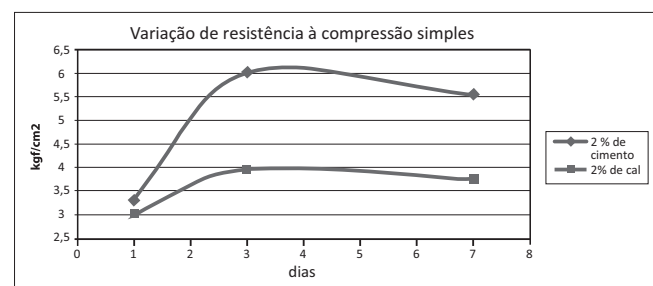
## 2.3. TERCEIRA SEQUÊNCIA DE ENSAIOS

Gráfico com a variação da resistência à compressão simples do solo utilizado



A adição da cal hidratada, assim como o cimento, adicionou incrementos de resistência às amostras estudadas.

Gráfico com a variação da resistência à compressão simples do solo utilizado, com a utilização de cimento e cal ao longo do tempo.



Nos primeiros 3 dias após as misturas, há ganhos significativos de resistência e uma estabilização em torno dos 7 dias, evidenciando um prazo de manuseio na obra de, no máximo, 3 dias.

Gráfico com a variação dos índices físicos e % passado na #200 do solo utilizado.

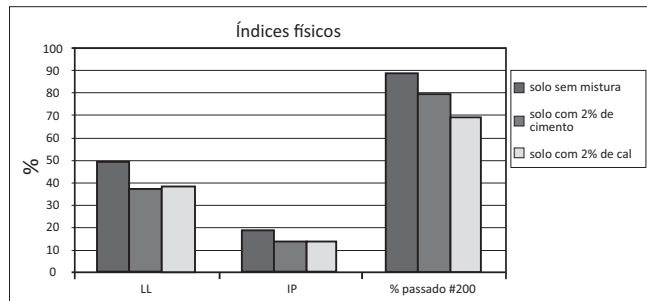


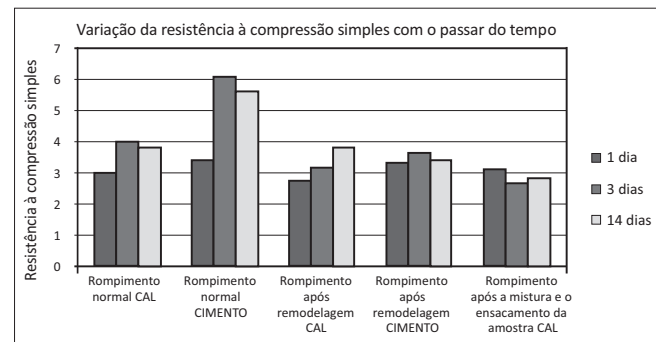
Tabela com o resumo dos ensaios

Registro do rompimento	Referência	Resistência à compressão simples (kgf/cm <sup>2</sup> )
24 horas	Adição de 2% de cal – Normal	3,009
24 horas	Adição de 2% de cal – Remoldados	2,737
24 horas	Adição de 2% de cal – Após repouso	3,035
24 horas	Adição de 2% de cimento – Normal	3,312
24 horas	Adição de 2% de cimento – Remoldados	3,308
3 dias	Adição de 2% de cal – Normal	3,974
3 dias	Adição de 2% de cal – Remoldados	3,127
3 dias	Adição de 2% de cal – Após repouso	2,629
3 dias	Adição de 2% de cimento – Normal	6,024
3 dias	Adição de 2% de cimento – Remoldados	3,626
7 dias	Adição de 2% de cal – Normal	3,764
7 dias	Adição de 2% de cal – Remoldados	3,778
7 dias	Adição de 2% de cal – Após repouso	2,842
7 dias	Adição de 2% de cimento – Normal	5,555
7 dias	Adição de 2% de cimento – Remoldados	3,363

Fonte: Laboratório de solos do DER/MG (2009)

A adição da cal e do cimento ao solo proporcionou melhorias nos índices de consistência, tanto o limite de liquidez como o índice de plasticidade apresentaram valores mais consistentes e houve redução do material na peneira #200.

Gráfico com o resumo dos ensaios



### 3. CONCLUSÃO

Os resultados alcançados neste trabalho mostram que a redução da resistência dos corpos de prova é pequena e que este enfraquecimento não compromete os valores de norma recomendados para a camada de pavimentos, até mesmo ao comparar as amostras de solo-cal com as amostras de solo-cimento. Essa demonstração torna-se relevante do ponto de vista do procedimento da mistura, remistura e repouso, o que possibilitará a alternativa da substituição do procedimento de mistura de solos realizado hoje nas obras no momento de levar para a pista por uma mistura prévia dos componentes em uma usina, com o controle efetivo da homogeneização da mesma e posterior aplicação na pista, com ganhos consideráveis quanto ao tempo de execução da obra, visto que a mistura pode ser feita e estocada antes do término da etapa de terraplenagem da obra. Além disso, em casos onde a execução da camada do pavimento tenha sofrido algum problema, ela poderá ser refeita, desde que o intervalo de tempo entre a execução e a reexecução não ultrapasse 3 dias. Constatou-se também, por meio de todos os procedimentos, que o prazo de manuseio da mistura está em torno de 3 dias.

#### 4. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AZEVEDO, A.L.C (2010). *Estabilização de solos com adição de cal - Um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem após a adição de cal*. Dissertação de mestrado. Programa de Pós Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, Brasil.

AZEVEDO, A.L.C; Oliveira, A. JR.; Pedrosa, R. A.; e Ramalho, R. W (1998). *Estabilização de solos com adição de cal*. Dissertação de pós-graduação. IPC/PUC. 78 p. Belo Horizonte/MG, Brasil.

BUZATTI, D. J. (1979). *Estabilização de Solos com Emprego de Cal - Aplicação em Trecho Experimental "Brasília de Minas - São Francisco"*. Belo Horizonte: DER/MG, 75 p.

DNIT ES -303/97. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. (1997) Norma Rodoviária, Especificação de serviço – Pavimentação.

TERZAGHI, K.; e PECK, R. B. *Mecânica dos solos na prática da engenharia*. Tradução de Antônio José da Costa Nunes e Maria de Lourdes Campos Campello. Rio de Janeiro, 1962. Ao Livro Técnico S. A., 659 p.

VARGAS, M. *Introdução à Mecânica dos Solos*. São Paulo: McGraw - Hill, Ed. USP, 1977. 509p.