

REVISTA

ABPV

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO



PAVIMENTAÇÃO

ANO X • Nº 36 • ABR-JUN • 2015 • WWW.ABPV.ORG.BR • ISSN 1809-1865

**UM PROCEDIMENTO PARA IDENTIFICAÇÃO
DE SOLOS LATERÍTICOS PEDREGULHOSOS
VISANDO UTILIZAÇÃO EM CAMADAS
DE BASE E SUB-BASE DE PAVIMENTOS**



*Antonio Carlos Rodrigues Guimarães
Laura Maria Goretti da Motta
Yasser Arafat Belém de Figueiredo
Júlio César Soares de Oliveira*

20^a RPU



Reunião de Pavimentação Urbana

Florianópolis ■ 1 a 3 | Jun | 2016



Temário para trabalhos técnicos

- Financiamento à municípios.
- Materiais para pavimentação.
- Estudos e projetos de pavimentos.
- Manutenção, Restauração e Gerência de Vias.
- Técnica de Construção e Controle de Qualidade de Pavimentos.
- Segurança e Meio Ambiente em Vias.
- Abertura e reaterro de valas de redes subterrâneas.
- SMS (Saúde do Trabalho, Meio Ambiente e Segurança do Trabalhador).
- Acessibilidades.
- Estradas Vicinais.

Prazos

- **30/09/2015**
Entrega de resumo.
- **23/10/2015**
Notificação de aceite de resumo.
- **11/01/2016**
Prazo final para entrega de trabalho em word.
- **11/02/2016**
Notificação de aceite de trabalho.
- **07/03/2016**
Prazo final para trabalho revisto.

www.rpu.org.br

EXPEDIENTE

REVISTA PAVIMENTAÇÃO

Ano X • N° 36 • Abr - Jun 2015
ISSN 1809 - 1865

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



CONSELHO EDITORIAL

Diretoria da ABPv

EDITORA CHEFE

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 • Eng° José Pedro dos Santos Vieira Costa
Vice-Presidente • Eng° Eduardo Alberto Ricci
Diretora Financeira • Arqtª Georgina Libório Azevedo
Diretor Administrativo • Eng° Fernando Augusto Júnior
Diretora Técnica • Engª Luciana Nogueira Dantas
Diretora de Divulgação • Engª Michéle Dal Toé Casagrande

COMITÊ TÉCNICO-CIENTÍFICO

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

Projeto Gráfico e Produção Digital • Luciana Costa Leite
Impressão • WalPrint Gráfica e Editora
Tiragem • 10.000 exemplares
Periodicidade • Trimestral

NOSSA CAPA



Imagem do trecho da Rodovia dos Bandeirantes - SP.

Foto: Georgina Libório Azevedo.

Envie sua foto para:

revistapavimentacao@abpv.org.br

SUMÁRIO

EDITORIAL	4
SEÇÃO DE NOTAS	5
ESPAÇO JURÍDICO	14
ENTREVISTA	16
ARTIGOS TÉCNICOS	19

ARTIGO 1

Um procedimento para identificação de solos lateríticos pedregulhosos visando utilização em camadas de base e sub-base de pavimentos

Antonio Carlos Rodrigues Guimarães
Laura Maria Goretti da Motta
Yasser Arafat Belém de Figueiredo
Júlio César Soares de Oliveira

ARTIGO 2

Influência da temperatura nas propriedades mecânicas e reológicas de misturas asfálticas densas e no dimensionamento de estruturas de pavimentos

Breno Barra
Leto Momm
Yader Guerrero Pérez

ARTIGO 3

Resposta mecânica de misturas betuminosas a frio

Tamyres Karla da Silva
Carlos Alexandre Braz de Carvalho
Geraldo Luciano de Oliveira Marques
Giovani Levi Sant'Anna
Cássio Alberto Teoro do Carmo
Dario Cardoso de Lima
Taciano Oliveira da Silva

ARTIGO 4

Análise do comportamento de um solo estabilizado com cinzas de carvão mineral para aplicação em camadas de base e sub-base de pavimentos

Louise dos Santos Erasmi Lopes
José Adriano Cardoso Malko
Michéle Dal Toé Casagrande
Laura Maria Goretti da Motta

EDITORIAL

Esta edição da Revista PAVIMENTAÇÃO será também distribuída na 44ª Reunião Anual de Pavimentação – RAPv/18º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária – ENACOR e 4ª Expopavimentação onde traz um conteúdo especial com assuntos e artigos de amplo interesse de toda a comunidade da engenharia de pavimentos.

O primeiro artigo que apresentamos versa sobre procedimento para identificação de solos lateríticos pedregulhosos visando utilização em camadas de base e sub-base de pavimentos. Trata-se de um estudo dos pesquisadores Antonio Carlos Rodrigues Guimarães, Laura Maria Goretti da Motta, Yasser Arafat Belém de Figueiredo e Júlio César Soares de Oliveira.

O segundo trabalho aborda a influência da temperatura nas propriedades mecânicas e reológicas de misturas asfálticas densas e no dimensionamento de estruturas de pavimentos. Um estudo realizado por Breno Barra, Leto Momm e Yader Guerrero Pérez.

A resposta mecânica de misturas betuminosas a frio é o tema do terceiro artigo técnico. Trata-se de um exímio trabalho dos autores Tamyres Karla da Silva, Carlos Alexandre Braz de Carvalho, Geraldo Luciano de Oliveira Marques, Giovani Levi Sant’Anna, Cássio Alberto Teoro do Carmo, Dario Cardoso de Lima e Taciano Oliveira da Silva.

De autoria de Louise dos Santos Erasmi Lopes, José Adriano Cardoso Malko, Michéle Dal Toé Casagrande e Laura Maria Goretti da Motta o quarto artigo faz uma análise do comportamento de um solo estabilizado com cinzas de carvão mineral para aplicação em camadas de base e sub-base de pavimentos.

Nesta edição também trazemos uma entrevista com o Diretor Geral do DER-MG, Célio Dantas de Brito, que recebeu a Revista PAVIMENTAÇÃO na sede do órgão, em Belo Horizonte. Dantas abordou a situação das rodovias estaduais de Minas Gerais, falou sobre as experiências com as concessões, parcerias público-privadas e as perspectivas para os próximos anos.

Em Espaço Jurídico, o advogado e professor Cláudio Millian aborda um tema caríssimo aos nossos leitores: a responsabilidade do profissional de engenharia. Nesta edição, Millian, que é professor da disciplina Direito para curso de Engenharia da Unifacs, em Salvador, aborda a regulamentação da profissão, a responsabilidade civil e técnica dos engenheiros, arquitetos e agrônomos.

Em destaque, a notícia do anúncio do governo federal, em junho, da nova fase do Programa de Investimento em Logística (PIL), que priorizará ferrovias, rodovias, portos e aeroportos. Para as ferrovias, serão destinados R\$ 86,4 bi; para as rodovias estão previstos investimentos da ordem de R\$ 66,1 bi; já para os portos o montante será de R\$ 37,4 bi e para os aeroportos R\$ 8,5 bi.

Ao se concretizar a investida governamental, teremos uma grande injeção de ânimo e obras pela frente, fazendo girar a grande roda dos setores envolvidos, impulsionando, sobremaneira, a economia e avançando na melhoria da infraestrutura do País.

Por fim, saudamos a todos aqueles que participarão da 44ª RAPv/18º ENACOR e da 4ª ExpoPavimentação com nossos melhores votos de um excelente evento, que sem dúvida alguma tem papel importante e destacado dentre os grandes acontecimentos do setor.



SEÇÃO DE NOTAS

revistapavimentacao@abpv.org.br

SEÇÃO DE NOTAS



M&T EXPO 2015 SURPREENDE, POR SUA GRANDEZA, GERANDO NEGÓCIOS E MARCANDO INÍCIO DA RETOMADA NO MERCADO DE EQUIPAMENTOS PARA CONSTRUÇÃO E MINERAÇÃO.

A M&T Expo 2015 completa 20 anos em grande estilo, juntamente com a 9ª Feira e Congresso Internacionais de Equipamentos para Construção e 7ª Feira e Congresso Internacionais de Equipamentos para Mineração. A Feira realizou-se entre os dias 9 a 13 de junho em São Paulo. Contando com um público superior a 45 mil visitantes e com 100 mil metros quadrados de área de exposição é considerada a maior e mais importante feira do segmento de equipamentos para construção e mineração da América Latina.

Na edição deste ano, segundo Afonso Mamede, “a feira foi um sucesso e ratifica o seu papel de importante fonte de geração de negócios para os fabricantes e revendedores de equipa-

mentos, fomentando a competitividade, o desenvolvimento econômico-financeiro e tecnológico de todo o setor da construção e mineração”, acentuou o presidente da Sobratema.

Presente no evento a diretora financeira da ABPv e editora chefe da Revista PAVIMENTAÇÃO, Georgina Libório Azevedo ressaltou que “A M&T Expo, além de uma grande feira de negócios e oportunidades, também nos proporciona de maneira muito agradável encontrar com colegas, profissionais, ver a evolução dos equipamentos, assim como as novas tecnologias utilizadas, além de participar de palestras de fabricantes e gestores no M&T Expo Congresso”. 📍

A ABPv se sente orgulhosa por apoiar institucionalmente mais este evento de grande importância para a área de pavimentação.

CONVITE

ABPV



A Associação Brasileira de Pavimentação está completando 56 anos e a comemoração com palestras técnicas será dia 20 de outubro de 2015, no Auditório da Fundação DER-RJ, Av. Presidente Vargas, 1100 – 14º andar onde o seu presidente, Eng.º José Pedro dos Santos Vieira Costa, em nome da associação, prestará seus agradecimentos àqueles que contribuíram para a concretização dos ideais de seus fundadores: ex-Presidentes, Representantes Regionais Estaduais e Municipais, Coordenadores de Comissões, patrocinadores, expositores, funcionários da administração e todos os que nos ajudaram a realizar as 44 Reuniões Anuais de Pavimentação, as 19 Reuniões de Pavimentação Urbana, os 7 Simpósios Internacionais, os 175 Boletins Informativos, os 19 boletins técnicos, os 11 manuais, dois livros, as 36 edições da Revista Pavimentação, inúmeros cursos, seminários e palestras proferidas.

E, em especial, a você associado o nosso reconhecimento, cuja participação e envolvimento tem sido a mola de todo o trabalho e sucesso da nossa entidade.

A programação é gratuita com vagas limitadas e encontra-se no site www.abpv.org.br. Prazo para confirmação oficial de presença: 13 de outubro de 2015.

abpv@abpv.org.br

R.S.V.P: (21) 2233-2020 • 2263-5794

56
ANOS
1959 - 2015



44ª RAPv | 18º ENACOR
 44ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO | 18º ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA
 4ª Expopavimentação



PRESENCAS ILUSTRES

O Presidente da ABPv Engº José Pedro Vieira Costa e o Engº Almir Bonatto representante do DER-PR se reuniram com os ministros de Ciência e Tecnologia Aldo Rebelo e dos Transportes Antonio Carlos Rodrigues para convidá-los oficialmente a proferirem palestras de abertura na 44ª RAPv/18º ENACOR/4ª ExpoPavimentação, os convites foram aceitos, o que sem dúvida engrandecerá o evento.



POSSE DA NOVA DIRETORIA DA ABDER



Participaram da 1ª Assembleia Geral Extraordinária (da esquerda para a direita)

Rui Correa Vieira - DER-DF • Saulo Filinto Pontes de Souza - SIT-BA
Riumar dos Santos - AGETOP-GO • Nelson Leal Júnior - DER-PR
Henrique Luduvise - DER-DF • Almir Bonatto - DER-PR
José Arnaldo Souza Lima - DER-PB • Deliomar da Silva - DER-SP

Ocorreu no dia 13 de maio a posse da nova diretora da Associação Brasileira dos Departamentos Estaduais de Estradas de Rodagem - ABDER. Essa associação ao longo de sua história promoveu, orientou, coordenou e fomentou diversos eventos. Atualmente a ABDER promove em parceria com os DER's vários Encontros Nacionais, dentre eles o ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA - ENACOR, que este ano chega a sua 18ª edição em parceria com a 44ª RAPv - Reunião Anual de Pavimentação e a 4ª ExpoPavimentação, que ocorrerá em Foz do Iguaçu entre os dias 18 a 21 de agosto. Nós da ABPv desejamos a todos os eleitos muito sucesso na gestão 2015/2017 e que possamos continuar trilhando juntas o caminho para o aprimoramento técnico-científico do rodoviarismo brasileiro.



NOMEAÇÃO DOS NOVOS REPRESENTANTES ESTADUAIS E COMISSÕES ESPECIAIS DA ABPv

Em reunião realizada no dia 13/07 a diretoria da ABPv nomeou os novos representantes estaduais e também os coordenadores das comissões de trabalho. Esses representantes são de suma importância para nossa associação, pois é através da competência deles que mantemos a entidade atualizada e conectada com todo o país, seja através da elaboração de novos manuais ou de eventos realizados em um determinado estado.

Chefes das RR-ABPv

- AC** - Ricardo Luiz Carius Nogueira
- AL** - Sebastião Mota
- AM** - Nilton de Souza Campelo
- AL** - Claudio Océlio Reis Vogado
- CE** - José Ademar Gondim Vasconcelos
- DF** - Alex Peres Mendes Ferreira
- ES** - Eudier Antônio da Silva
- GO** - Lilian Ribeiro de Rezende
- MA** - Walter Canales Santana
- MG** - Marcílio Augusto Neves
- MS** - Rodrigo Lima Cavalcante
- MT** - Luiz Miguel de Miranda
- PA** - João Guilherme Mota de Sousa
- PB** - John Kennedy Guedes Rodrigues
- PR** - André Fernando Fanaya Dluhosch
- RO** - Gilson Castro de Moraes
- RR** - Hamilton José Pereira de Oliveira
- RS** - Maria Cristina Ferreira Passos
- SE** - Juan Daniel Valdívia
- SP** - Ângelo Giovanni Ribeiro de Almeida

Editora Chefe • Revista Pavimentação

Georgina Libório Azevedo

Coordenadores

Comissão de Aeroportos

Silvio Rodrigues Filho

Comissão de Equipamentos

Paulo Sergio Roes

Comissão de Ensino de Pavimentação

Glicério Trichês

Comissão de Gerência de Pavimentos

Luiz Guilherme Rodrigues de Mello

Comissão de Mecânica de Pavimentos

Joelson Hora Costa

Comissão para Elaborar a Memória da Pavimentação no Brasil

Atahualpa Schmitz da Silva Prego

Comissão de Custos

Luiz Heleno Albuquerque Filho

Comissão de Pavimentação Urbana

Celso Reinaldo Ramos

Comissão de Infraestrutura de Ferrovias

Coordenador

Rui José da Silva Nabais

Membros

Helio Suêvo Rodriguez

José Antônio Duba

Nas próximas edições continuaremos a informar as demais Comissões e Representações nomeadas.



Saneamento e Meio Ambiente

Promovida há 25 anos consecutivos pela AESabesp - Associação dos Engenheiros da Sabesp, a Fenasan - Feira Nacional de Saneamento e Meio Ambiente que acontece simultaneamente com o Encontro Técnico da AESabesp - Congresso Nacional de Saneamento e Meio Ambiente é considerada o maior evento do setor na América Latina.

Entre visitantes da Feira e congressistas, o evento recebe em torno de 17.000 pessoas em cada edição anual. Seu público é formado por executivos, técnicos, empresários, estudantes, gestores e pesquisadores de órgãos públicos e privados, acadêmicos e demais interessados no avanço da aplicação dos conhecimentos em saneamento ambiental, resultando numa das visitas mais qualificadas das realizações do setor.

Os eventos acontecem, simultaneamente, entre os dias 4 e 6 de agosto, em São Paulo.

Informações • www.fenasan.com.br



Curso de Combustão Industrial

O Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, promove entre os dias 11 e 15 de agosto o curso de Combustão Industrial, em São Paulo. O curso destina-se a profissionais de formação superior envolvidos em atividades de projeto, desenvolvimento, operação, gerenciamento e análise de equipamentos de combustão.

O objetivo é a transferência de conceitos fundamentais em combustão a técnicos do setor industrial, bem como parte da experiência adquirida pelos pesquisadores do Laboratório de Energia Térmica – LET, do IPT.

Informações • cursos@ipt.org.br



Congresso sobre MND - Métodos Não Destrutivos

A ABRATT - Associação Brasileira de Tecnologia Não Destrutiva, com o apoio da ISTT - International Society for Trenchless Technology, promoverá o V Congresso Brasileiro de MND - Métodos Não Destrutivos. O evento será em São Paulo entre os dias 04 e 06 de agosto de 2015 no Pavilhão Vermelho do Expo Center Norte em conjunto com a FENASAN 2015 - Feira Nacional de Saneamento e Meio Ambiente.

Estarão presentes profissionais de empresas públicas e privadas de serviço de água e esgoto, energia, petróleo e gás e telecomunicações, projetistas, executores, empreiteiros, fabricantes de máquinas e suprimentos, empresas de sondagens e geotecnia além dos professores e estudantes de universidades brasileiras.

Informações • www.acquacon.com.br/nodig2015



Concrete Show South America 2015

O evento reúne anualmente empresários e profissionais de toda a cadeia produtiva do concreto e da construção civil. O Concrete Show South America traz inovações e tendências mundiais em sistemas e métodos construtivos à base de concreto e soluções que aumentam a produtividade, a qualidade e a velocidade na execução da obra.

Nesta edição de 2015, estarão reunidos em São Paulo, entre os dias 26 e 28 agosto, no Centro de Exposições Imigrantes, os principais “players” do universo da cadeia do concreto na construção civil mundial para a pavimentação, edificação e infraestrutura.

Informações • www.concreteshow.com.br



1ª Conferência do International Journal of Pavements

A publicação IJP - International Journal of Pavements comemora seu 14º ano de publicação em 2015 com a realização do 1º Conferência do IJP, que será realizada de 07 a 09 de setembro, em Weimar, Alemanha.

Serão abordadas as seguintes áreas temáticas: teste de pavimento acelerado; práticas modernas para criar, manter e reabilitar asfalto e pavimentos de concreto; aeroportos, estradas de baixo volume; nova estabilização e tecnologias de pavimentação; avaliação não destrutiva; testes de caracterização e de material; ciclo de vida, análise e gerência de pavimentos; práticas de sustentabilidade; e aplicações inovadoras de avançada modelagem computacional e tecnologias de sensoramento remoto.

Este será um excelente fórum para profissionais, acadêmicos, pesquisadores, engenheiros de transporte e funcionários de agências envolvidas na educação, pesquisa, construção e conservação de infraestruturas de transporte em todo o mundo.

Informações • www.ijpavement.com



Congresso sobre Rodovias e Concessões e exposição de produtos para rodovias

O Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões – CBR&C e a Exposição Internacional de Produtos para Rodovias – BRASVIAS compõem importantes eventos promovidos pela iniciativa privada para discutir aspectos relevantes da infraestrutura rodoviária brasileira.

Em 2015, a nona edição do evento será realizada em Brasília (DF), no período de 14 a 16 de setembro, no CICB - Centro

Internacional de Convenções do Brasil, um espaço novo, completo e versátil, que reúne em um só lugar centro de convenções, alojamento, alimentação e serviços. O CBR&C e BRASVIAS 2015 ocorrerão em um mesmo andar, com fácil acesso aos auditórios e à Exposição, permitindo total integração e encontro durante todo período de realização dos mesmos.

Informações • www.cbrcbrasvias.com.br



ABRECON lança 1º Seminário Nacional da Reciclagem de Resíduos da Construção Civil e Demolição

Acontece no dia 17 de setembro, quinta-feira, no Centro de Exposições Milenium (SECOVI) em São Paulo (SP), a 1ª edição do Seminário Nacional da Reciclagem de Resíduos da Construção Civil e Demolição, promovido pela Associação Brasileira para Reciclagem de Resíduos da Construção Civil e Demolição – ABRECON – e organizado pela multinacional Acqua MCI. O evento será um marco por abordar os temas mais relevantes do momento e apresentar dados inéditos sobre o segmento da reciclagem de RCD no Brasil.

Informações • www.acquacon.com.br/seminariorcd



SOEA - Semana da Engenharia e Agronomia

A 72ª Semana da Engenharia e Agronomia, juntamente com o Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia - CONTECC, serão realizados entre os dias 15 e 18 de setembro no Centro de Eventos do Ceará, em Fortaleza. O evento é promovido pela CONFEEA.

Informações • www.soea.org.br



Congresso Internacional de Meio Ambiente Subterrâneo

A Associação Brasileira de Águas Subterrâneas realizará o IV Congresso Internacional de Meio Ambiente Subterrâneo, um evento técnico-científico de alta qualidade que indica tendências futuras nas áreas técnicas, legais e acadêmicas ligadas ao meio ambiente subterrâneo. Será realizado nos dias 5 e 6 de outubro, em São Paulo.

Participarão representantes de universidades, legisladores, reguladores, consultores e prestadores de serviço para uma rica troca de informações e experiências. Estarão reunidos, portanto, os maiores “experts” do setor em palestras e mesas redondas voltadas às apresentações e otimização de tecnologia. Paralelamente será realizada a FENÁGUA – Feira Nacional de Águas, onde os visitantes terão a oportunidade de conhecer as novidades em produtos e serviços do setor de águas e meio ambiente subterrâneo.

Informações • www.abas.org/cimas



CONEXPO Latin America

A CONEXPO Latin America está dirigida a profissionais do setor em toda a América Latina envolvidos em todos os segmentos da indústria da construção, com foco no mercado latino-americano de grandes e pequenas empresas, incluindo empreiteiros, produtores de materiais, órgãos governamentais, fabricantes e prestadores de serviços. O evento acontecerá em Santiago do Chile, de 21 a 24 de outubro.

Informações • www.conexpolatinamerica.com



GEOSUDESTE 2015

No período de 26 a 29 de outubro de 2015 os núcleos de São Paulo, Minas Gerais e Rio de Janeiro/Espírito Santo da Sociedade Brasileira de Geologia – SBG, promoverão o GEOSUDESTE 2015 – 14º SIMPÓSIO DE GEOLOGIA DO SUDESTE e 8º SIMPÓSIO DO CRETÁCEO DO BRASIL, no Centro de Convenções Campos do Jordão, na cidade de Campos do Jordão, São Paulo, tendo como Tema Central: A Importância dos Recursos Naturais na Economia Brasileira.

O Simpósio de Geologia do Sudeste é hoje o segundo maior evento nacional da área de Geociências, tanto em participantes quanto em número de trabalhos técnicos encaminhados, e conta com a participação de universidades, empresas e grandes centros de pesquisa. O evento é realizado desde 1989 com periodicidade bianual e de forma itinerante entre os estados de São Paulo, Minas Gerais e Rio de Janeiro.

Informações • www.acquacon.com.br/geosudeste



57º Congresso Brasileiro do Concreto

A 3ª Conferência Internacional para Melhor Execução de Pavimentos de Concreto será realizada com o lema “Desafios para o futuro da construção com pavimento de concreto sustentável”, dentro do 57º Congresso Brasileiro do Concreto, entre os dias 27 e 30 de outubro, na cidade de Bonito, no Mato Grosso. Trata-se de um dos eventos internacionais mais importantes dedicado à discussão e intercâmbio sobre tecnologias ligadas a questão de pavimentos de concreto. A organização é da Universidade de São Paulo (USP) e do Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON).

Informações • www.site.ibracon.org.br



18ª NT EXPO - Negócios sobre Trilhos

Trata-se do único evento de equipamentos, infraestrutura, serviços e manutenção ferroviária da América do Sul, onde são apresentadas inúmeras oportunidades de negócios, parcerias, intercâmbio e troca de experiências entre profissionais e empresários do setor ferroviário.

O evento acontece em São Paulo, entre os dias 03 e 05 de novembro.

Informações • www.ntexpo.com.br



CILA 2015

O Congresso Ibero-Americano de Asfalto será realizado este ano na cidade de Bariloche, na Argentina, de 16 a 20 de novembro. O evento será oportunidade para troca de informações e experiências sobre novas tecnologias, equipamentos

e especificações que permitirão aproveitar a experiência coletiva e otimizar o investimento na pavimentação e uso de ligantes betuminosos. Além disso, o evento visa incentivar a pesquisa em universidades, centros especializados e outras entidades ligadas ao setor. Desta forma, os laços que permitem o desenvolvimento sustentável nos países Ibero Latino-Americana serão reforçados.

Informações • www.cila2015.com.ar/



Evento mundial do concreto


Em 2016, entre os dias 1 e 5 de fevereiro, a cidade americana de Las Vegas sediará o World of Concrete. Trata-se do maior evento anual da construção civil voltado para a indústria do concreto e da alvenaria. Estarão presentes os principais fornecedores da indústria com produtos inovadores, máquinas e equipamentos de construção, cursos de formação em segurança, diversos seminários e inovações tecnológicas.

O evento também objetiva proporcionar muitas oportunidades de “networking” para aqueles que buscam maneiras de sustentar e fazer crescer o seu negócio.

Informações • www.worldofconcrete.com

Pavimentação Asfáltica de Aeroportos

O livro de autoria de Silvio Rodrigues Filho, Adu-Gyamfi Yaw O. e Adarkwa Offei A. versa sobre uma proposta de uso, em um ambiente MATLAB, das Transformadas de Hilbert-Huang (HHT), especificamente do processo Empírico de Decomposição Conjunta por Peeniramento de sinais não lineares e não estacionários (EEMD), como ferramenta para a identificação de trechos irregulares de pistas de aeroportos considerados críticos, que tem como origem a frequência de excitação gerada no trem de pouso principal da aeronave.

Quando essa frequência, que depende do peso e da velocidade da aeronave for igual à frequência natural do trem de pouso principal, pode vir a gerar desconforto aos passageiros e afetar o controle da aeronave pelo piloto, a ponto de possibilitar a ocorrência de acidentes. Trata-se de um fenômeno momentâneo que não tem sido considerado, até hoje, nas análises de perfis longitudinais de pistas de pouso e decolagem. Disponível somente em língua inglesa no site. **Informações • site: www.lap-publishing.com** 



ESPAÇO JURÍDICO



RESPONSABILIDADE DO PROFISSIONAL DE ENGENHARIA

Cláudio Millian

Buscaremos neste breve espaço compartilhar com o leitor conhecimentos e aspectos das limitações da responsabilidade na seara da engenharia. Todo cidadão é sujeito de direitos e deveres, assumindo também a responsabilidade por seus atos em caso danos.

Com os profissionais da Engenharia e Arquitetura não é diferente. O profissional, ao exercer suas funções, assume o risco de sua atividade que deve ser exercida com a cautela técnica tanto para atender seus objetivos dentro do custo e tempo previstos, assim como minimizar eventuais efeitos decorrentes de acidentes, erros, subdimensionamento, dentre outros.

O exercício profissional nas áreas de Engenharia, Arquitetura e Agronomia é regulamentado pela Lei Federal

5.194/66, possibilitando aos profissionais da área tecnológica, atuarem de maneira ordenada, consciente e responsável.

A atividade se sujeita a toda legislação, sendo que se destaca: a Constituição Federal; o Código Civil; o Código Penal; a Lei 8.078/90 que institui o Código de Defesa do Consumidor; a Lei 5.194/66 que regula o exercício das profissões de Engenheiro, Arquiteto e Engenheiro Agrônomo; a Lei 6.496/77 que institui a Anotação de Responsabilidade Técnica na prestação de serviços de Engenharia, de Arquitetura e Agronomia; o Decreto Lei 73/66 cujo art. 20, letra “c”, dispõe sobre a obrigatoriedade do seguro de responsabilidade civil em obras urbanas; e o Decreto 61.867/67, que submete os órgãos da Administração Pública à exigência do Seguro de Responsabilidade Civil em obras urbanas.

A RESPONSABILIDADE

Dentre as diversas esferas de responsabilidade destacam-se a responsabilidade cível, penal e funcional, senão vejamos: a responsabilidade civil nasce da obrigação de reparar ou indenizar por eventuais danos causados no exercício da atividade. Decorre da responsabilidade pelos materiais aplicados, ou seja, pela escolha dos materiais a serem empregados na obra ou serviço, cuja competência é exclusiva do profissional, e da responsabilidade pela solidez e segurança da construção no qual o profissional responde durante cinco anos, a partir da formalização da data do término da obra.

Daí a importância de ter um documento formal de entrega com data e aceite do cliente/usuário. Para diminuir os riscos pelos materiais, tornou-se praxe executiva a especificação através do “Memorial Descritivo”, determinando tipo, marca e dimensões, dentro dos critérios exigíveis de segurança, distribuindo a responsabilidade pelo fornecedor/fabricante que deve garantir as especificações técnicas dentro dos critérios de segurança.

Além disso, é possível a rejeição pelo profissional dos materiais que não atingem as especificações técnicas, a qualquer tempo, pois pode vir a fragilizar a segurança e solidez da obra.

Nesse caso, se a obra apresentar problemas de solidez e segurança, seja em decorrência de erros de projeto ou execução, aferida em de perícias, ficar constatado erro do profissional, este será responsabilizado, indepen-

dente do prazo transcorrido, conforme jurisprudência existente em nossos Tribunais.

A Responsabilidade técnica decorre das atividades específicas dentro das várias modalidades das categorias da área tecnológica que realizam (projeto, execução, consultoria, peritagem, etc).

Instituída pela Lei 6.496/77, a Anotação da Responsabilidade Técnica define as obrigações e identifica os responsáveis pelo empreendimento em cada área tecnológica. Com isso, o profissional fica vinculado à sua atuação, e a ausência da ART presume o exercício ilegal da profissão, se não houver participação de profissional habilitado ou a eventual irregularidade do profissional, sujeitando-se, assim, à atuação pelo Conselho.

A contratação de profissionais liberais pode ser concretizada verbalmente ou através de documentos, sendo o ideal o contrato firmado entre as partes para a execução de um determinado trabalho, fixando-se os direitos e obrigações de cada uma, estabelecendo, assim, a responsabilidade contratual.

Na próxima edição, daremos continuidade ao tema abordando a responsabilidade penal e trabalhista do profissional de engenharia, bem como as consequências daí resultantes. Ⓡ

ENTREVISTA



Célio Dantas de Brito

Diretor-Geral do DER-MG

Célio Dantas de Brito é engenheiro civil com larga experiência tanto na iniciativa privada quanto no setor público. Mineiro de Pedra Azul, cidade do Vale do Jequitinhonha, Dantas ocupa desde janeiro o cargo de Diretor Geral do Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais.

O novo diretor no DER-MG recebeu a Revista PAVIMENTAÇÃO para uma entrevista em seu gabinete, na sede do órgão estadual, em Belo Horizonte.

Qual é o panorama das rodovias do Estado de Minas Gerais?

Como em todo o Brasil, o panorama das rodovias mineiras não é satisfatório. Minas ficou praticamente dois anos sem uma manutenção mais efetiva das rodovias da malha. Isso se deu por vários motivos, mas eu destaco a ocorrência de duas grandes chuvas somadas à baixa manutenção. Houve o mínimo de manutenção, tão somente o bastante para garantir a trafegabilidade das rodovias. Atualmente, nós temos 40 contratos de conserva, o que inclui tapa-buracos e reperfilamento onde é necessário, sinalização horizontal, capina e limpeza de dispositivos de drenagem nas rodovias.

Qual o total de rodovias pavimentadas no Estado?

Hoje temos o total de 23.268 km de rodovias pavimentadas e 5.404 km não pavimentadas, são estradas que têm revestimento primário e não possuem drenagem. Pelo levantamento de dezembro de 2014, a malha estadual tem 8% em mau estado de conservação e 73% em bom estado.

E a situação do órgão rodoviário?

Quando assumi em janeiro deste ano, o DER-MG estava com uma dívida, em números redondos, de R\$ 294 milhões. Antes de dar continuidade aos programas, nós pagamos esta dívida.

Praticamente estamos hoje com 95% dessa dívida paga. Os 5% restantes referem-se às empresas que têm a receber mas que não cumpriram ainda com a entrega da documentação exigida.

Existem investimentos previstos para este e os próximos anos nas estradas mineiras?

Este ano nós vamos investir R\$ 378 milhões em conserva. Deste montante, R\$ 170 milhões até dezembro de 2015 irão para as 40 regionais para a conservação das estradas. Os outros R\$ 208 milhões serão destinados para o PROMG, que é um programa similar ao antigo projeto CREMA, do DNIT. Trata-se de um sistema de gerenciamento da recuperação e manutenção da malha bastante eficaz. Nós temos hoje 11 programas de PROMG; eles abrangem, em média, 620 km cada. Então, na questão da manutenção, nós estamos dando continuidade de forma rotineira nas estradas.

Há mais investimentos?

Veja, o DER-MG tem 56 obras paradas e 82 projetos paralisados. Em projetos prontos contabilizamos, aproximadamente, 1.800 km de rodovias. Dessa forma, nossa prioridade é terminar os projetos de obras que foram iniciados. Dessas 56 obras, daremos em julho ordem de serviço para 23, o que importa no valor total de R\$ 172 milhões para 2015. Estas obras foram paralisadas em setembro de ano passado. Então, aos

R\$ 378 milhões que serão investidos em conserva, somam-se R\$ 172 milhões para finalização de projetos.

Os recursos destinados a essas obras são tão somente do Estado?

Isto é algo que é importante salientar. Não tem recurso do Tesouro do Estado, trata-se de operação de crédito que já estava disponível com o Banco do Brasil, Banco de Desenvolvimento de Minas Gerais - BDMG e BNDES. Foi uma reativação de financiamentos, acerto de contas.

O que o Senhor pode nos dizer sobre as concessões das rodovias do Estado?

Em síntese, a perspectiva para 2015/16 é, além de continuar com os programas já iniciados, dar prosseguimento a novas concessões. Nós lançamos no mês de maio a concessão para diversas rodovias através de um Programa de Manifestação de Interesse (PMI) totalmente aberto. Passamos para o mercado estudar e em novembro já serão entregues as primeiras propostas para efetivarmos a PMI e posteriormente a PPP – Parceria Público Privada.

As concessões das rodovias estaduais até agora foram bem sucedidas ou ainda há ajustes a serem feitos?

Quem administra o contrato da PPP 050 é o SETOP – Secretaria de Transportes e Obras Públicas, o DER-MG entra para dar suporte técnico ao SETOP. Estamos cobrando do Consórcio Nascente das Gerais que o contrato seja respeitado. O que

nos parece é que a fiscalização anterior deixou a desejar. Não é justo que a contraprestação do Estado seja tão alta para uma contrapartida da concessionária tão pequena.

Há previsão de construção de novas rodovias em Minas Gerais?

Vamos fazer. Primeiramente estamos licitando o projeto de uma obra de arte especial sobre o Rio São Francisco, na cidade de Pintópolis, Norte do Estado. Trata-se de uma ponte de 1.200 m de comprimento, uma obra necessária àquela região, pois ainda hoje atravessa-se de balsa por lá. Quanto às novas estradas, somente quando terminar o que começou.

E sobre o PMDI - Plano Mineiro de Desenvolvimento Integrado, quais são as perspectivas desse programa?

As perspectivas são as melhores possíveis. O Estado elencou 17 regiões para lançar os fóruns regionais de discussão das necessidades e prioridades regionais. Já aconteceu em Montes Claros, Teófilo Otoni e Araçuaí. Eu acho que a população está recebendo isso com muito otimismo por ser uma maneira nova de fazer uma política de integração num estado tão grande como Minas Gerais. Nessa primeira rodada de fóruns, o governador está participando de todos eles. A segunda rodada será mais de trabalho, onde deverá ser elencada as obras e as melhorias que a população quer. As pessoas vão escolher pelo voto, como num orçamento participativo. Não será somente para estradas, mas nas principais áreas de desenvolvimento. Esse novo modelo é uma promessa de campanha do governador Fernando Pimentel. 📍

Rodovia MG-285



NORMAS

Submissão de Trabalhos Técnicos para Revista PAVIMENTAÇÃO

1 • A Revista PAVIMENTAÇÃO é uma publicação técnica e científica de divulgação da ABPv. As contribuições para a revista devem ser de caráter exclusivamente técnico e estão abertas aos sócios e aos profissionais da Engenharia Rodoviária, Ferroviária e Aeroportuária nacional e internacional.

2 • A Revista pode também apresentar, eventualmente, matérias especiais redigidas pelo seu corpo técnico editorial e pela diretoria da ABPv, como forma de divulgação de opiniões ou comentários considerados relevantes como “voz” da ABPv.

3 • Os artigos e contribuições como nota técnica, inéditos, podem ser enviados em qualquer época do ano para serem publicados em uma das quatro edições anuais ou até no ano seguinte, dependendo do número de matérias selecionadas. Os trabalhos são apresentados na íntegra, sendo de total responsabilidade do autor todas as informações neles contidas.

4 • Os trabalhos, sejam científicos, sejam técnicos ou de outra natureza encaminhados para eventual publicação, serão submetidos a avaliação de três profissionais que compõem o Comitê Técnico-Científico da Revista, escolhidos de acordo com o perfil do material a ser julgado. Aos avaliadores não será dado a conhecer os autores do artigo ou trabalho antes da avaliação e também é vedada a divulgação para os autores da identidade dos avaliadores.

5 • Os avaliadores recebem da ABPv um questionário indicativo dos itens a serem avaliados em cada contribuição para Revista PAVIMENTAÇÃO, podendo sugerir três opções de encaminhamento:

- O trabalho é aceito para publicação;
- O trabalho não é aceito para publicação e será então devolvido aos autores;
- O trabalho poderá vir a ser aceito caso os autores concordem em fazer algumas modificações sugeridas por um ou mais avaliadores.

6 • Cabe à Diretoria da ABPv julgar os casos omissos e autorizar a publicação de contribuições de caráter não técnico, eventualmente, em função dos assuntos abordados e da disponibilidade de espaço.


7 • O resultado da avaliação de qualquer material encaminhado à Revista PAVIMENTAÇÃO será levado ao conhecimento dos autores dos mesmos informando o destino que será dado à sua contribuição que pode ser: publicação imediata no próximo número a ser lançado, publicação em número subsequente devido ao excesso de contribuições ou não publicação. Aprovado o artigo pelo Comitê Técnico-Científico, este será publicado gratuitamente.

8 • O Autor ou autores das contribuições aceitas para publicação devem concordar com a reprodução de seu material sem nenhum direito a qualquer custo de direitos autorais já que a ABPv é uma entidade sem fins lucrativos e a Revista PAVIMENTAÇÃO destina-se preferencialmente aos sócios e não será utilizada para venda com fins lucrativos.

9 • As contribuições para a Revista PAVIMENTAÇÃO devem ser encaminhadas de preferência por meio digital, podendo estar em formato PDF somente na fase de julgamento pelo Comitê. Os originais deverão ser produzidos em programa Microsoft Word. As figuras deverão ser fornecidas em separado, com resolução mínima de 300dpi. Caso a foto seja digital, a resolução deverá ser de no mínimo de 3.2 mega pixels. Não sendo as fotos do(s) autor(es), este(s) será(ão) responsável(eis) por declarar os créditos das mesmas e obter a autorização para publicação. Nos gráficos, evitar utilizar cores e dar preferência a símbolos que possam distinguir claramente as informações relevantes da figura. Nas tabelas não devem ser utilizadas formatações, bordas ou sombreados. As tabelas devem ser bem nítidas, identificadas com numeração própria e título. As equações podem ser criadas por um aplicativo externo, podem ser feitas com fontes de símbolos ou com o editor de equações do próprio programa usado para o trabalho. Em qualquer caso, elas devem ser numeradas consecutivamente ao longo do documento. As unidades deverão ser expressas no SI.

10 • As contribuições podem ser de no mínimo 2 e de no máximo 15 páginas em formato A4, editoradas em fonte Times New Roman, tamanho 12, espaço simples. Número maior de páginas poderá ser aceito em casos excepcionais a critério da Editoria da Revista.

11 • Os textos deverão ser escritos em português, em linguagem adequada e correta, sendo de responsabilidade do(s) autor(ões) a revisão ortográfica, as referências bibliográficas devem seguir o padrão ABNT, tipo por citação de sobrenome e ano (ex. MATHEUS, 1994) e preferencialmente os artigos devem apresentar um resumo de 200 a 300 palavras, resumo em inglês de igual conteúdo do resumo em português (ABSTRACT) e indicar de 3 a 5 palavras-chaves. Artigos em outros idiomas podem eventualmente serem aceitos a critério da Editoria da revista.

12 • Essas especificações podem ser eventualmente revistas a critério da Editoria da Revista e da Diretoria da ABPv a qualquer tempo, cabendo aos artigos e contribuições já submetidos se adequarem seguindo as regras existentes à época da submissão do seu material. Associe-se e acesse todas as edições da revista na íntegra. Colabore para a manutenção da Revista Pavimentação enviando seu artigo para abpv@abpv.org.br, sugestões e se associando à ABPv. 



UM PROCEDIMENTO PARA IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS PEDREGULHOSOS VISANDO UTILIZAÇÃO EM CAMADAS DE BASE E SUB-BASE DE PAVIMENTOS

Antonio Carlos Rodrigues Guimarães¹

Laura Maria Goretti da Motta²

Yasser Arafat Belém de Figueiredo³

Júlio César Soares de Oliveira¹

¹ Professor D.Sc • Instituto Militar de Engenharia - IME

² Professora D.Sc • COPPE/UFRJ

³ Engenheiro • Exército Brasileiro

RESUMO

No presente trabalho é proposto um procedimento para a identificação de solos lateríticos pedregulhosos, usualmente denominados de lateritas, piçarras ou cascalhos lateríticos. O objetivo principal é substituir ou complementar a classificação usual de lateritas feita pelo DNIT usando a relação sílica/sesquióxidos. O método utiliza equipamentos e procedimentos mais modernos, fundamentado em conceitos mais acurados do processo de laterização, ligados à formação dos solos tropicais. São apresentados estudos de amostras de variadas lateritas brasileiras, oriundas do Amazonas, de Goiás e de Rondônia, nas quais foi realizada uma caracterização completa do ponto de vista geotécnico, pedológico e mineralógico. Consideram-se os resultados de ensaios de difração de raios-X e análise por lâminas petrográficas (microscópio petrográfico). Faz-se uma análise crítica do procedimento de classificação atual das lateritas e de suas consequências para os novos projetos de pavimentação, em especial na região Amazônica e propõe-se uma sequência de ensaios e avaliações de forma a definir um método mais acurado de identificação das lateritas.

Palavras-chave: Lateritas, Solos Tropicais, Mineralogia.

ABSTRACT

In this paper we propose a procedure for identifying lateritic granular soils, laterites or lateritic gravels. The goal is to replace or complement the usual laterites classification made by DNIT using the ratio silica/sesquioxides. The new classification makes use of the latest equipment and procedures based on more accurate concepts of laterization process that are connected to the formation of tropical soils. We performed a complete characterization of samples of Brazilian laterites coming from Amazonas, Goiás and Rondônia. The characterization considers geotechnical engineering, pedology and mineralogy aspects and is based on results of X-ray diffraction tests and thin sections analysis (petrographic microscope). We made a critical analysis of the current classification procedure of laterite and its consequences for the new paving projects, especially in the Amazon region. Finally, we propose a series of testing procedures in order to define a more accurate method of identifying laterites.

Key-words: Laterites, Tropical soils, Mineralogy.

1 • INTRODUÇÃO

A pesquisa de ocorrências de jazidas de solos para obras de pavimentação constitui parte fundamental para a qualidade de um projeto de engenharia e para a viabilidade da execução da obra. Há casos de obras nas quais a jazida de material que atende aos requisitos mínimos de norma, esta localizada a mais de 100 km de distância. Em termos de região Amazônica, que constitui importante campo de construção de pavimentos novos na atualidade pela pavimentação das rodovias BR-163, BR-364 e BR-319, esta distância de transporte pode ser bem superior.

Por outro lado, a maior parte do território brasileiro encontra-se na região tropical quente e úmida, que gera como consequência extenso manto de intemperismo nos maciços rochosos. Estes podem ter sido laterizados ao longo do tempo geológico, formando os solos lateríticos pedregulhosos, ou lateritas, muito comuns nas regiões norte, centro-oeste, interior do nordeste e em parte do sudeste.

O aspecto pedregulhoso das lateritas, combinado a uma composição mineralógica favorável, lhe confere, em geral, elevado valor de CBR, tendo sido as lateritas amplamente empregadas em pavimentação no Brasil a muitas décadas. Trabalhos pioneiros tais como Medina (1956, 1963) relatam este emprego e discutem aplicações das lateritas em pavimentação. Santos (1998) avaliou estradas do Mato Grosso com uso de lateritas em várias camadas do pavimento, com coleta de amostras e determinação de módulos de resiliência e deformação permanente como exemplo.

Entretanto, apesar do largo emprego no Brasil, ainda há espaço para discussão relativa à maneira como as lateritas são efetivamente identificadas e classificadas, ou, mais precisamente, à classificação adotada pelos órgãos federal e estaduais. Por exemplo, a norma DNIT 098/2007, derivada da norma DNER-ES-P 47-74, própria para solos lateríticos pedregulhosos, embora seja mais favorável do que a norma usualmente empregada para execução de bases de pavimentos – Solos Estabilizados Granulometricamente (DNIT ES-303/97), ainda assim pode rejeitar jazidas de laterita de boa qualidade geotécnica em consequência da determinação do parâmetro Kr que condiciona o emprego deste material, por ser considerada uma medida do grau de laterização.

Neste artigo discute-se a origem deste índice (Kr) e a propriedade de continuar usando-o para decidir sobre o uso de uma jazida, e propõe-se um novo procedimento para a classificação de um solo como laterita para fins de pavimentação.

2 • NOMENCLATURA

Como sabido, o termo “Laterita”, em inglês Laterite, relacionado ao termo do latim *Later*, que significa tijolo, foi utilizado inicialmente pelo inglês Buchanam em 1807, para designar um material avermelhado, apropriado para construções, e explorado nas regiões montanhosas do Malabar, na Índia.

O termo plintita também se refere a tijolo assim como o termo laterita, porém tem origem no grego (plinthos=tijolo), tendo sido introduzido porque, segundo Lepsch (2002), o termo latossolo frequentemente se refere a todos os solos desenvolvidos nos trópicos úmidos.

Santos (1998) faz uma revisão bibliográfica sobre lateritas e propõe um método de classificação geotécnica baseada no ensaio MCT modificado. Bigarella et al (2007) apresentam os fundamentos da formação dos solos tropicais e da laterização, entre outros autores recentes.

Como os solos e concreções lateríticas ocorrem em muitos países da África, foram feitos muitos estudos pelos portugueses nas décadas de 1940-1960 nas colônias sobre estes materiais, sendo uma publicação muito importante como síntese desta época o boletim do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) de Portugal denominado “As laterites ultramar português” (Memória nº 141). Define este boletim: “laterite – material de estrutura vacuolar, muitas vezes matizado, com cores variando do amarelo ao vermelho mais ou menos escuro e mesmo negro, constituído por uma crosta mais ou menos contínua de espessura e dureza variáveis, tendo muitas vezes o aspecto duma escória, ou ainda contendo concreções isoladas, oolíticas e pisolíticas de maior ou menor resistência e misturadas a uma parte argilosa.” Ressaltam que as principais características são a cor, as dimensões das partículas e o grau de concrecionamento e dureza destas partículas.

Diz ainda esta publicação: “aos usuais critérios de classificação granulométrica dos solos haverá pois que juntar, na classificação das concreções lateríticas, um critério de classificação do respectivo grau de concrecionamento e, nos solos sem concrecionamento perceptível, quando isso interesse, um critério químico indicador da laterização.”

Na engenharia rodoviária brasileira o termo laterita refere-se, a rigor, aos pedregulhos lateríticos, sendo conhecidos na prática como piçarras ou cascalho (lateríticos), entre outros termos. Os pedregulhos lateríticos, ou simplesmente lateritas, constituem materiais amplamente utilizados em obras de

pavimentação no Brasil, desde pelo menos a década de 1950 (Medina, 1956). Diversos autores, nacionais e estrangeiros, descreveram aspectos do comportamento mecânico das lateritas, conforme pode ser visto em Cardoso (1987), Vertamatti (1988), Grace (1991), Indraratna (1991), Mahalinga-Iyer e Williams (1996), Seixas (1997), Santos (1998), Guimarães (2001), Omotosho (2004), Sunil et al (2006), Guimarães e Motta (2008a, b), Guimarães (2009), entre outros.

De acordo com a definição adotada pelo Comitê para Solos Tropicais da Associação Internacional de Mecânica dos Solos, ISSMFE (1985) (sigla em inglês), para pedregulhos lateríticos é a seguinte:

“Um material natural, típico da região tropical úmida que contém uma grande porcentagem de grãos na fração pedregulho na forma de concreções, nódulos, pisólitos, ou formas semelhantes, todas constituídas essencialmente de óxidos hidratados de ferro ou alumínio, também podendo conter outros grãos na fração pedregulho tais como quartzo, mas em pequenas quantidades.”

O termo laterita não deve ser confundido com solo laterítico, tal como exposto por Nogami e Villibor (1995), que trata de solos finos, para os quais a classificação associada ao comportamento do solo quanto submetido aos ensaios específicos da metodologia MCT, está bem estabelecida e consegue separar sob o ponto de vista da engenharia rodoviária os solos lateríticos dos não lateríticos. A denominação laterita, mais ampla e complexa, está mais relacionada à sua origem e consequente composição mineralógica além da granulometria graúda e concreções visíveis.

O estudo de solos obviamente não é exclusividade dos engenheiros geotécnicos, sendo objeto de estudos da pedologia, ou ciência do solo. Pelo ponto de vista pedológico as lateritas, segundo Lepsch (2002), se enquadram no grupo dos plintossolos pela classificação brasileira atual, solos concrecionados lateríticos e lateritas hidromórficas pela classificação brasileira antiga, e plinthosols segundo o referencial básico mundial, IUSS Working Group WRB (2014). A característica principal deste grupo de solos é a abundância (mais de 15%) de plintita, equivalente à laterita imatura ou macia, ou petroplintita, ou laterita madura ou dura, ou canga laterítica.

Kehrig (1949), citado no Manual Técnico de Pedologia (IBGE, 2007), descreve a formação das lateritas como um processo de alteração alítica, parte da hidrólise das rochas. Este designa o processo de intemperismo no qual “os silicatos

complexos, em virtude da intensidade dos fatores, são desdobrados em sílica e hidróxidos de alumínio e ferro. Dá-se assim a ruptura do núcleo do silicato com arrastamento da sílica e bases pelas águas de percolação e acumulação, na camada superior, dos óxidos e hidróxidos de alumínio e ferro hidratados. A sílica encontrada nas formações alíticas é principalmente o quartzo das rochas primárias.” Tendo muita presença de ferro dá-se a formação de crosta, condição essencial na caracterização de uma verdadeira laterita.

A formação dos solos lateríticos e lateritas enquadra-se nos chamados solos zonais, ou seja, aqueles nos quais o clima é um fator predominante no intemperismo, resultando que se sobrepõe até à natureza da rocha matriz, podendo se formar a partir de granitos, gnaisses, micaxistos, basalto e rochas calcárias. Fala-se aqui do clima à época da formação dos solos e não o atual, com intervenções da vegetação e topografia. A desagregação química das rochas passa por decomposição por dissolução, oxidação e hidrólise e a laterização é subsequente.

O Manual Técnico de Pedologia (IBGE, 2007) define a plintita como uma formação constituída de argila rica em ferro ou ferro e alumínio, com quartzo e outros materiais, tornando-se um corpo distinto de material rico em óxido de ferro, firme quando úmida e dura ou muito dura quando seca, tendo diâmetro maior que 2mm, podendo ser separada do material que a circunda.

Em condições de ressecamento acentuado, transforma-se na petroplintita, que são nódulos ou concreções ferruginosas (concreções lateríticas ou cangas) de dimensões e formas variadas, podendo constituir camadas maciças e contínuas, de espessura variável.

3 • CONSIDERAÇÕES SOBRE A IDENTIFICAÇÃO USUAL

Do ponto de vista da engenharia rodoviária e da pedologia, a chave para a classificação de um solo como laterita pedregulhosa é a sua composição mineralógica, que pode ser obtida por meio dos ensaios de difração de raios-X. Entretanto, esta identificação é qualitativa e não quantitativa: determinam-se os minerais presentes, porém não suas quantidades.

Uma forma indireta de se avaliar a composição mineralógica de solos surgiu na década de 1930, que é utilizando os valores

de K_i ou K_r , ou coeficientes de intemperismo, dados pelas equações 1 e 2, importantes parâmetros obtidos a partir da análise físico-química do solo, fornecendo uma razoável idéia a respeito do grau de intemperização do perfil de ocorrência.

Segundo o Manual de Pedologia do IBGE (2007) o índice K_i foi originalmente proposto por Harrassovitz na década de 1920, associado ao estudo das lateritas e solos das regiões tropicais (KEHRIG, 1949). Este índice de sílica/alumina indica a relação molar SiO_2/Al_2O_3 da fração argila do solo e é expresso por:

$$K_i = SiO_2 / Al_2O_3 (x1,7) \quad (1)$$

Devido ao fato do índice K_i da caulinita corresponder a 2,0, esse valor foi estabelecido como limite entre solos muito intemperizados ($K_i \leq 2,0$) e pouco intemperizados ($K_i > 2,0$). No Brasil, é um dos referenciais empregados na definição de horizonte B latossólico ($K_i \leq 2,2$). Quando K_i for igual a 3 tem-se um solo esmectítico, ou seja, com argilomineral de estrutura 2:1 do grupo das esmectitas, e quando K_i foi igual a aproximadamente 0,2 tem-se um solo gibbsítico. Admite-se como laterita o solo que apresenta K_i menor do que 1.

Quanto menor o valor de K_i para um solo de um determinado horizonte, mais adiantado se encontra o seu estágio de intemperismo, sendo que, usualmente, se considera que o valor 2 equivale a um solo com composição mineralógica predominante de caulinita, e um valor de 0,5 para os solos cuja composição mineralógica predominante é formada por óxidos de ferro ou alumínio.

A composição mineralógica de argilominerais pode ser vista em FERREIRA (1972), GRIM (1962), GRIM (1968) e KIRSCH (1972).

O índice K_r , relação sílica/sesquióxidos, dado pela equação 2, serve para identificar solos lateríticos, sendo determinado no mesmo processo utilizado para K_i . Um valor de K_r baixo indica que o solo é laterítico.

$$K_r = \frac{SiO_2}{Al_2O_3 + Fe_2O_3} \quad (2)$$

Para este índice uma classificação proposta é a seguinte (Kehrig (1949); Medina (1956, 1963), LNEC, 1959):

Laterita $K_r \leq 1,33$; solo laterítico $1,33 < K_r \leq 2$ e solo não laterítico > 2 .

É importante lembrar que no K_i e no K_r devem entrar sempre as proporções moleculares, daí aparecer na expressão do K_i o termo 1,7. No K_r deve-se considerar a porcentagem de sílica dividida por 60, a porcentagem de alumina dividida por 102 e a de ferro por 160.

O procedimento para a realização do ensaio que permite calcular o K_i e o K_r na área de pedologia pode ser visto no Manual de Métodos de Análise de Solo, Embrapa (1997), e no Brasil a amostra é a passante na peneira de 2mm. Na geotécnica rodoviária tem-se a norma de ensaio DNER 030/94 com descrição semelhante.

Estes indicadores têm sido utilizados na geotécnica rodoviária desde a década de 1940, por exemplo, são citados em Medina (1956, 1963) e LNEC (1959), entre outros. LNEC (1959) cita que a relação K_i deve-se a Martin e Doyne de 1927 que propuseram a aplicação desta somente à fração argila devido a simplificação da amostragem quando existem concreções com fragmentos de quartzo, e pelo interesse que tem esta fração na fertilidade do solo. Mas outros autores julgaram que a presença do ferro é muito importante na formação das lateritas e defenderam o uso da relação K_r , tendo em vista que a presença do ferro influencia as propriedades sob o ponto de vista da engenharia.

Kehrig (1949) comenta que a formação alítica leva a fuga de sílica e acumulação de sesquióxidos, o que torna a relação K_i menor do que 2 evidenciando a presença de alumina livre, em forma de gipsita, característico da laterização. No entanto, é muito comum a presença dominante de óxidos de ferro, o que faz com que o K_r seja mais indicado para se definir a laterização, também com valor 2 como limite entre a formação silítica e alítica. Os solos de formação alítica predominam nos trópicos úmidos. Mas chama a atenção que divergem muito as frações de solo tomadas como amostra para a determinação destes índices: fração coloidal (abaixo de 0,001mm), fração argila (abaixo de 0,002mm) ou “terra fina” (passante na peneira 2mm). Além dos limites do tamanho máximo dos grãos na amostra ainda deve-se considerar a dificuldade de escolha do defloculante utilizado, especialmente no caso dos solos lateríticos. Mostra amplo estudo realizado com muitas amostras de solo conduzindo os ensaios na fração coloidal e na terra fina (esta indicada pela Sociedade Internacional de Ciência do Solo) por várias técnicas, concluindo que o uso da fração “terra fina” como amostra é adequada e muito mais

fácil de ser obtida. Cita que alguns autores propõem excluir o quartzo da % de SiO₂ baseado no fato de que o quartzo é um mineral primário que não tem nada a ver com o movimento da sílica na formação do solo. Conclui que as condições de formação dos solos brasileiros leva a que “tendo atuado o intemperismo sobre o rocha, o material de diâmetro inferior a 2mm, ou seja a terra fina, difere totalmente delas pela natureza dos silicatos que a compõem, não devendo existir nestes quantidades apreciáveis de feldspatos, micas e outros minerais primários de decomposição fácil.”

Kehrig também chama a atenção para os métodos químicos de análise para obter estas proporções que podem variar e ter impacto nestes índices, agravando a questão gerada pelo tipo de amostra (coloidal ou terra fina). Propõe utilizar como complemento a análise térmica diferencial e o raio-X. Descreve vários métodos citados à época em vários países e faz a crítica das diferenças entre eles, de tal forma que não é possível comparar diretamente os resultados.

A Norma DNIT 098/2007 é específica para solos lateríticos pedregulhosos, e estabelece como critério de classificação a relação sílica/sesquióxidos. De acordo com esta Norma, tem-se que:

“Os materiais constituintes são solos lateríticos de graduação graúda, entendendo-se como tais aqueles cuja relação molecular sílica-sesquióxidos, determinada pelo Método DNER-ME 030/94, for menor que 2, e que apresentarem expansão inferior a 0,2%, medida no ensaio DNER-ME 049/94 Solos – determinação de Índice de Suporte Califórnia, utilizando amostras não trabalhadas, com 26 ou 56 golpes por camada”.

No método DNER 030/94 é descrito o procedimento para preparo da amostra de solos:

“A amostra de solo, utilizada no ensaio, deve ser seca ao ar. Em tabuleiro de madeira, espalhar pouco mais de 2 kg de amostra seca ao ar, desfazer os grumos com auxílio de rolo de madeira (evitando a quebra de partículas existentes) e peneirar através de malhas de 2 mm de diâmetro; a porção que passa na peneira de 2 mm constituirá a amostra para ensaio.”

A principal crítica que se faz a este método de classificação se baseia no fato que não é analisada a composição mineralógica da fração graúda – que caracteriza as lateritas – e sim na mineralogia da sua fração de finos.

Outra crítica se refere a não especificação do ponto de coleta do solo ao longo do perfil (vertical) de ocorrência do solo, fato que envolve certa complexidade, pois os processos pedogenéticos associados à formação do solo podem fazer com que certa camada seja mais rica em argila do que outras – horizonte eluvial.

A adoção deste critério de escolha da “terra fina” como amostra vem da pedologia brasileira como comentado, que considera o Ki e o Kr coeficientes de intemperismo fundamentados na reação química de hidrólise total ou parcial da formação dos solos. De acordo com estas reações, típicas do ambiente tropical úmido, o resultado final da alteração de uma rocha são os sesquióxidos – óxidos e hidróxidos de alumínio – tais como a goethita, gibbsita e hematita, que são minerais, enquanto que nas situações de hidrólise parcial ocorre a formação de argilominerais, que podem ter estrutura cristalina do tipo 1:1 (um tetraedro de silício e 1 octaedro de alumínio) sendo, por exemplo, do grupo das caulinitas (não expansivos); ou de estrutura 2:1 (dois tetraedros de silício para um octaedro de alumínio), sendo do grupo das esmectitas, dependendo da intensidade do intemperismo.

Assim, a partir da composição mineralógica do solo é possível inferir seu grau de intemperismo ou laterização, através da determinação do Ki e do Kr. Quanto menor forem estes valores, maior a porcentagem dos sesquióxidos de Fe e Al, indicando ter prevalecido na formação do solo a hidrólise total.

No caso das lateritas pedregulhosas há maior probabilidade de concentração destes sesquióxidos – que são cimentos naturais – na própria fração pedregulho e não na fração fina. O pedregulho em si, altamente cimentado pela presença dos sesquióxidos, é a evidência do processo de laterização ao qual o solo foi submetido no tempo geológico. Logo, um método que se proponha a identificar o aspecto laterítico deste solo deve analisar a mineralogia de sua fração pedregulhosa, e não da fina, conforme feito atualmente. Assim levanta-se a necessidade de um novo método de identificação de lateritas para uso na engenharia rodoviária e faz-se uma proposição neste trabalho.

No Manual Técnico de Pedologia (IBGE, 2007), é chamada a atenção para os métodos de preparação das amostras em laboratório para posterior separação das porções utilizadas em cada ensaio específico. Algumas observações julgadas importantes para entendimento das especificidades das análises pedológicas comparadas às práticas geotécnicas são ressaltadas a seguir:

- É importante secar ao ar imediatamente a amostra coletada antes de ser armazenada, podendo ser também seca em estufa a no máximo 40°C. Após esta secagem faz-se o peneiramento na peneira de 2mm de diâmetro obtendo-se a “terra fina seca ao ar” (TFSA) na qual se procedem todas as determinações analíticas.

- É importante conhecer as relações entre frações grosseiras / terra fina – parâmetro distintivo do primeiro nível da classificação para tipos de terreno e PLINTOSSOLOS (destaque deste trabalho).

- Latossolos gibbsíticos apresentam problemas de dispersão com os defloculantes comuns, recomenda-se uso de dispersão ultrassônica.

- Para os latossolos é importante calcular o grau de floculação por comparação entre o que dispersa e o que se mantém floculado quando não se usa defloculante. Também é importante a relação silte (0,05 a 0,002mm) /argila (< 0,002mm) (máximo de 0,7 para textura média e de 0,6 para textura argilosa).

- O ataque sulfúrico é usado para obter as frações usadas no cálculo do K_i e K_r e estes parâmetros têm sido usados para distinguir os LATOSSOLOS (solos lateríticos, não lateritas), sendo considerados solos caulíníticos os de $K_r > 0,75$ e oxidicos $K_r < 0,75$.

- A determinação da mineralogia das frações areia, calhaus e cascalhos é pouco frequente por não ser de interesse agrícola direto.

- São muito importantes as observações de campo e do relevo para a boa caracterização de campo dos perfis e da classificação dos solos. Por exemplo, nos latossolos podem ser utilizados imãs para distinguir a presença acentuada de ferro, especialmente nos solos originados de rochas básicas que podem ter cor escura chegando a ter limalhas de ferro na superfície.

Na atual classificação pedológica dos solos brasileiros deduz-se que as lateritas estão agrupadas na classe dos Plintossolos que são os concrecionários e não nos latossolos ou nos argissolos. Nesses, como já foi dito, é mais importante a análise dos grãos maiores do que propriamente da fração fina na qual o K_r é determinado.

Uma forma mais adequada e rápida de caracterização da constituição de materiais sólidos é utilizando o raio-X. Hoje

estes equipamentos são relativamente baratos e bastante automatizados, de forma que se tornaram relativamente “populares” estando presentes em muitos laboratórios o que torna seu uso viável corriqueiramente.

A difração de raio-X é o resultado do espalhamento de uma radiação sobre um arranjo regular com centros de espalhamento cujo espaçamento é aproximadamente o mesmo do comprimento de onda da radiação. Por exemplo, linhas paralelas riscadas e espaçadas repetidamente com cerca de 1 μm proporcionam difração de luz visível (radiação eletromagnética com um comprimento de onda abaixo de 1 μm). Essa grande difração faz com que a luz seja espalhada com grande intensidade e em poucas direções específicas.

A difração de raio-X permite caracterizar a estrutura física dos materiais sólidos e é de extrema importância na engenharia, uma vez que conhecendo seus constituintes é possível descrever sua mineralogia e a resistência para sua aplicação em diversos fins. Esta estrutura depende principalmente dos arranjos dos átomos, íons ou moléculas que constituem o sólido e as forças de ligação entre eles.

As técnicas de difração de raios-x permitem determinar a estrutura dos sólidos cristalinos. Para a maior parte das substâncias cristalinas, a interpretação dos resultados da difração de raios-x é complexa, e para facilitar esta identificação, o difratômetro de raio-X tem um banco de dados de inúmeras estruturas cristalinas para melhor detecção de tais substâncias. Assim, por comparação, torna-se uma importante ferramenta para identificar os componentes de um material por meio de sua estrutura cristalina, pois por meio da definição dos planos cristalinos da amostra é possível determinar com precisão os principais componentes mineralógicos presentes no material.

4 • OCORRÊNCIAS

Geralmente ao longo do Brasil um solo pedregulhoso, de coloração avermelhada, tal que tenha bom comportamento mecânico como camada de pavimento, já é logo denominado de laterita, piçarra, ou outra nomenclatura que corresponda a alguma variação regional.

Entretanto, este fato muitas vezes não corresponde à realidade, porque simplesmente o material não satisfaz a característica principal que é a sua composição mineralógica ser rica em sesquióxidos de Fe e Al. Da mesma forma o raciocínio

inverso pode ser utilizado como exemplo, ou seja, não basta possuir concreções lateríticas para um solo ser considerado uma laterita com características adequadas para uso em pavimentação. A ajuda da pedologia na distinção das classes deve ser apreciada e, dentro dos mapas atualizados de solos deve-se procurar a classe dos plintossolos, inicialmente como um indicador de “lateritas concrecionárias”, lembrando que na classe dos plintossolos agrupam-se tipos distintos de materiais, nem todos com predominância de óxidos de ferro e alumínio.

Os cuidados de utilizar os conhecimentos dos processos de formação dos solos, bem descritos nos manuais de pedologia, na identificação local dos perfis das jazidas a serem analisadas como potenciais fontes de material para pavimentação devem estar sempre presentes, e ajudam a não “comprar gato por lebre”. Ver figuras 1 e 2.

São vários os processos geológicos que podem influenciar tanto a formação das lateritas, quanto sua alteração, transporte e deposição. Por este motivo uma descrição do perfil de ocorrência da jazida de laterita deve ser agregada ao estudo de sua caracterização. A seguir serão apresentados quatro casos

de ocorrências que ilustram algumas diferentes situações relacionadas aos depósitos lateríticos.

O cascalho Corumbaíba/GO, estudado por Guimarães (2009), é localmente denominado de piçarra, mas uma análise mais detalhada aponta para um solo residual que preservou certas estruturas metamórficas da rocha que lhe deu origem – tal como o bandamento – em quase todos os afloramentos estudados, sendo rica em quartzito e xisto. Ou seja, trata-se de um solo residual jovem, ou não muito maduro, bem distinto do perfil maduro esperado para as lateritas.

Por outro lado, a simples presença de concreção laterítica não é, por si só, uma evidência de que o afloramento é de laterita, pois ao longo do tempo geológico uma certa ocorrência de laterita pode ser erodida e transportada, pela ação da gravidade e processos fluviais, depositando-se em terraços aluviais, geralmente ricos em seixos rolados de quartzito. É o caso do perfil mostrado nas figuras 3 e 4, no qual foram encontrados diversos fragmentos de lateritas em um típico terraço aluvial terciário, cuja ocorrência é relativamente comum na cidade de Parauapebas/PA.



Figura 1 - Perfil de ocorrência do cascalho Corumbaíba/GO. (Guimarães, 2009)



Figura 2 - Vista aproximada do perfil no qual podem ser observados fragmentos de xisto e quartzito. (Guimarães, 2009)



Figura 3 - Típico terraço aluvial terciário da região de Parauapebas/PA (camada superior). Guimarães e Santana (2014)



Figura 4 - Aspecto do pedregulho laterítico encontrado no terraço aluvial. Guimarães e Santana (2014)

As ocorrências de lateritas podem vir combinadas com outros materiais, conforme mostrado nas figuras 5 e 6, nas quais nota-se um depósito laterítico na parte superior do perfil, coroando um terraço aluvial terciário, típico da região de Marabá/PA.

Os depósitos lateríticos em geral podem ter alguns milhões de anos, sendo em geral terciários (entre 1,8 m.a e 65 m.a), e em algumas ocorrências constata-se um elevado grau de

laterização, tal como observado na cidade de Porto Velho/RO - figuras 7 e 8 - onde este processo formou zonas acanaladas verticais, identificadas primeiramente por Costa (1991).

Do exposto com relação às jazidas de lateritas, e materiais similares, observa-se que uma descrição mais detalhada de seu perfil de ocorrência deve ser incluída em estudos mais adequados de caracterização e identificação.



Figura 5 - Ocorrência de laterita sobre camada de terraço aluvial em Marabá/PA.



Figura 6 - Vista aproximada da canga laterítica ferruginosa rica em óxidos de ferro e quartzo.



Figura 7 - Jazida de laterita em Porto Velho/RO. Observar a zona acanalada vertical a partir de 1,5 metros de profundidade.

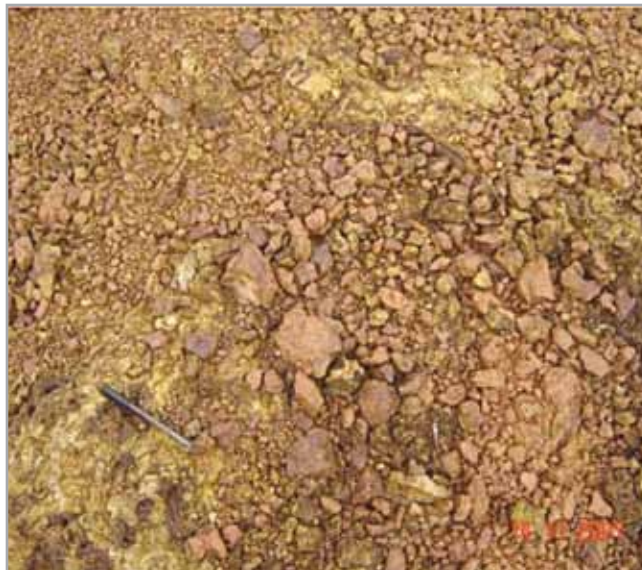


Figura 8 - Vista aproximada das concreções ferruginosas da laterita de Porto Velho/RO.

5 • PROCEDIMENTO DE IDENTIFICAÇÃO PROPOSTO

O método proposto neste trabalho consiste na análise da mineralogia da fração pedregulho moído das lateritas para identificação dos sesquióxidos de Fe ou Al, como forma de identificação do caráter laterítico dos solos tropicais pedregulhosos, utilizando-se modernos equipamentos disponíveis na engenharia de materiais ou ciências afins, associada ao estudo do perfil de ocorrência das jazidas de lateritas. A sequência é ilustrada na forma de diagrama na figura 9.

Em outros tempos, poder-se-ia considerar que ensaios do tipo difração de raios-x ou análise por lâminas petrográficas seriam de difícil execução, mas esta consideração não se sustenta nos tempos atuais, visto que muitos centros de pesquisas já utilizam estas técnicas no dia-a-dia e a facilidade de aquisição e de uso são hoje facilitadas por esta popularização e automação dos equipamentos. Como comentado, estas técnicas para análise de solos já eram feitas e recomendadas desde a metade do século passado. Portanto, trata-se somente de colocar como prática corrente lembrando que o custo destes ensaios é irrisório em relação à escolha adequada dos materiais de pavimentação e a possibilidade de obtê-los a menores distâncias de transportes, este sim um fator enca-

recador dos projetos caso se mantenham critérios de seleção questionáveis. A Pedologia e a Geotecnia evoluíram muito, não dá para ignorar isto.

Assim, o novo procedimento consiste nos seguintes passos:

- Análise do perfil de ocorrência do solo para verificação do aspecto laterítico.
- Coleta da fração pedregulho do perfil.
- Moer a fração pedregulhosa e realizar a análise físico-química tal como feita na atualidade.
- Determinação do valor de Kr.
- Elaboração de lâminas petrográficas na fração pedregulho do solo laterítico analisado para identificação de sua mineralogia.
- Realização de ensaios de difração de raios-X para confirmação da mineralogia do material.

Ou seja, no novo procedimento mantém-se a análise físico-química do solo, tal como feita na atualidade, mas muda-se a fração granulométrica que deve ser coletado o material, passando para a fração pedregulho, sendo complementada pela análise da mineralogia destas concreções pedregulhosas tanto por lâminas petrográficas, quanto por difração de raios-X.

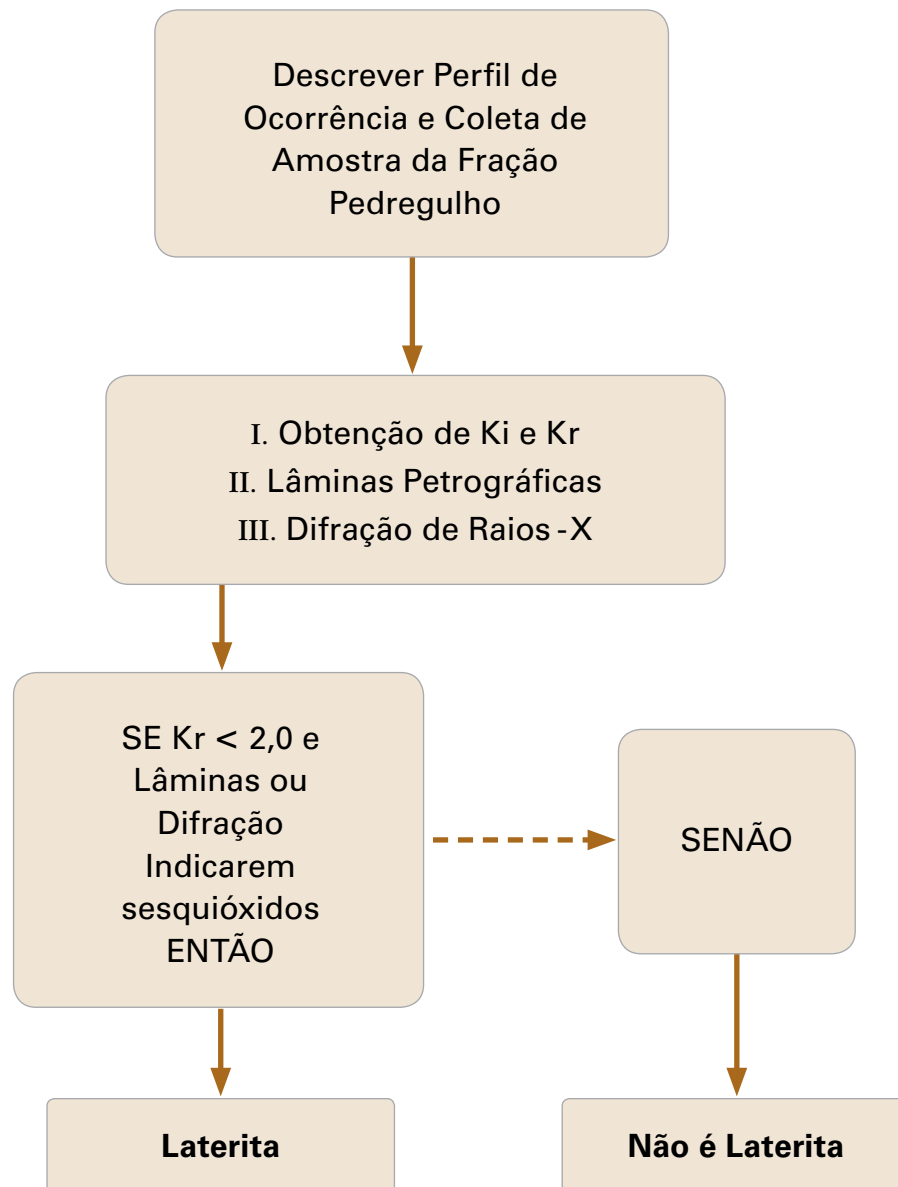


Figura 9 - Sequência proposta para identificação do caráter laterítico dos solos pedregulhosos.

6 • EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Alguns estudos sobre lateritas envolvendo os ensaios e procedimentos propostos na Figura 9 vêm sendo desenvolvidos pelos autores e parceiros, sendo possível apresentar alguns resultados como segue.

6.1 • Raio - X

Figueiredo et al (2012) realizaram estudos com amostra de lateritas oriundas de São Gabriel da Cachoeira/AM, entre outras, cujo perfil de ocorrência é ilustrado nas figuras 10 e 11. Para a realização do ensaio de difração de raios-X as amostras de pedregulhos foram moídas, enquanto que para a confecção das lâminas petrográficas foi necessário utilizar a chamada “canga” laterítica, ou seja, uma amostra de laterita com dimensões do tipo pedra de mão.



Figura 10: Aspecto de uma jazida de laterita de São Gabriel da Cachoeira/AM. Rodovia BR-307/AM.



Figura 11: Revestimento primário constituído de laterita de São Gabriel da Cachoeira/AM. Rodovia BR-307/AM, Km 100.

O resultado da análise de difração de raio-X é apresentada na figura 12, onde estão os gráficos de picos de intensidade que permitem a identificação dos componentes.

Neste ensaio obtém-se – tabela 1 – uma lista com os minerais mais prováveis contidos na amostra ensaiada, e gerados pelo programa *Xpert Highscore Plus*, utilizado no laboratório de difração de raio-X do Instituto Militar de Engenharia (IME). O programa recebe o gráfico de picos de intensidade gerado no difratômetro e compara com os gráficos existentes em seu

banco de dados, exibindo os materiais catalogados com picos mais semelhantes aos da amostra analisada. Por essa análise, a amostra de laterita de São Gabriel da Cachoeira é composta majoritariamente de Hematita (Fe_2O_3) e de Goethita (FeO.OH).

Na tabela 2 são apresentados os minerais constituintes da laterita de São Gabriel da Cachoeira/AM, de Porto Velho/RO e de Formosa/GO, obtidas a partir dos resultados de difração de raios-X, constatando-se a presença dos sesquióxidos de Fe e Al, comprovando o aspecto laterítico dos materiais.

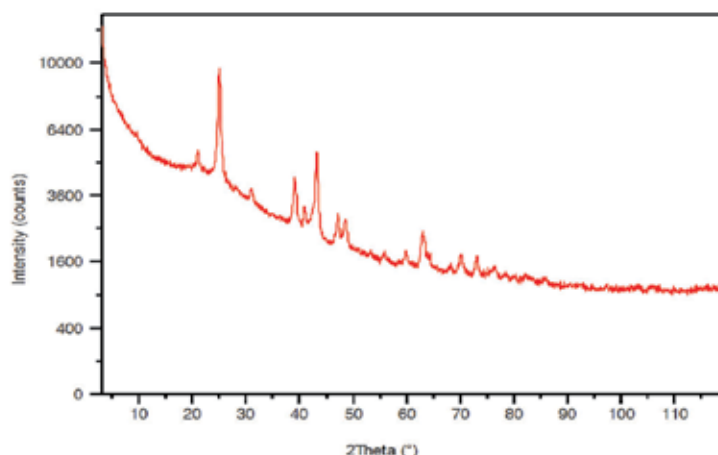


Figura 12 - Gráfico de picos de intensidades obtidos no difratômetro de raios-X. Laterita de São Gabriel da Cachoeira/AM.

Tabela 1 - Lista de minerais com maior probabilidade de ocorrência na amostra analisada de São Gabriel da Cachoeira.

No.	Ref. Code	Score	Compound Name	Chemical Formula
1	00-008-0097	41	4-Fe ₂ O ₃ · H ₂ O, hydrog	Fe ₂ O ₃ · H ₂ O
2	00-001-0401	40	Goethite	Fe ₂ O ₃ · H ₂ O
3	00-033-0206	40	Bismuth Lead Palladium	Bi ₃ PbPd ₄
4	01-086-1211	40	Lanthanum Calcium M... (La _{0.1} Ca _{0.9})(Mn _{0.2} ...	
5	00-056-0737	39	Gallium Oxide Hydroxi...	GaO(OH) x H ₂ O
6	00-054-0910	39	Gallium Oxide Hydroxi...	GaO(OH)
7	01-072-5628	39	Bismuth Lead Palladium	BiPbPd ₂
8	01-073-8315	39	Lanthanum Calcium Y...	La _{0.37} Ca _{0.33} Y _{0.30} (...
9	00-045-0494	39	Copper Strontium Yttr...	Y _{0.86} Sr _{2.14} Cu _{2.6} O ₅ ...
10	00-048-1653	39	Copper Strontium Oxide	Sr ₂ Cu ₂ O ₅

Tabela 2 - Composição percentual dos minerais das amostras analisadas no raio-X deste estudo.

Mineral (Composição)	Presença na composição da amostra		
	São Gabriel	Porto Velho	Formosa
Al ₂ O ₃	x	x	x
SiO ₂	-	x	-
TiO ₂	-	x	x
Rb ₂ O	x	x	x
Fe ₂ O ₃	x	x	x

No que diz respeito à ausência de quartzo (SiO₂) é possível que a porcentagem de ocorrência nas amostras de laterita de São Gabriel e Formosa tenha sido muito baixa, e por este motivo não identificada no raio-X. Isso aconteceu porque se utilizou a fração pedregulho do material concrecionado, mas, muito provavelmente, se a análise envolvesse a fração fina do solo teria sido observada a presença de quartzo, porque trata de um mineral bastante resistente ao intemperismo fato que o torna comum nos solos residuais.

6.2 • Lâminas Petrográficas

A partir das concreções de maiores dimensões – usualmente com a maior dimensões superior a 8 cm – é possível preparar lâminas delgadas para análise através do microscópio

petrográfico. Para a amostra de São Gabriel da Cachoeira estas lâminas são apresentadas nas figuras de 13 a 18, com aumento de 25 a 250 vezes como exemplo da análise que é possível fazer para melhor identificar a natureza dos grandes agregados presentes.

A partir da análise das lâminas foi possível constatar que a amostra é composta por uma matriz de hematita com diversos côneugos – formas circulares - de goethita inseridos, sendo estes côneugos formados por diversos anéis concêntricos. Foi possível perceber a grande porosidade do material, nas figuras 15, 16 e, principalmente, na figura 18, representada pelos diversos espaços em branco. Os côneugos apresentaram diâmetros variando entre 160 a 801 micrômetros, no caso da lâmina mostrada nas figuras 13 e 14.

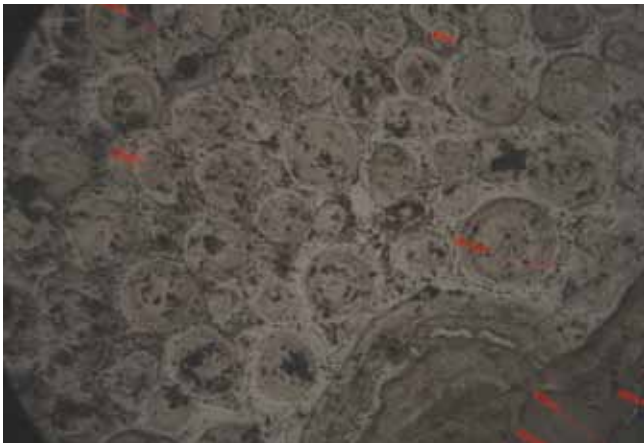


Figura 13 - Cônegruos circulares de goethita imersos em matriz de hematita. Laterita de São Gabriel da Cachoeira/AM. (Figueiredo et al, 2012).

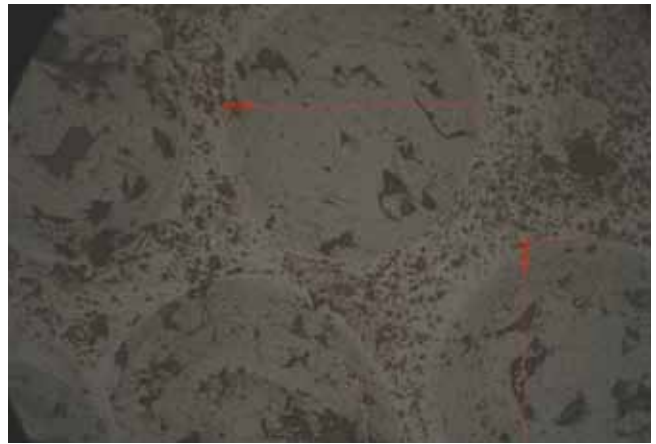


Figura 14 - Idem anterior com vista aproximada. (Figueiredo et al, 2012).

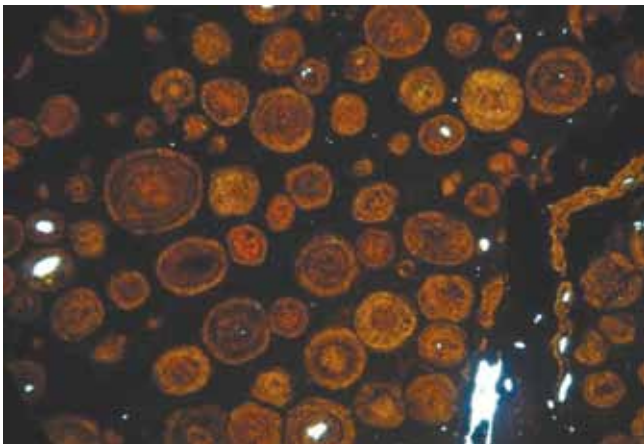


Figura 15 - Fotomicrografia petrográfica da laterita de São Gabriel da Cachoeira/AM em luz natural e aumento de 25 vezes. (Figueiredo et al, 2012).

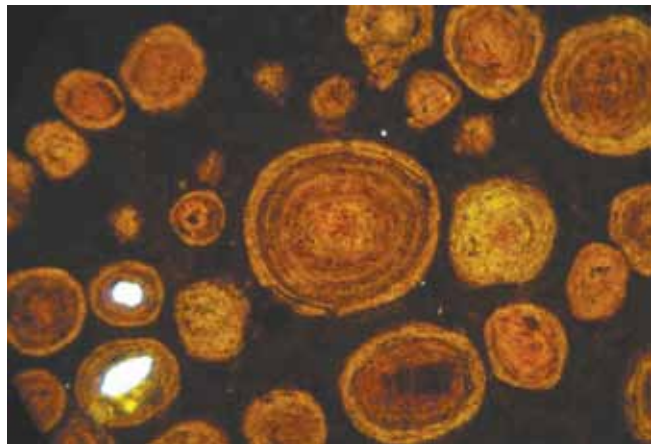


Figura 16 - Fotomicrografia petrográfica de laterita de São Gabriel da Cachoeira em luz natural e aumento de 25 vezes. (Figueiredo et al, 2012).

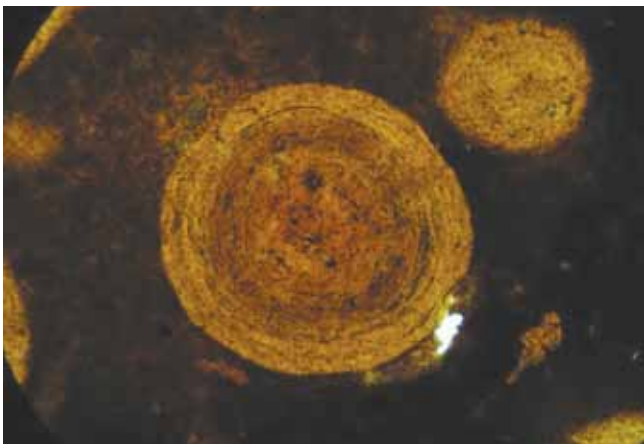


Figura 17 - Aspecto do cônegruo de goethita. Aumento de 50 vezes. (Figueiredo et al, 2012).

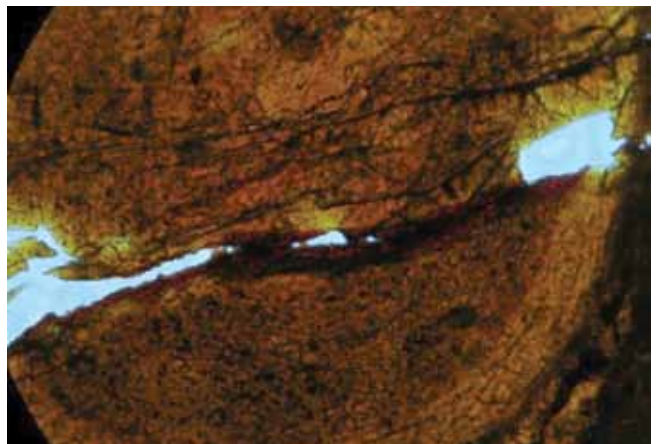


Figura 18 - Aspecto do vazio interno ao cônegruo de goethita. (Figueiredo et al, 2012).

7 • CONCLUSÕES

Foram comentados diversos aspectos sobre a nomenclatura utilizada para as lateritas, em especial a nomenclatura adotada pela Associação Internacional de Mecânica dos Solos ISSMFE (1985), que considera “um material natural, típico da região tropical úmida que contém uma grande porcentagem de grãos na fração pedregulho na forma de concreções, todas constituídas essencialmente de óxidos hidratados de ferro ou alumínio”.

Mostrou-se que a identificação das lateritas pela Norma DNIT 098/2007, que consiste na determinação da relação sílica/sesquióxidos pode levar a falhas porque analisa apenas material de granulometria inferior a 2,0 mm.

As ocorrências de lateritas e materiais similares (plintitos) são muito variadas e, em consequência, uma análise detalhada do perfil no campo deve ser uma importante ferramenta para esclarecimento da condição de laterização e deposição do material.

Apresentou-se um novo procedimento para identificação das lateritas, que consiste, basicamente, em se analisar a mineralogia da fração pedregulhosa do material, seja por difração de raios-x, seja por análise de lâminas petrográficas; isto porque há maior tendência de concentração dos sesquióxidos nesta fração do solo.

Estudos realizados até o presente utilizando-se as ferramentas do procedimento proposto mostraram-se viáveis e confiáveis para diversas lateritas estudadas, sendo possível distinguir, claramente, sua composição mineralógica e o consequente aspecto laterítico do material.

AGRADECIMENTOS

À pesquisadora Loiva Lízia Antonello, do Centro Brasileiro de Pesquisas Físicas (CBPF), pela interpretação das lâminas petrográficas.

Referências Bibliográficas

• BIGARELLA, J. J., BECKER, R. D. e SANTOS, G. F dos (2007). “Estrutura e Origem das Paisagens Tropicais e Subtropicais, Volume 2”. 2ª Edição – Florianópolis/SC, Editora da UFSC, 2007.

• CARDOSO, H., S. (1987) “Procedure for Flexible Airfield Pavement Design Based on Permanent Deformation”. Tese PhD. University of Maryland. EUA.

• COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE (1985). Peculiarities of Tropical Soils Used as Construction Materials. Topic 4.2: Roads. Progress Report 1981-1985. First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils.

• COSTA, M. L da (1991). Aspectos Geológicos dos Lateritos da Amazônia. Revista Brasileira de Geociências, 21(2): 146 – 160, junho de 1991.

• DNER-ES-P 47-74. Base Estabilizada Granulometricamente com Utilização de Solos Lateríticos.

• DNER-ME 030/94. Solos - Determinação da Relação Sílica-Alumina e Sílica-Sesquióxidos em Solos.

• DNER-ME 049/94 Solos – determinação de Índice de Suporte Califórnia.

• DNIT ES 098/2007. Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente com Utilização de Solo Laterítico – Especificação de Serviço.

• DNIT ES-303/97 - Base estabilizada granulometricamente (DNER, 1997).

• EMBRAPA (1997). Centro Nacional de Pesquisa de Solos (Rio de Janeiro, RJ). Manual de métodos de análise de solo / Centro Nacional de Pesquisa de Solos. – 2. ed. rev. atual. – Rio de Janeiro, 1997. 212p. : il. (EMBRAPA-CNPS, Documentos).

• FERREIRA, H. C. (1972). Ensaio de Laboratório e Especificações para Argilas Brasileiras Visando Usos Industriais. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Química da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. dezembro de 1972.

• FIGUEIREDO, Y. A., SANTOS, G. P. P.; GUIMARÃES, A. C. R (2012). Caracterização da Fração Pedregulho de Materiais utilizados em Pavimentação Através de Microscopia Óptica e Difração de Raios-X. In: XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2012, Porto de Galinhas. Anais do COBRAMSEG, 2012.

• GRACE, H. (1991). Investigations in Kenya and Malawi Using As-Dug Laterite as Bases for Bituminous Surfaced Roads. Journal of Geotechnical and Geological Engineering, 1991, 9, 183 – 195.

- GUIMARÃES, A. C. R. (2001). "Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis". Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 280 páginas.
- GUIMARÃES, A. C. R. e MOTTA, L. M. G. da (2008a). "Um Estudo Sobre Deformação Permanente em Solos Lateríticos Concrecionados do Sudoeste da Amazônia Através de Ensaio Triaxiais de Cargas Repetidas". Anais do IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, Coimbra, Portugal, Abril de 2008.
- GUIMARÃES, A. C. R. e MOTTA, L. M. G. da (2008b). "Um Estudo Sobre a Deformabilidade de Uma Laterita do Acre Através de Ensaio Triaxiais de Cargas Repetidas. Anais da 15ª Reunião de Pavimentação Urbana da ABPv, Salvador/BA, Maio de 2008.
- GUIMARÃES, A. C. R. (2009). Um Método Mecânico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil PEC-COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- GUIMARÃES, A. C. R. e SANTANA, C. S. A. (2014). Relatório Técnico RT-01/14 - LIF. Projeto IME/Vale "Estudos para a Revisão de Critérios de Projeto da Via Permanente". Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro.
- GRIM, R. E. (1962). *Applied Clay Mineralogy*. p. 12. McGraw-Hill. New York. 1962.
- GRIM, R. E. (1968) -*Clay Mineralogy*. 1.a ed.. McGraw-Hill. New York. 1953; 2. Ed. 1968. *Components*, vol. II. Springer-Verlag, New York, 1975.
- INDRARATNA, B e NUTALAYA, P (1991). Some Engineering Characteristics of a Compacted Lateritic Residual Soils. *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 1991, 9, p. 125 – 137.
- KEHRIG, A.G. (1949). "As relações K_i e K_r no solo". Boletim nº 13 do Instituto de Química Agrícola. Centro Nacional de Ensino e Pesquisas Agrônomicas. Ministério da Agricultura.
- KIRSCH (1972). *Mineralogia Aplicada*. Editora Polígono S.A, São Paulo/SP, 201 pag.
- LEPSCH, IGO F. (2002). *Formação e Conservação dos Solos*. Editora Oficina de Textos, São Paulo.
- LNEC (1959). "As laterites do ultramar português". Memória nº 141.
- MAHALINGA-IYER, U. e WILLIAMS, D. J. (1996). *Properties and Performance of Lateritic Soil in Road Pavements*. *Journal of Engineering Geology* 46 (1997) 71-80. Elsevier Science.
- MANUAL TÉCNICO DE PEDOLOGIA (2007). Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. 2ª Edição. Rio de Janeiro. ISSN 0103-9598 Manuais técnicos em geociências.
- MEDINA, J. (1956). "O problema das especificações de bases estabilizadas de solos lateríticos e a utilização de lateritas na Região Norte". *Revista RODOVIA*. Fevereiro de 1956. p. 23 – 31.
- MEDINA, J. (1963). "Les latérites et leur application à la technique routière". *Revue Générale des Routes et Aéroports*. Nº 382, nov 1963. p. 81 - 94.
- NOGAMI, J. S e VILLIBOR, D. F. (1995). *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. Editora Villibor, São Paulo, Brasil.
- OMOTOSHO, O. (2004). Influence of Gravelly Exclusion on Compaction of Lateritic Soils. *Journal of Geotechnical and Geological Engineering* 22: 351-359, 2004.
- SANTOS, J. D. G. (1998). "Contribuição ao Estudo dos Solos Lateríticos Granulares Como Camada de Pavimento". Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil – COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- SEIXAS, S. (1997). "Comportamento Dinâmico dos Materiais Constituintes do Pavimento da Pista de Pouso do Novo Aeroporto de Rio Branco". Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil – COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.
- SUNIL, B. M., NAYAK, S. e SHRIHARI, S. (2006). Effect of pH on the Geotechnical Properties of Laterite. *Journal of Engineering Geology* (85) pg 197 - 203. Elsevier.
- VERTAMATTI, E. (1988). "Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com Base na Investigação de Aeroportos e Metodologia MCT e Resiliente". Tese de Doutorado. Área de Transporte Aéreo. ITA. São José dos Campos/SP.
- IUSS Working Group WRB. 2014. *World Reference Base for Soil Resources 2014. International soil classification system for naming soils and creating legends for soil maps*. *World Soil Resources Reports No. 106*. FAO, Rome. 📍



INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS E REOLÓGICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS E NO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS

*Breno Barra
Leto Momm
Yader Guerrero Pérez*

Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC
Centro de Engenharias da Mobilidade - CEM
Campus Joinville

RESUMO

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a influência da temperatura nas propriedades mecânicas e reológicas de misturas asfálticas densas e suas implicações no dimensionamento de estruturas de pavimentos. Os procedimentos de análise foram realizados com base na metodologia francesa, em função de ser a única em âmbito mundial a possuir comprovada e estreita relação campo/laboratório. Para tanto, foi formulada uma mistura asfáltica de módulo elevado (EME) de classe 2, utilizando agregados de natureza granítica e ligante betuminoso de classificação 10/20 em sua forma pura. Para proceder às análises reológicas e mecânicas da mistura asfáltica mencionada foram realizados ensaios de módulo complexo, em várias frequências e temperaturas, e de fadiga, ambos a dois pontos, em modo contínuo, à flexão alternada e com geração de sinal senoidal de carregamento. Da análise referente à evolução reológica da mistura testada no Plano complexo Cole-Cole foi constatada uma translação da temperatura de dissipação de energia por atrito viscoso despendido entre as partículas, normalmente na faixa de 10°C a 15°C em misturas convencionais, para 30°C neste caso específico. Neste contexto, foram realizados ensaios de fadiga nas condições já mencionadas a 10°C e a 30°C, ambos a 25Hz, em que a primeira temperatura compreende a condição padrão especificada na metodologia francesa. A avaliação é complementada com a realização de um dimensionamento simulado de uma estrutura de pavimento de concreto asfáltico, submetido a carregamento dinâmico, a fim de comparar os dois cenários de temperatura citados, utilizando o modelo reológico viscoelástico de Huet-Sayegh e as ferramentas computacionais de cálculo Viscoanalyse e Viscoroute 2.0. Os resultados obtidos indicam que a temperatura crítica de dissipação de energia observada no plano complexo influencia de forma decisiva no desempenho mecânico das misturas asfálticas na fadiga, devendo ser um fator considerado e analisado em cada caso para fins de dimensionamento de pavimentos asfálticos.

Palavras-chave: temperatura, mistura asfáltica, reologia, comportamento mecânico, dimensionamento.

ABSTRACT

The main aim of this paper is to evaluate the influence of temperature on the mechanical and rheological properties of dense asphalt mixes and their implications on pavement structures design. The analytical procedures were carried out based on the French methodology, due to be unique worldwide to have a narrow field/laboratory relation scientifically attested. It was formulated a high modulus asphalt mix named EME class 2, using aggregates provided from crushed granitic rock and a pure asphalt binder qualified by penetration test as 10/20. Mechanical and rheological analysis comprised two point bending complex modulus and fatigue tests with continuous loading application of a mechanical alternated flexion effort, generating sinusoidal loading signal. From rheological evolution analysis made regarding the asphalt mix tested, taking into account the complex plan Cole-Cole, it was verified a temperature translation related to energy dissipation by viscous internal friction of the particles, which normally occurs in the range of 10°C to 15°C, to 30°C in this specific case. Thus, they were carried out fatigue tests at 10°C and 30°C, both at 25Hz, being the first temperature standardized by the French methodology. The analytical procedures are complimented with numerical simulations to design the suitable asphalt pavement structures for each situation of test, viewing to compare both temperature sceneries mentioned, with the use of Huet-Sayegh rheological viscoelastic linear model and the computerized tools named Viscoanalyse and Viscoroute 2.0. The results obtained indicate that the critical temperature regarding the energy dissipation verified in the complex plan Cole-Cole has a decisive influence on the asphalt mix mechanical behavior, mainly on the fatigue resistance, and this aspect must be considered and analyzed in each particular case when designing asphalt concrete pavement structures.

Key-words: temperature, asphalt mix, rheology, mechanical behavior, design.

1 • INTRODUÇÃO

A compreensão das propriedades reológicas e mecânicas das misturas asfálticas é essencial, a diferentes temperaturas e frequências, em razão da influência que estas variáveis exercem diretamente sobre o comportamento viscoelástico linear destes materiais (Barra, 2009; Momm, 1998; Sayegh, 1965; Huet, 1963).

Como as misturas asfálticas herdaram o comportamento viscoelástico do ligante betuminoso que contêm (De La Roche, 1996), tem-se que o desenvolvimento científico e tecnológico alcançado nas últimas duas décadas na área de pavimentação vem contribuindo diretamente para a criação de técnicas de formulação de novas categorias de ligantes betuminosos, que modificam as características mecânicas e reológicas destes materiais, em relação às condições tradicionais de utilização, podendo ser destacadas as seguintes: adição de polímeros e borracha de pneus, incorporação de aditivos e adições químicas (elementos surfactantes e zeólitas, por exemplo) (Guerrero Pérez, 2013; Shinohara, 2012; Otto, 2009).

Neste contexto, em função da necessidade cada vez maior de se formular misturas asfálticas capazes de suportar a crescente, contínua e intensa majoração dos volumes e níveis de carregamento aplicados nas estruturas de pavimento no Brasil, verifica-se que os ligantes betuminosos de elevada consistência têm assumido um papel importante na obtenção de produtos finais com elevado módulo de rigidez aliado à forte resistência aos esforços cíclicos oriundos do tráfego, que constitui o principal fenômeno que conduz as estruturas de pavimento, e principalmente as misturas asfálticas, ao colapso: a fadiga (Domec, 2005; Rudensky, 1997).

A metodologia francesa foi escolhida para o desenvolvimento deste trabalho, em função de ser a única no mundo atualmente de cunho racional com estreita e comprovada relação campo/laboratório, o que confere credibilidade aos resultados obtidos nesta pesquisa. Em sua concepção técnica, adota tradicionalmente para fins de dimensionamento das estruturas de pavimento, o valor do módulo dinâmico ou complexo encontrado na temperatura de 15°C e na frequência de 10Hz, e a deformação admissível obtida a partir do ensaio de Fadiga a 10°C e 25Hz (Guide Technique, 1994).

Estes condicionamentos foram tomados por razões lógicas. No caso do módulo dinâmico, a temperatura considerada é a de 15°C por esta ser a temperatura equivalente para as situações, por exemplo, da França para os ligantes tradicionais. A frequência de 10Hz foi adotada por ser a frequência próxima correspondente à amplitude de deformação gerada fibra inferior das camadas de base betuminosas dos pavimentos produzida pelos veículos pesados (acima de 50kN). Cabe ressaltar, no entanto, que a temperatura equivalente mencionada não significa a temperatura ambiente característica

de uma determinada região ou país, mas aquela correspondente ao dano acumulado sofrido pelo pavimento ao longo do ano, para uma dada distribuição de temperatura, sendo igual ao dano que o pavimento sofreria sob a solicitação de um mesmo tráfego, porém, a uma temperatura constante equivalente. Logo, trata-se de um parâmetro muito particular e deve ser determinado em cada caso (Barra *et al.*, 2010).

No que diz respeito à fadiga, a temperatura de 10°C e frequência de 25Hz é adotada, pois a partir da análise do comportamento mecânico de diversas formulações compostas com ligantes betuminosos tradicionalmente utilizados em sua forma pura nos serviços de pavimentação (CAP 50/70 e CAP 85/100, por exemplo), foi verificado a partir da compilação de resultados provenientes de estudos de diversos autores (Mauduit *et al.*, 2010; Barra *et al.*, 2010), referentes à evolução do valor da deformação admissível à fadiga das misturas asfálticas a várias temperaturas, que em torno de 10°C se encontram as condições mais desfavoráveis em relação ao comportamento mecânico destes materiais. A frequência de 25Hz é tomada para fins de aceleração do fenômeno de fadiga em laboratório.

Contudo, toda modificação em relação às condições tradicionais de utilização dos ligantes betuminosos na formulação de misturas asfálticas pode alterar significativamente o comportamento reológico destes materiais, com reflexos diretos na temperatura indicada para a avaliação do comportamento mecânico nos ensaios de fadiga.

Este trabalho, portanto, estuda o efeito da incorporação de um ligante betuminoso de elevada consistência (CAP 10/20), proveniente de resíduo de vácuo, na formulação de uma mistura asfáltica de elevado módulo de rigidez, avaliando o quanto as alterações reológicas geradas por este ligante, principalmente na intensidade da temperatura correspondente à maior dissipação de energia por calor devido ao atrito interno dos componentes no domínio viscoso, a partir de análises do plano complexo Cole-Cole, impactam no comportamento mecânico não apenas das misturas asfálticas, mas das estruturas de pavimento como um todo, face aos carregamentos solicitantes que conduzem à fadiga, em relação às condições tradicionais preconizadas normativamente pela metodologia francesa.

É importante destacar que a campanha experimental desta pesquisa foi concebida pelo Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Campus Joinville, a partir do Grupo de Desenvolvimento e Pesquisa em Pavimentação (GDPPav), em cooperação científica com o Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR), de Nantes, França, em que a campanha laboratorial foi replicada em ambas as instalações, a fim de atestar rigorosamente a acurácia e a credibilidade dos resultados obtidos.

2 • MATERIAIS E MÉTODOS

Para proceder ao desenvolvimento da campanha experimental desta pesquisa foi utilizado um ligante betuminoso de elevada consistência CAP 10/20, proveniente de resíduo de vácuo, com as seguintes características (Tabela 1).

Tabela 1 - Parâmetros de caracterização do ligante betuminoso.

Ensaio	Norma	Resultado
Penetração	DNIT-ME 155/2010	10 (0,1mm)
Ponto de Amolecimento Anel e Bola	DNIT-ME 131/94	66°C
Massa Específica Real	Abnt NBR 6296/2004	1,02 g/cm ³

A curva granulométrica utilizada na composição da matriz do esqueleto mineral das misturas asfálticas foi calculada com base na Equação 1 de *Talbot*, e composta integralmente por agregados britados oriundos de rocha matriz granítica, sendo fixado o diâmetro máximo em 15,9mm e o percentual da fração granulométrica passante na malha de abertura 0,075mm em 7,0%, tendo resultado em um expoente n da ordem de 0,50, que confere a característica de uma mistura asfáltica densa (Tabela 2, Figura 1).

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

Onde:

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

a = constante, tomada igual a 100;

d = abertura de uma dada peneira (mm);

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

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

Tabela 2 - Distribuição das frações granulométricas do esqueleto mineral.

Abertura da Malha das Peneiras (mm)	Percentagem Passante (%)
15,9	100,0
12,7	89,4
9,50	77,4
6,45	63,9
4,76	54,9
2,38	39,0
1,19	27,6
0,60	19,5
0,30	13,9
0,15	9,9
0,075	7,0

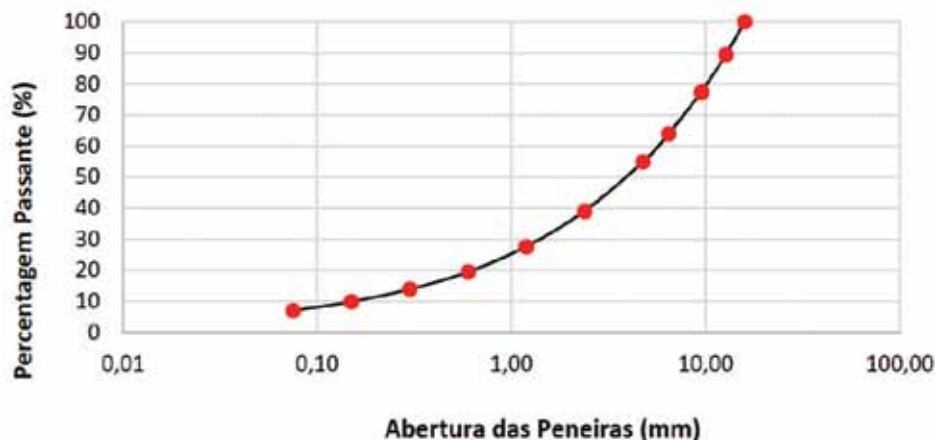


Figura 1 - Curva granulométrica da mistura asfáltica formulada.

Para avaliação da evolução do comportamento reológico viscoelástico linear das misturas asfálticas a várias temperaturas (-10°C, 0°C, 10°C, 15°C, 20°C, 30°C e 40°C) e frequências (1Hz, 3Hz, 10Hz e 30Hz) foram realizados ensaios de módulo complexo (E^*), definido conforme Equação 2, sobre corpos de prova com geometria trapezoidal, a deslocamento controlado e em modo contínuo, a um nível de deformação constante de $40\mu\text{def}$, com produção de sinal senoidal de solicitação, conforme requisitos normativos preconizados pela metodologia francesa de formulação (Afnor NF EN 12697-26, 2004). A representação gráfica do Plano Cole-Cole foi tomada como referência para proceder às análises dos resultados no tópico correspondente mais adiante.

$$E^* = E_1 + i E_2 \quad (2)$$

Onde:

E^* = módulo complexo;

E_1 = módulo de elasticidade dinâmico, isto é, a parte real que representa a energia armazenada no material e que pode ser recuperada;

E_2 = módulo de perda, isto é, a parte imaginária que representa a energia perdida por atrito interno do material (comportamento viscoso irreversível);

i = número complexo definido por $i^2 = -1$.

No que tange ao comportamento mecânico, foram executados ensaios de fadiga compreendendo o mesmo tipo de solicitação descrito para os ensaios de módulo complexo, porém,

realizados na condição de 10°C e 25Hz apenas, estando de acordo com as diretrizes estabelecidas pela metodologia francesa (Afnor NF P 98-261-1, 1993).

O teor ótimo de ligante betuminoso da mistura asfáltica testada foi determinado em 5,7%, a partir dos níveis de teste previstos na metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas, que compreendem os seguintes testes: habilidade de compactação na Prensa de Compactação por cisalhamento Giratório (PCG), verificação da resistência à ação deletéria da água no ensaio de Duriez a 18°C, resistência à formação de trilhas de roda no ensaio de deformação permanente, determinação do módulo de rigidez complexo e da resistência à fadiga (Manuel LPC, 2007).

De posse dos parâmetros fundamentais quanto ao comportamento mecânico e reológico das misturas asfálticas, tem-se que a validação dos resultados obtidos foi realizada a partir da correspondência entre os dados obtidos experimentalmente em laboratório e o modelo reológico de Huet-Sayegh, com o auxílio da ferramenta computacional *Viscoanalyse Ver Beta*, para fins de reprodução do comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas. A partir da determinação das variáveis do modelo de Huet-Sayegh e das deformações admissíveis nos ensaios de fadiga para 10^6 ciclos (ϵ_0), foi utilizada a ferramenta computacional de cálculo *Viscoroute 2.0* para proceder à análise do comportamento mecânico das misturas asfálticas quando dispostas em estruturas de pavimento solicitadas sob carregamento dinâmico, com base nas especificações francesas constantes no Guide Technique (1994).

3 • RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir são apresentados os resultados e as discussões provenientes dos estudos realizados a partir dos ensaios de módulo complexo e fadiga, bem como o dimensionamento simulado das estruturas de pavimento que as comportam.

Cabe ressaltar que os valores dos resultados laboratoriais apresentados neste trabalho e desenvolvidos no LDTPav UFSC/ Campus Joinville foram comparados aos obtidos no IFSTTAR da França, tendo sido verificada uma dispersão < 1,0% e uma diferença máxima de $3\mu\text{m}$, em relação aos ensaios de módulo complexo e de fadiga, respectivamente. Logo, satisfazem as tolerâncias normativas indicadas em Manuel LPC (2007).

3.1 • Módulo Complexo

Na interpretação da evolução reológica da mistura asfáltica estudada em função do plano Cole-Cole do módulo complexo (E^*) (Figura 2), verifica-se que a rigidez do material varia fortemente conforme ocorre o aumento da temperatura de análise, situação indicada pelo decréscimo do valor da componente real (E_1), que expressa o módulo de elasticidade dinâmico e representa a energia armazenada no material que pode ser recuperada, e o respectivo aumento da componente imaginária (E_2), relativa ao módulo de perda, que representa a energia perdida por atrito interno do material no domínio do comportamento viscoso irreversível.

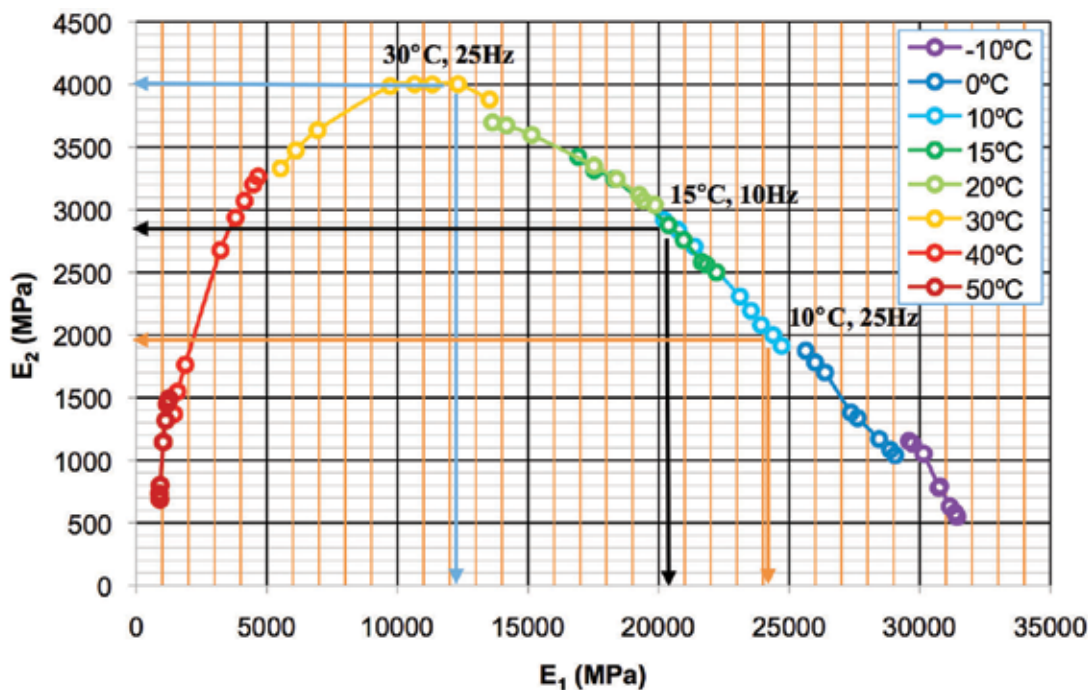


Figura 2 - Evolução do comportamento reológico da mistura asfáltica no plano Cole-Cole.

Portanto, tem-se que a condição de análise a 30°C e 10Hz indica o grau mais intenso de perda de energia no domínio viscoso para a mistura asfáltica testada, ou seja, a situação mais crítica de sollicitação a que o material pode estar sujeito em condições práticas, sob o ponto de vista de maior retardo na recuperação da deformação resultante em relação à tensão aplicada (ângulo de fase, φ), tornando-a mais susce-

tível à ocorrência de deformações irreversíveis acumuladas, conferindo um módulo de rigidez muito inferior às análises efetuadas a 15°C e 10Hz e a 10°C e 25Hz (Tabela 3), que são tomadas como parâmetros tradicionais de referência pela metodologia francesa para o dimensionamento de estruturas de pavimento de concreto asfáltico formulados com ligantes convencionais, conforme já explanado no tópico 1.

Tabela 3 - Resultados das análises efetuadas no plano Cole-Cole do módulo complexo.

Condição de Teste	E ₁ (MPa)	E ₂ (MPa)	E* (MPa)	φ (°)
10°C e 25Hz	24.786	2.031	24.871	4,7
15°C e 10Hz	20.719	2.917	20.926	8,0
30°C e 25Hz	12.020	4.018	12.677	18,5

3.2 • Fadiga

Como o fenômeno da fadiga de misturas asfálticas é definido pela perda de rigidez que o material sofre gradativamente sob a forma de dissipação de calor, em função da aplicação repetida de cargas cíclicas que geram deformações com

amplitudes menores que a admissível ao longo do tempo (Domec, 2005), tem-se que as variações no comportamento reológico observadas no tópico 3.1 (Figura 2, Tabela 3) influenciam sobremaneira no comportamento mecânico, sobretudo no valor correspondente à deformação para 10⁶ ciclos determinada nos ensaios de fadiga utilizadas para fins de dimensionamento das estruturas de pavimento (Figura 3).

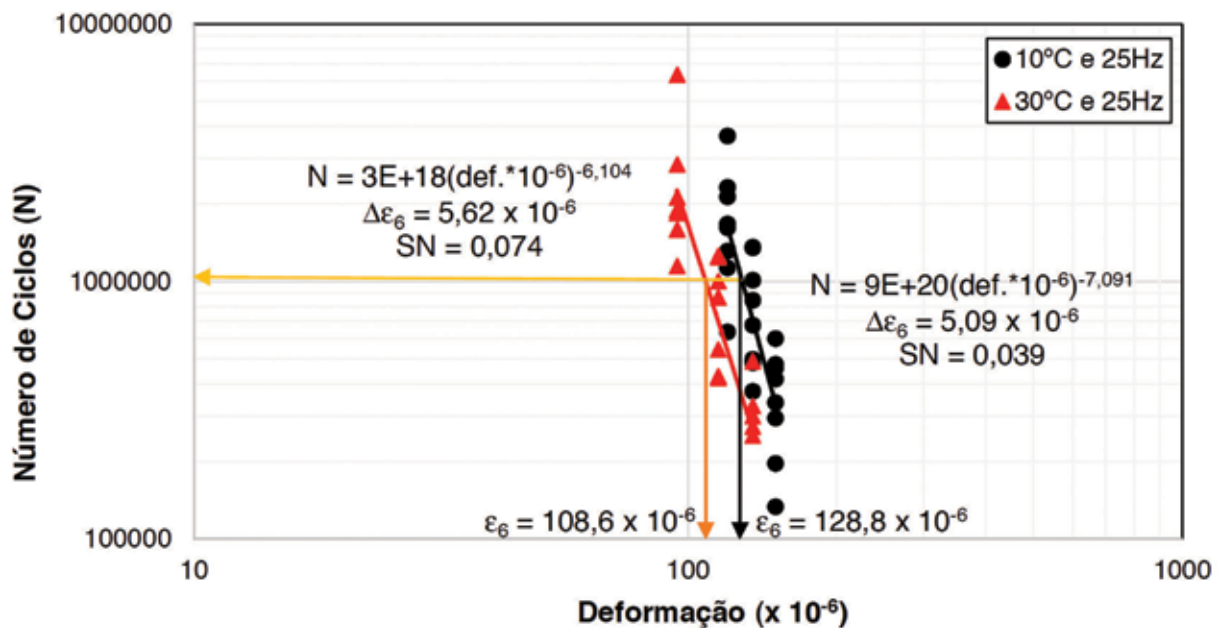


Figura 3 - Curvas de fadiga determinadas para as condições de teste a 10°C e 25Hz, e 30°C e 25Hz.

Observando os resultados pertinentes às curvas de fadiga da mistura asfáltica testada, verifica-se que a condição de avaliação a 30°C e 25Hz é, de fato, a mais crítica tanto no aspecto reológico (Figura 2) quanto mecânico (Figura 3) se comparada ao binário 10°C e 25Hz, e também por analogia lógica à condição de 15°C e 10Hz mencionada nos tópicos 2 e 3.1.

Neste contexto, tem-se a comprovação pelos resultados obtidos de que quanto mais severa a condição de perda de rigidez por dissipação de energia sob a forma de calor no domínio viscoso por atrito interno dos componentes, mais rapidamente ocorre o processo de ruptura das misturas asfálticas, oriundo da interligação das microfissuras que geram macrofissuras ao final da vida útil do material, conduzindo mais precocemente as estruturas de pavimento ao colapso na prática.

Ademais, os parâmetros determinados para cada curva de fadiga denotam uma excelente precisão quanto à ordem de grandeza dos resultados obtidos, pois tanto as variações hiperbólicas estatísticas correspondentes a 95% de confiança ($\Delta\epsilon_6$) referentes ao valor da deformação das misturas asfálticas para 10^6 ciclos (ϵ_6), tomada como critério para dimensionamento das estruturas de pavimento de concreto asfáltico pela metodologia francesa, quanto o desvio-padrão dos resíduos (SN), que indicam o grau de afastamento dos resultados unitários em relação à linha de tendência da equação de fadiga, apresentaram valores muito baixos, indicando o forte rigor e acurácia na condução da campanha experimental.

No que tange ao expoente das equações de fadiga obtidas para cada condição de teste, simbolizado em notação pela letra “b” percebe-se valores expressivos (-6,104 e -7,091), que indicam forte sensibilidade da mistura asfáltica testada às variações dos níveis de deformação, ilustrado graficamente pela inclinação acentuada das curvas (Figura 3).

Na prática, esta constatação interfere sobremaneira na classificação da mistura asfáltica, pois de acordo com a metodologia francesa (Manuel LPC, 2007), as misturas asfálticas de módulo elevado, denominadas *Enrobé à Module Élevé* (EME) de classe 2, tomadas como as mais nobres da formulação francesa, somente podem receber esta qualificação, caso possuam um módulo de rigidez complexo ($|E^*|$) a partir de 14.000 MPa na condição de teste a 15°C e 10Hz e, uma ϵ_6 a partir de 130×10^{-6} a 10°C e 25Hz, o que ocorreu no estudo de caso deste trabalho, pois conforme indicado na Tabela 3 e na Figura 3, os resultados obtidos foram de 20.926

MPa e de até $131,5 \times 10^{-6}$, respectivamente, caso seja considerado o valor superior do intervalo $\Delta\epsilon_6$ (5,09) em função do critério estatístico.

Todavia, se analisarmos os valores correspondentes à condição de teste a 30°C e 25Hz, tem-se que o $|E^*|$ e a ϵ_6 apresentaram valores da ordem de 12.677 MPa e de até $105,79 \times 10^{-6}$, respectivamente, caso seja considerado o valor inferior do intervalo $\Delta\epsilon_6$ (5,62), acarretando o rebaixamento da classificação da mistura asfáltica para condições menos nobres de aplicação, como camadas de base betuminosa (*Grave Bitume* de classe 3) ou misturas de módulo elevado voltadas à aplicação de tráfegos menos severos que os destinados às misturas EME (*Béton Bitumineux à Module Élevé* - BBME de classe 3), que admitem valores de $|E^*|$ e ϵ_6 a partir de 11.000MPa e 100×10^{-6} , respectivamente.

3.3 • Dimensionamento Simulado das Estruturas de Pavimento

A estrutura de pavimento considerada neste trabalho foi projetada conforme as diretrizes normativas francesas (Guide Technique, 1994), com a finalidade de construir uma rodovia denominada estruturante (VRS), que comportará um tráfego bastante intenso (classe TC8), com um volume médio diário anual de 6.000 veículos pesados, com carga padrão por eixo simples de roda dupla (ESRD) de 130kN sob carregamento dinâmico com velocidade média de 72km/h, perfazendo um número de solicitações de $8,34 \times 10^7$, adotando-se 15% de risco de ruptura probabilística (k_r) da estrutura ao longo de um período de projeto de 30 anos.

Quanto aos materiais constituintes, especifica-se uma plataforma de fundação (PF) com capacidade de suporte de 100MPa (PF de classe 3), composta pelo último metro do terreno natural regularizado e eventualmente tratado com cimento ou cal, e por uma camada de reforço do subleito com 30,0cm de solo tratado com cimento ou cal, seguido de uma camada esbelta (2,0cm a 3,0cm) de agregados com morfologia subangular, para garantir trafegabilidade durante a obra e boa aderência à camada de sub-base.

As camadas de sub-base e base são compostas pela mistura asfáltica testada neste trabalho, ou seja, de cunho betuminoso com módulo elevado de classe 3 (*Enrobé à Module Élevé* - EME3) de graduação 0/14mm, nas condições normativas tradicionais de análise já discutidas anteriormente, partin-

do cada uma de espessuras individuais mínimas recomendadas de 9,0cm e máximas de 13,0cm (Catalogue LCPC/SETRA, 1998).

A camada de rolamento superficial é composta por uma mistura asfáltica esbelta com espessura de 2,0cm a 3,0cm, denominada *Béton Bitumineux Très Mince* (BBTM de graduação 0/10mm) e, que atende apenas aos requisitos funcionais de serventia, ou seja, propiciar boa aderência pneu-pavimento, drenagem superficial, conforto de rolamento e proteção térmica da camada de base betuminosa ao impedir a incidência direta dos raios ultravioletas que geram envelhecimento precoce da mistura asfáltica. Por esta razão, esta camada não é analisada sob o ponto de vista estrutural nas simulações numéricas, pois não é submetida aos ensaios de módulo complexo e de fadiga, mas até o nível 2 da metodologia de formulação francesa que analisa a resistência

à formação de trilhas de roda ao final de 3.000 ciclos, não devendo apresentar um resultado maior ou igual a 15% da espessura total testada (Manuel LPC, 2007). No caso específico do pavimento em estudo, foi adotada a mistura BBTM 0/10mm formulada por Ferreira (2006), que apresentou um valor máximo de 4,2% de afundamento de trilha de roda após 3.000 ciclos, com uma dosagem ótima de ligante betuminoso CAP 35/50 (de acordo com a classificação por penetração normativa francesa) em 5,2%.

No que diz respeito à mistura asfáltica testada neste trabalho (CAP 10/20 - EME3), os parâmetros reológicos para simulação numérica foram determinados a partir do modelo de Huet-Sayegh, com base nos resultados dos ensaios de módulo complexo, utilizando a ferramenta de cálculo *Viscoanalyse ver Beta* (Tabela 4). Os parâmetros resultantes dos ensaios de módulo complexo e fadiga estão compilados na Tabelas 5.

Tabela 4 - Parâmetros do modelo de Huet-Sayegh para a misturas asfáltica analisada.

Parâmetros do Modelo Huet-Sayegh	Mistura CAP 10/20 (EME3)
E_{α}	32215,90 MPa
E_0	139,938 MPa
K	0,205
H	0,65009
δ	1,25729
A_0	4,45615
A_1	-0,345861
A_2	0,0014058
τ	0,65009

Tabela 5 - Parâmetros determinados para a misturas asfáltica testada.

Condição de Ensaio	Módulo Complexo	Fadiga		
	$ E^* $ (MPa)	ϵ_g ($\times 10^{-6}$)	SN	1/b
10°C e 10Hz	23612	-	-	-
15°C e 10Hz	20926	-	-	-
30°C e 10Hz	10687	-	-	-
30°C e 25Hz	12677	-	-	-
10°C e 25Hz	-	128,8	0,039	-0,14
30°C e 25Hz	-	108,6	0,074	-0,16

Conforme já explanado no tópico 1, a frequência de 10Hz é adotada pela metodologia francesa de dimensionamento de pavimentos de concreto asfáltico, em razão de medições em campo realizadas durante décadas em verdadeira grandeza terem indicado ser a frequência próxima correspondente à amplitude de deformação gerada na fibra inferior das camadas de base e sub-base betuminosas dos pavimentos produzida pelos veículos pesados (acima de 50kN), e que a correspondência entre os valores medidos a 10Hz em relação aos valores determinados a 25Hz, como é o caso dos ensaios de fadiga em laboratório, pode ser desprezada para as situações de temperaturas usuais de aplicação dos materiais no campo,

para fins de determinação da deformação admissível para 10^6 ciclos ϵ (NE, θ_{eq} , f) (Guide Techhique, 1994).

Entretanto, a metodologia francesa de dimensionamento prevê no cálculo da deformação admissível das misturas asfálticas ϵ (NE, θ_{eq} , f) (Equação 3) o coeficiente de correspondência (k_c), o qual é destinado a ajustar os resultados do modelo de cálculo ao comportamento observado no campo das estruturas de pavimento de mesmo tipo, a partir do monitoramento de seções de pavimentos em verdadeira grandeza, corrigindo as possíveis distorções que possam advir das correspondências das medições feitas a 10Hz e 25Hz.

$$\epsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \epsilon_6(10^\circ C, 25Hz) \cdot [E^*(10^\circ C)/E^*(\theta_{eq})]^{0,5} \cdot (NE/10^6)^b \cdot k_r \cdot k_s \cdot k_c \quad (3)$$

Onde:

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

ϵ_6 (θ , f) = deformação para 10^6 ciclos de solitação do concreto asfáltico, em função de uma dada temperatura e frequência (f) características de aplicação do carregamento, no caso da metodologia francesa, $10^\circ C$ e 25Hz, respectivamente;

$(NE/10^6)^b$ = número de ciclos suportados pelo concreto asfáltico até à ruptura, em relação ao critério padrão metodológico de 10^6 ciclos de solitação, face à inclinação b da linearidade dos pontos obtidos a partir do cálculo da regressão;

$[E^*(\theta)/E^*(\theta_{eq})]^{0,5}$ = relação entre os módulos complexos nas temperaturas de referência ($10^\circ C$) e, equivalente ($15^\circ C$, na França);

k_r , k_s , k_c = coeficientes de risco (0,887, $10^\circ C$ e 25Hz; 0,885, $30^\circ C$ e 25Hz), de minoração da heterogeneidade (1/1,1) e de correspondência (1,0), respectivamente.

Quando for prevista uma camada de base em concreto asfáltico, os critérios adotados para verificação da conformidade das estruturas de pavimento são a deformação admissível no topo da plataforma de fundação (PF) ($\epsilon_{z, ad}$) (Equação 4), e a deformação de tração na fibra inferior da camada betuminosa $\epsilon_{t, ad}$, em que esta última deve ser observada na camada de base e não na camada superficial. Nestas condições, o mesmo vale para os pavimentos betuminosos espessos (*chaussées bitumineuses épais*), como é o estudo de caso deste trabalho, contudo, a $\epsilon_{t, ad}$ deve ser avaliada na fibra inferior da camada de sub-base betuminosa.

$$\epsilon_{z, ad} = 0,012(NE)^{-0,222} \quad (4)$$

Onde:

$\epsilon_{z, ad}$ = deformação vertical admissível no topo das plataformas de fundação (PF);

NE = número de passagens do eixo-padrão de 130kN.

A partir da utilização da ferramenta de cálculo *Viscoroute* 2.0, que permite a realização de simulações numéricas integrando o modelo reológico viscoelástico linear de Huet-Sayegh das misturas asfálticas com a solitação por carregamento dinâmico das estruturas de pavimento, tem-se os resultados obtidos compilados na Tabela 6.

Tabela 6 - Resultados obtidos nos dimensionamentos simulados.

Condição de Teste	Espessura (cm)	Valores Admissíveis Calculados		Valores Determinados nas Simulações Numéricas	
		ϵ (NE, θ_{eq}, f) ($\times 10^{-6}$)	$(\epsilon_{z, ad})$ ($\times 10^{-6}$)	ϵ_t ($\times 10^{-6}$)	(ϵ_z) ($\times 10^{-6}$)
$\epsilon_6 = 10^\circ\text{C}$ e 25Hz $E^*(\theta) = 10^\circ\text{C}$ e 10Hz $E^*(\theta_{eq}) = 15^\circ\text{C}$ e 10Hz	9,0cm/9,0cm*	59,32	-209,26	55,08	-56,49
$\epsilon_6 = 30^\circ\text{C}$ e 25Hz $E^*(\theta) = 30^\circ\text{C}$ e 10Hz $E^*(\theta_{eq}) = 15^\circ\text{C}$ e 10Hz	9,0cm/9,0cm*	30,76		51,52	-52,70
	9,0cm/13,0cm*			42,78	-44,30
	13,0cm/13,0cm*			34,21	-35,74
	9,0cm/9,0cm/9,0cm**			30,75	-174,50
$\epsilon_6 = 30^\circ\text{C}$ e 25Hz $E^*(\theta) = 30^\circ\text{C}$ e 25Hz $E^*(\theta_{eq}) = 30^\circ\text{C}$ e 10Hz	9,0cm/9,0cm*	46,83		81,28	-87,02
	13,0cm/13,0cm*			53,28	-59,58
	9,0cm/9,0cm/9,0cm**			50,91	-283,87
	9,0cm/9,0cm/10,0cm**			48,69	-269,30
	9,0cm/9,0cm/12,0cm**			46,62	-52,66

Legenda:

* espessura (cm) na ordem: camadas de base/sub-base betuminosas (2 camadas);

** espessura (cm) na ordem: camadas de ligação/base/sub-base betuminosas (3 camadas);

ϵ_t = deformação de tração na sub-base da camada asfáltica devido às cargas solicitantes;

ϵ (NE, θ_{eq}, f) = deformação de tração admissível na sub-base base da camada asfáltica;

ϵ_z = deformação de compressão no topo da plataforma de fundação (PF), devido às cargas solicitantes;

$\epsilon_{z, ad}$ = deformação de compressão admissível no topo da plataforma de fundação (PF)
convenção do programa Viscoroute 2.0: (+) tração e (-) compressão.

Analisando os resultados apresentados na Tabela 6, tem-se que para as condições de dimensionamento considerando a relação modular $[E^*(\theta)/E^*(\theta_{eq})]^{0,5}$ com $E^*(\theta) = 10^\circ\text{C}$ e $E^*(\theta_{eq}) = 15^\circ\text{C}$, ambos determinados na frequência de 10Hz, bem como a ϵ_6 obtida a 10°C e 25Hz, e simulação numérica realizada para as condições de 15°C na fibra inferior da camada de sub-base betuminosa, verifica-se que tanto a deformação de tração na sub-base (ϵ_t) quanto de compressão no topo da plataforma de fundação (ϵ_z) apresentaram resultados abaixo dos limites admissíveis ϵ (NE, θ_{eq}, f) e $\epsilon_{z, ad}$

determinados pelas Equações 3 e 4, atendendo aos princípios normativos tradicionais da metodologia francesa. Portanto, para esta situação descrita, a estrutura de projeto de partida atende às condições de resistência aos esforços solicitantes aplicadas ao longo do período de projeto estimado de 30 anos. Porém, não se trata das condições críticas relacionadas tanto à dissipação de energia da mistura asfáltica formulada para esta pesquisa (Figura 2) quanto à resistência à fadiga para o critério de 10^6 ciclos de solicitação (Figura 3), que se encontra na temperatura de 30°C .

Em contrapartida, para a condição de deformação admissível ϵ (NE , θ_{eq} , f) calculada com base nos testes de fadiga realizados a 30°C e 25Hz , considerando a relação modular $[E^*(\theta)/E^*(\theta_{eq})]^{0.5}$ com $E^*(\theta) = 30^\circ\text{C}$ e $E^*(\theta_{eq}) = 15^\circ\text{C}$, ambos determinados na frequência de 10Hz , e simulação numérica realizada para as condições de 15°C na fibra inferior da camada de sub-base betuminosa, tem-se que a estrutura de partida não é suficiente para suprir as necessidades de resistência aos esforços solicitantes oriundos do tráfego, notadamente no que tange à deformação de tração gerada na fibra inferior da camada de sub-base betuminosa. Nem mesmo a combinação de camada de base e sub-base betuminosas elevadas ambas até a espessura de $13,0\text{cm}$, tomado como o valor máximo normativo permitido para a aplicação de misturas asfálticas com qualificação de módulo elevado, mostrou-se suficiente para o alcance de valores obtidos nas simulações numéricas inferiores aos limites admissíveis calculados.

Diante da limitação normativa imposta pela metodologia francesa de dimensionamento referente à espessura de $13,0\text{cm}$ para as camadas aplicadas com misturas asfálticas de módulo elevado (EME), foi necessário dispor de uma nova solução de projeto, também amparada nos princípios conceptivos do método (Catalogue LCPC/SETRA, 1998), que compreende a inserção de uma camada de ligação betuminosa além das camadas de base e sub-base betuminosas já previstas no projeto original. Para tanto, uma estrutura de pavimento com três camadas betuminosas EME de $9,0\text{cm}$ foi concebida, tendo sido a solução que atendeu às condições de resistência aos esforços solicitantes aplicados pelo tráfego previsto em projeto, levando em conta os valores admissíveis calculados pelas Equações 3 e 4. Todavia, verifica-se que nesta situação há correspondências muito díspares de temperaturas envolvidas na simulação (15°C e 30°C), compreendendo muitas variações do comportamento viscoelástico linear e com distância considerável entre os valores de 15°C e 30°C , que na prática não são proporcionais, aliado às condições de diferentes frequências também envolvidas. Logo, tem-se como resultado uma estrutura de pavimento com espessura muito robusta (3 camadas), como forma de compensação do modelo de cálculo às variações dos comportamentos praticamente elástico a 10°C e 10Hz , e com elevada influência do domínio viscoso a 30°C e 10Hz (Figura 2).

Foi testada então a solução de projeto para a condição de deformação admissível ϵ (NE , θ_{eq} , f) calculada com base nos testes de fadiga realizados a 30°C e 25Hz , considerando a relação modular $[E^*(\theta)/E^*(\theta_{eq})]^{0.5}$ com $E^*(\theta) = 30^\circ\text{C}$ e

25Hz e $E^*(\theta_{eq}) = 30^\circ\text{C}$ e 10Hz , e simulação numérica realizada para as condições de 30°C na fibra inferior da camada de sub-base betuminosa, com o intuito de se eliminar as correspondências diretas entre temperaturas muito variáveis de campo e laboratório, além de ter a temperatura crítica de dissipação de energia no plano complexo Cole-Cole como foco de análise, restando apenas a frequência como parâmetro a ser regulado, em função da não disponibilidade de resultados dos ensaios de fadiga realizados a 10Hz , devido ao longo tempo necessário para a obtenção dos resultados, e como já discutido anteriormente, a correspondência de 25Hz para 10Hz é considerada aceitável pela metodologia francesa. Neste contexto, verifica-se que a solução com 3 camadas ($9,0\text{cm}/9,0\text{cm}/12,0\text{cm}$) foi a que também atendeu aos valores das deformações admissíveis ϵ (NE , θ_{eq} , f) e $\epsilon_{z,ad}$ determinados pelas Equações 3 e 4.

Portanto, mesmo esta solução tendo apresentado $3,0\text{cm}$ a mais na camada de sub-base betuminosa, em relação à estrutura de pavimento calculada com a relação modular $E^*(\theta) = 30^\circ\text{C}$ e 10Hz $E^*(\theta_{eq}) = 15^\circ\text{C}$ e 10Hz ($9,0\text{cm}/9,0\text{cm}/9,0\text{cm}$), expressa a consequência de uma condição severa de solicitação no campo, que corresponde diretamente à dissipação de energia crítica da componente viscosa (E_2) verificada no plano complexo Cole-Cole, e confirmada nos ensaios de fadiga, em que foi obtido o menor valor de ϵ_6 , e não proveniente de uma compensação matemática de relações modulares entre temperaturas tão afastadas, no caso, 15°C e 30°C , conforme se observa na obtenção do maior valor de deformação para a condição de $E^*(\theta) = 30^\circ\text{C}$ e 10Hz $E^*(\theta_{eq}) = 15^\circ\text{C}$ e 10Hz ($30,76 \times 10^{-6}$), em relação a $E^*(\theta) = 30^\circ\text{C}$ e 25Hz e $E^*(\theta_{eq}) = 30^\circ\text{C}$ e 10Hz ($46,83 \times 10^{-6}$).

4 • CONCLUSÃO

O projeto de estruturas de pavimento deve proceder invariavelmente sob a consideração das características reológicas e mecânicas intrínsecas dos materiais constituintes de cada camada, notadamente as compostas por material betuminoso, como as misturas asfálticas, em razão de possuírem comportamento viscoelástico linear, o que as torna dependentes e sensíveis às variações da frequência e da temperatura de aplicação das cargas solicitantes.

Neste contexto, tem-se que a análise do comportamento reológico no domínio dinâmico, principalmente no plano com-

plexo Cole-Cole, deve ser muito bem analisada, pois como é a deformação que rege o principal fenômeno que conduz os pavimentos ao colapso, ou seja, a fadiga, tem-se que a condição de maior dissipação de energia observada na verificação da evolução da componente viscosa do módulo complexo (Figura 2) torna-se determinante para a ruptura precoce por fadiga das misturas asfálticas, pois nestas condições a resistência às deformações resultantes da aplicação das cargas solicitantes dinâmicas é minorada (Figura 3), contribuindo sobremaneira para a diminuição do tempo de serviço das estruturas de pavimento no campo, conforme verificado entre as condições de teste a 10°C e 30°C, ambas a 25Hz.

Estes fatores mencionados anteriormente acarretam em uma estrutura de pavimento mais suscetível aos esforços solicitantes aplicados pelo tráfego, que necessariamente precisará de uma solução que compreenda camadas com espessuras de maior robustez, conforme observado nas simulações numéricas, as quais abrangeram diversas combinações de temperatura e frequência de solicitação.

Contudo, há que se ter atenção no cálculo das deformações admissíveis das misturas asfálticas, pois as soluções de dimensionamento que compreendem correspondências matemáticas diretas entre temperaturas muito díspares (10°C e 30°C, por exemplo), quando analisadas em simulações numéricas na condição de campo de 15°C, em razão de ser a temperatura equivalente (que não deve ser confundida com temperatura ambiente) determinada para a realidade francesa, resultam em estruturas robustas que parecem provenientes mais da compensação numérica do modelo de cálculo utilizado que necessariamente de uma relação próxima com as condições de campo, o que não ocorre quando há condições próximas de temperaturas de análise, ou seja, 10°C e 15°C, por exemplo, que se encontra no escopo da metodologia francesa. Esta situação fica evidente quando comparadas as deformações admissíveis na fibra inferior das camadas asfálticas, em que para a condição de relação modular entre as temperaturas de 15°C e 30°C obteve-se o menor valor em relação às simulações realizadas entre as temperaturas de 10°C e 15°C, e de 30°C com variação da frequência apenas (Tabela 6), afastando-se do escopo da metodologia francesa, em que as relações modulares parecem ser bastante válidas para valores iguais ou próximos de temperaturas.

Portanto, diante das condições dos estudos realizados nesta pesquisa, parece ser mais coerente do ponto de vista científico, que quando houver dimensionamentos a serem realizados

com misturas asfálticas que se afastem das condições tradicionais de temperatura crítica observada no plano complexo Cole-Cole (entre 10°C e 15°C), que os ensaios de fadiga sejam realizados na mesma temperatura crítica verificada, no caso 30°C, e que as relações modulares $[E^*(\Theta)/E^*(\Theta_{eq})]^{0.5}$ sejam procedidas com valores determinados também na região crítica de dissipação de energia (30°C), fazendo-se apenas as considerações em relação aos valores de frequência (10Hz e 25Hz), que não representam, a princípio, risco de subdimensionamento nestes casos, pois os valores obtidos de ϵ_6 a 25Hz configuram condições mais desfavoráveis quanto à resistência à fadiga, em relação às solicitações a 10Hz, eliminando, a princípio, a necessidade de se trabalhar com o conceito de temperatura equivalente, além de aproximar de forma mais direta as situações comparativas entre as simulações numéricas das possivelmente observadas no campo.

Contudo, é importante ressaltar que a mistura asfáltica estudada neste trabalho é formulada com um ligante betuminoso de elevada consistência (CAP 10/20), que possui comportamento reológico distinto dos ligantes betuminosos tradicionalmente utilizados em obras rodoviárias, conforme demonstrado neste trabalho, caracterizando uma situação não convencional de análise, indicando que o estudo do comportamento reológico e mecânico de misturas asfálticas deve ser estudado em cada caso de forma racional e não a partir de metodologias empíricas e empírico-mecanísticas que admitem o uso de Equações genéricas de avaliação destes materiais. Ainda assim, infere-se que estudos mais aprofundados devem ser realizados de forma continuada para confirmação das tendências observadas neste trabalho.

Cabe esclarecer, no entanto, que a metodologia francesa possui os seus indicadores normativos muito bem estudados e comprovados cientificamente para as suas condições particulares de aplicação e utilização das estruturas de pavimento naquele país, consagrados inclusive em âmbito mundial, e que a mais de cinquenta anos são submetidos a análises constantes.

Logo, o cunho racional da metodologia francesa torna possível que países tropicais como o Brasil, por exemplo, a partir do estudo acurado e contínuo para determinação dos seus próprios indicadores normativos, possa adaptar os seus princípios conceptivos, a fim de aprimorar o atual patamar científico de sua metodologia oficial, que vem sendo objeto de estudo atualmente pela comunidade técnico-acadêmica nacional, elevando-a para um grau técnico racional ao invés de empírico, tal como se verifica atualmente.

Referências Bibliográficas

- Afnor NF P 98-261-1 (1993), *Essais Relatifs aux Chaussées: Détermination de la Résistance en Fatigue des Mélanges Hydrocarbonés - Partie 1: Essai par Flexion à Flèche Constante*. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- Afnor NF EN 12697-26 (2004), *Mélanges Bitumineux: Méthode d'Essai pour Mélange Hydrocarboné à Chaud - Partie 26: Module de Rigidité*. Association Française de Normalisation, AFNOR.
- Barra, B.S. (2009), *Avaliação da Ação da Água no Módulo Complexo e na Fadiga de Misturas Asfálticas Densas*. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, Brasil.
- Barra B.; Hornych P.; Brosseaud Y.; Momm L.; Soares J. (2010), *Metodologia francesa para o dimensionamento de estruturas de pavimentos de concreto asfáltico*. Revista Pavimentação, v. 18, p. 10-26, 2010. Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), Rio de Janeiro.
- Catalogue LCPC/SETRA (1998), *Catalogue des Structures Types de Chaussées Neuves: Réseau Routière National*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en partenariat avec le Service d'Étude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA).
- De La Roche, C. (1996), *Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux*. Thèse de Docteur. École Central de Paris.
- Domec, V. (2005), *Endommagement par Fatigue des Enrobés Bitumineux en Condition de Traffic Simulé et de Temperature*. Thèse de Doctorat. Université de Bordeaux I, France.
- Ferreira, P. N. (2006), *Estudo da Utilização de Revestimentos Asfálticos Delgados a Quente para Pavimentos do Tipo BBTM no Brasil*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo, SP.
- Guerrero Pérez, Y. A. (2013). *Avaliação do desempenho mecânico e reológico de misturas mornas*. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, Brasil.
- Guide Technique (1994), *Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée: Guide Technique*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en partenariat avec le Service d'Étude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA).
- Huet, C. (1963), *Étude par une Méthode d'Impédance du Comportement Viscoélastique des Matériaux Hydrocarbonés*. Thèse de Doctorat. Faculté des Sciences de l'Université de Paris.
- Manuel LPC (2007), *Manuel LPC d'Aide à la Formulation des Enrobés*. Publié par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Groupe de Travail RST "Formulation des Enrobés". 199p. Paris, France.
- Mauduit, C.; Hornych, P.; Balay, J-M; Bodin, D.; Duval, R. (2010), *Evaluation of the Concept of Equivalent Temperature for Pavement Design, in the Proceedings of the 11th International Conference on Asphalt Pavements*. International Society for Asphalt Pavements. Nagoya, Japan.
- Momm, L. (1998), *Estudo dos Efeitos da Granulometria Sobre a Macrot textura Superficial do Concreto Asfáltico e Seu Comportamento Mecânico*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo (SP).
- Otto, G. G. (2009). *Misturas asfálticas mornas: verificação da fadiga e do módulo complexo*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, Brasil.
- Rudensky, A. V. (1997), *Asphalt Concrete Fatigue Properties, in Proceedings of the 5th International RILEM Symposium. Mechanical Tests for Bituminous Materials (MBTM): Recent Improvements and Future Prospects*. Lyon, France.
- Sayegh, G. (1965), *Contribution à l'Étude des Propriétés Viscoélastiques des Bitumes Purs et des Bétons Bitumineux*. Thèse de Docteur Ingénieur. Faculté des Sciences de Paris.
- Shinohara, K. J. (2012). *Estudo do Comportamento do Concreto Asfáltico Modificado pelo Polímero EVA no Módulo Complexo e na Fadiga*. Dissertação de Mestrado apresentada à Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, Brasil. 📌



RESPOSTA MECÂNICA DE MISTURAS BETUMINOSAS A FRIO

Tamyres Karla da Silva¹

Carlos Alexandre Braz de Carvalho²

Geraldo Luciano de Oliveira Marques³

Giovani Levi Sant'Anna²

Cássio Alberto Teoro do Carmo⁴

Dario Cardoso de Lima²

Taciano Oliveira da Silva²

¹ Acadêmica do Curso de Engenharia Civil • UFV

² Departamento de Engenharia Civil • UFV

³ Faculdade de Engenharia • UFJF

⁴ Huesker, Doutorando em Engenharia Civil • UFV

RESUMO

Este trabalho apresenta os resultados de uma pesquisa experimental destinada ao estudo do comportamento mecânico de misturas betuminosas a frio, sob efeitos de cargas estáticas e repetidas. Após a caracterização dos agregados e do ligante empregados na pesquisa, efetuou-se a mistura, a partir da dosagem Marshall, obtendo-se o teor de projeto equivalente a 8,5% de emulsão asfáltica do tipo RL-1C. Trabalhou-se, também, com o teor de 8,0% da referida emulsão. Nesses teores, moldaram-se várias amostras que foram submetidas aos ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração por compressão diametral e fadiga. A caracterização dos agregados e do ligante mostrou-se concordante com as recomendações técnicas, exceto o resíduo da peneiração que não atendeu à exigência do CNP, 07/88, apud Bernucci et al. (2008). Para os ensaios com as misturas asfálticas, empregaram-se três corpos de prova por traço, pesando cada um deles cerca de 1.200g, compactados com 75 golpes em cada uma de suas faces. Observou-se no teor de emulsão de 8,5 % que a estabilidade e a fluência Marshall de 620 kgf e de 4,20 mm, respectivamente, atenderam a especificação de serviço do DNIT (2010a). Com relação aos ensaios de módulo de resiliência e de resistência à tração por compressão diametral, obtiveram-se os valores: para o teor de 8,5%, 1.616 MPa e 0,44 MPa e, para o teor de 8,0%, 1.673 MPa e 0,47 MPa, respectivamente. Quanto ao ensaio de fadiga, os resultados obtidos foram também inferiores aos encontrados para misturas a quente. Para a maioria dos níveis de tensão aplicados, as amostras não suportaram mais de 1.000 aplicações do carregamento.

Palavras-chave: pavimentação asfáltica, dosagem Marshall, resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência, fadiga.

ABSTRACT

This paper presents the results of an experimental study to analyze the mechanical behavior of cold bituminous mixtures under the effect of static and repeated loading. The Marshall mix design was performed after characterization of the aggregates and of the emulsion used in the study, obtaining 8,5% emulsion content for design of mixtures. It also worked out with 8,0% emulsion content. For these emulsion contents, several samples were shaped up to accomplish the tests of resilient modulus, indirect tensile strength and fatigue. The characterization of aggregates and emulsion was consistent, except the residue of sieve test that did not reach the recommendation of CNP, 07/88, apud Bernucci et al. (2008). It was used three specimens for each dosing for the tests with asphalt mixtures, each weighing about 1.200g, compacted with 75 blows on each of their faces. It was observed in 8,5% emulsion content that the Marshall stability and fluency of 620 kgf and 4,20 mm, respectively, attended the service specification recommended by DNIT (2010a). With regard to tests of resilient modulus and indirect tensile strength values were obtained of 1.616 MPa and 0.44 MPa to content of 8,5%, respectively, and values of 1.673 MPa and 0,47 MPa to content of 8,0 %, respectively. These results were much lower than those found for hot mixtures. With regard to tests of fatigue, for most of the applied stress levels, the samples did not support more than 1.000 loading applications.

Keywords: asphalt paving, dosage Marshall, indirect tensile strength, resilient modulus, fatigue.

1 • INTRODUÇÃO

Segundo o Boletim Estatístico CNT (2015), a malha rodoviária brasileira é da ordem de 210.618,8 km de vias pavimentadas e 1.352.463,5 km de vias não pavimentadas. Referindo-se às vias pavimentadas, BERNUCCI et al. (2008) comentam que cerca de 95% das estradas pavimentadas no Brasil são de revestimentos asfálticos, e acrescentam que os mesmos são ainda muito empregados nas vias urbanas.

O revestimento asfáltico é composto de uma mistura de agregados minerais com ligante asfáltico em proporções adequadas, formando uma camada impermeável, flexível, resistente às solicitações do tráfego e às influências climáticas.

Um revestimento bem projetado, além de proporcionar conforto e segurança aos usuários, garante uma maior vida útil ao pavimento, principalmente por proteger suas camadas subjacentes. Para cumprir este papel, é importante analisar os materiais empregados nos revestimentos asfálticos, as suas características tecnológicas e o comportamento mecânico dos mesmos.

A escolha dos agregados para utilização nos revestimentos asfálticos irá depender da disponibilidade, custo e qualidade, assim como o tipo de aplicação. Os agregados, para fins de projeto, devem oferecer propriedades físico-mecânicas satisfatórias (DNIT, 2006).

Os ligantes asfálticos são materiais termo-sensíveis que ao serem empregados numa mistura com agregados, afetam a resposta mecânica do conjunto pela variação não somente da amplitude, frequência e duração do carregamento, mas, sobretudo, pela variação da temperatura.

As misturas asfálticas necessitam de um controle rigoroso na dosagem, na mistura usinada e durante execução na pista, devendo atender exigências quanto à resistência, à flexibilidade e à durabilidade para resistirem às ações do tráfego e do clima.

Segundo HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI (1994), as principais condições ambientais que interferem no desempenho dos pavimentos são: precipitação pluvial, umidade, temperatura e radiação solar. No revestimento asfáltico, a água pode remover a película betuminosa e provocar a desagregação do concreto asfáltico. Altas temperaturas causam amolecimento do concreto asfáltico reduzindo a sua rigidez e a sua viscosidade; baixas temperaturas fomentam o aumento no módulo

de deformação do concreto asfáltico, provocando perda de sua flexibilidade. A radiação solar provoca o endurecimento da superfície do concreto asfáltico, devido a volatilização da porção de peso molecular leve.

MAMLOUK e SAROFIM (1988) realizaram um estudo comparativo entre módulos de resiliência de misturas asfálticas e observaram neste estudo que o módulo de resiliência obtido pelo método triaxial, comparado com o encontrado pelo método diametral, é mais representativo das condições de campo, devido à natureza triaxial da carga. Dois motivos foram apresentados. O primeiro deles é que o concreto asfáltico reduz a sua consistência a altas temperaturas; neste caso, o módulo seria significativamente dependente da amplitude da pressão confinante. O segundo motivo é que uma grande quantidade de tensão de tração é desenvolvida na amostra, quando submetida ao ensaio de compressão diametral para a determinação do módulo de resiliência. Quando o asfalto reduz a sua consistência devido a altas temperaturas, módulos de rigidez menores serão obtidos e que não representam a verdadeira relação de tensão-deformação da mistura betuminosa no campo.

Entre os tipos de revestimentos asfálticos por mistura a frio, destacam-se o pré-misturado a frio (PMF), a lama asfáltica, o micro revestimento asfáltico e a mistura asfáltica reciclada (SENÇO, 1997; MEDINA e MOTTA, 2005; BALBO, 2007; BERNUCCI et al, 2008).

Neste trabalho, fez-se a dosagem de uma mistura asfáltica do tipo pré-misturado a frio a partir do estudo dos agregados, do ligante e da mistura asfáltica propriamente dita, em conformidade com as recomendações técnicas do DNER (1994a) e do DNIT (2010a), e estuda-se o seu comportamento sob os efeitos de cargas estáticas e repetidas.

A determinação da resistência à tração por compressão diametral refere-se à aplicação de uma carga verticalmente em dois frisos metálicos, dispostos na direção longitudinal do corpo de prova, até à ruptura do mesmo (DNIT, 2010b).

Os procedimentos normativos para a determinação do módulo de resiliência de misturas betuminosas estão contidos na metodologia de ensaio do DNIT (2010c). O módulo de resiliência corresponde à relação entre a tensão de tração (σ_t) aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de uma mistura betuminosa e a deformação específica recuperável (ϵ_t) correspondente à tensão aplicada, a uma dada temperatura (T).

A fadiga é um fenômeno de trincamento induzido por cargas repetidas em que os níveis de tensão ou deformação delas decorrentes se encontram abaixo da resistência do material (YODER e WITCZAK, 1975).

No ensaio de fadiga por compressão diametral, recomenda-se que as cargas verticais devem induzir tensões normais no plano vertical diametral no intervalo de 10% a 50% da tensão de ruptura à tração estática. Optou-se nesta pesquisa pelo ensaio à tensão controlada que consiste em aplicar a tensão normal no plano vertical, repetidamente, até ocorrer a ruptura do corpo de prova à tração (MENDES, 2011).

2 • MATERIAIS E MÉTODOS

Empregaram-se os agregados (brita 0, brita 1 e pó de pedra), todos de formação gnáissica e oriundos da pedreira de Ervália, da cidade de Ervália-MG. O ligante utilizado foi a emulsão asfáltica catiônica de ruptura lenta do tipo RL-1C, composto por 61% de cimento asfáltico de petróleo (CAP) e 39% de fase aquosa. O método utilizado abrange quatro etapas, cujas peculiaridades encontram-se descritas a seguir.

- Etapa 1: identificação das propriedades físicas dos agregados e do ligante. Agregados: determinação da abrasão “Los Angeles” (DNER, 1998a), análise granulométrica (ABNT, 2003);

agregado graúdo: massa específica, massa específica aparente e absorção de água (ABNT, 2003b), agregado miúdo: massa específica Chapman (DNER, 1998b), agregado graúdo: adesividade ao ligante betuminoso (DNER, 1994a); Ligante: viscosidade Saybolt-Furol (ABNT, 2007a), resíduo por evaporação, % em peso, (ABNT, 2007b), peneiração (resíduo da peneira 0,84 mm) (ABNT, 1999) e carga de partícula (DNIT, 2011).

- Etapa 2: escolha da faixa de trabalho (DNIT, 2010a). Optou-se pela faixa C; faixa esta que está situada entre misturas abertas e densas. Através das granulometrias dos agregados, foi possível obter a porcentagem em peso de cada um deles na mistura para atender à faixa de trabalho selecionada.

- Etapa 3: realização da dosagem Marshall para misturas betuminosas a frio (DNER, 1994b). A Tabela 1 contém as equações empregadas para a determinação dos indicadores de desempenho da dosagem Marshall. Foram estudados quatro traços de emulsão asfáltica em peso (6,5%; 7,5%; 8,5% e 9,5%), prevendo-se que nos intervalos desses traços se alcance o teor de projeto para a mistura. Para cada traço, empregaram-se três corpos de prova, pesando cada um deles cerca de 1.200g. Os corpos de prova foram compactados com 75 golpes em cada uma de suas faces. Os agregados não foram ligeiramente umedecidos para proceder as misturas, porque não houve necessidade. Na norma acima citada comenta-se: “caso necessário, os agregados poderão ser levemente umedecidos”.

Tabela 1 - Equações empregadas para avaliar o desempenho das amostras submetidas à dosagem Marshall.

Indicador de desempenho	Equação	Número da Equação
Densidade máxima teórica (D)	$D = \frac{100}{\left(\frac{\%_{ag}}{d_{ag}} + \frac{\%_{af}}{d_{af}} + \frac{\%_f}{d_f} + \frac{\%_{CAP}}{d_{CAP}} \right)}$	1
% de vazios na mistura (% V _v)	$\%V_v = \left(\frac{D - d}{D} \right) \times 100$	2
% de vazios no agregado mineral (% VAM)	$\%VAM = \left(\frac{D - d}{D} \right) \times 100 + \frac{d \times \%_{CAP}}{d_{CAP}}$	3
Relação betume vazios (RBV)	$RBV = \frac{\%V_b}{\%VAM}$	4
Estabilidade Marshall (E)	$E = k \cdot Leit \cdot Fc$	5

Em que, **d**: massa específica aparente da mistura; **%_{ag}**, **%_{af}**, **%_f** e **%_{CAP}**: porcentagens de agregado graúdo, miúdo, filer e de cimento asfáltico de petróleo, respectivamente; **d_{ag}**, **d_{af}**, **d_f** e **d_{CAP}**: massa específica real dos grãos de agregado graúdo, agregado miúdo, filer e cimento asfáltico de petróleo, respectivamente; **V_b**: volume de betume na mistura; **k**: constante do anel dinamométrico; **Leit**: leitura no extensômetro; **F_c**: fator de correção em função da altura média do corpo de prova.

Visando a obtenção de corpos de prova bem próximos de 1.200g por traço, foram utilizadas as Equações 6 e 7.

$$X - aY = 1.200,00 \quad (6)$$

$$\frac{Y}{X} = b \quad (7)$$

Em que:

X: massa da mistura de agregado mais emulsão.

Y: massa da emulsão.

a: participação da fase aquosa na emulsão.

b: teor de emulsão para o traço escolhido.

Seguindo as instruções contidas no DNIT (2010a), pode-se definir o teor de emulsão de projeto ($Temulsão_{projeto}$) para a mistura, considerando-se a estabilidade máxima, a massa específica aparente máxima e o índice de vazios da mistura.

• Etapa 4: no $Temulsão_{projeto}$, moldaram-se nove corpos de prova que foram destinados ao ensaio de módulo de resiliência. Para obtenção deste módulo, empregou-se a Equação 8.

$$M_R = \frac{F}{\Delta H} (0,9976 \mu + 0,2692) \quad (8)$$

Em que:

M_R: módulo de resiliência (kgf/cm²).

F: carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo de prova (kgf).

Δ: deformação elástica ou resiliente registrada no oscilógrafo, para 300, 400 e 500 aplicações da carga (F).

μ: coeficiente de Poisson.

Da amostragem acima, retiraram-se três corpos de prova para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral empregando-se as equações 9, 10 e 12.

$$\sigma_R = \frac{2F_{rup}}{\pi DH} \quad (9)$$

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi DH} \quad (10)$$

$$\sigma_c = -\frac{6F}{\pi DH} \quad (11)$$

Em que:

σ_r: resistência à tração (kgf/cm²).

F_{rup}: carga de ruptura (kgf).

D: diâmetro do corpo de prova (cm).

H: altura do corpo de prova (cm).

As seis amostras restantes foram destinadas ao ensaio de fadiga, empregando-se a equação 12.

$$N = k \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^n \quad (12)$$

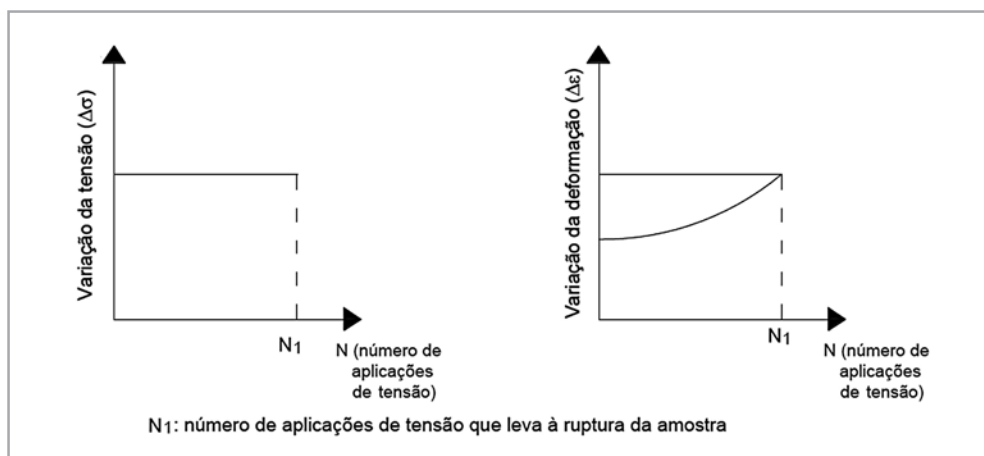
Em que:

N: vida de fadiga (número de repetições de tensão que leva à ruptura da amostra).

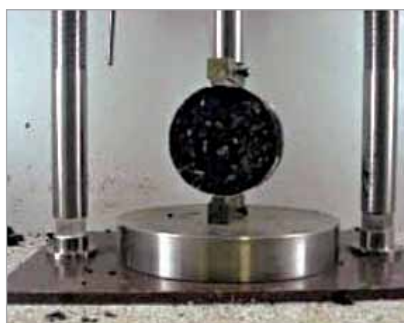
k: constante do anel dinamométrico.

Δσ: diferença entre a tensão de compressão e a de tração: (Equação 11 – Equação 10) = 4 σ_t.

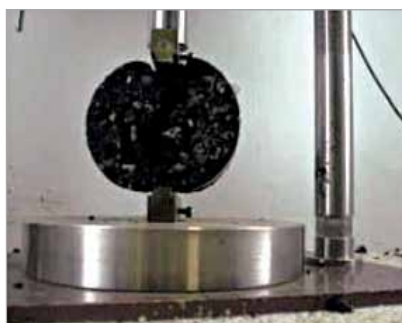
O ensaio de fadiga à tensão controlada está ilustrado na Figura 1.



(a) Ilustração de ensaio de fadiga à tensão controlada



b₁ : início de ensaio controlado



b₂ : amostra em fase de ruptura



b₃ : amostra se decompõe - final do ensaio

Figura 1 - a) ilustração de um ensaio de fadiga à tensão controlada;
b) amostra submetida ao referido ensaio.

Os ensaios dinâmicos de módulo de resiliência e de fadiga e o de resistência à tração por compressão diametral foram realizados no Laboratório de Pavimentação da Faculdade de Engenharia da UFJE, Juiz de Fora - MG.

3 • RESULTADOS

3.1 • Resultados dos ensaios de caracterização dos materiais

Com relação aos agregados, o peso específico, em kN/m^3 , encontrado foi: brita 0 igual a 29,1; brita 1 igual a 28,5 e pó de pedra igual a 28,0. A adesividade ao ligante, para a brita 1,

foi satisfatória. O desgaste Los Angeles encontrado para a brita 0 foi igual a 27% e 22% para a brita 1.

A Tabela 2 contém os resultados dos ensaios de caracterização dos agregados.

Partindo-se dos dados do ensaio de granulometria apresentados na Tabela 2, elaborou-se a Figura 2, que ilustra as curvas granulométricas dos agregados, os limites da faixa de trabalho e a granulometria de projeto.

Com relação ao ligante, emulsão asfáltica RL-1C, encontrou-se uma viscosidade Saybolt Furol, é a 25°C, de 25 segundos; um resíduo por evaporação, % em peso, de 61,02; 0,34% para o ensaio de peneiração (resíduo na peneira 0,84 mm), e carga de partícula positiva.

Tabela 2 - Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados.

Granulometria (% em peso passante)		Material		
Série Normal	Série intermediária	Brita 0	Brita 1	Pó de pedra
25,4 mm	-	100	100	100
19,0 mm	-	100	90,3	100
-	12,5 mm	99,94	26,9	100
9,5 mm	-	95,5	8,5	100
-	6,3 mm	40,2	3,5	98,05
4,75 mm	-	15,4	1,88	96,42
2,36 mm	-	3,6	1,76	94,00
1,18 mm	-	3,0	1,3	89,59
600 µm	-	1,5	1,3	77,35
300 µm	-	1,2	1,2	63,05
150 µm	-	0,9	1,0	48,4
Desgaste de Los Angeles (%)		27	22	-
Peso específico (kN/m³)		29,1	28,5	28,0
Adesividade ao ligante		-	Satisfatório	-

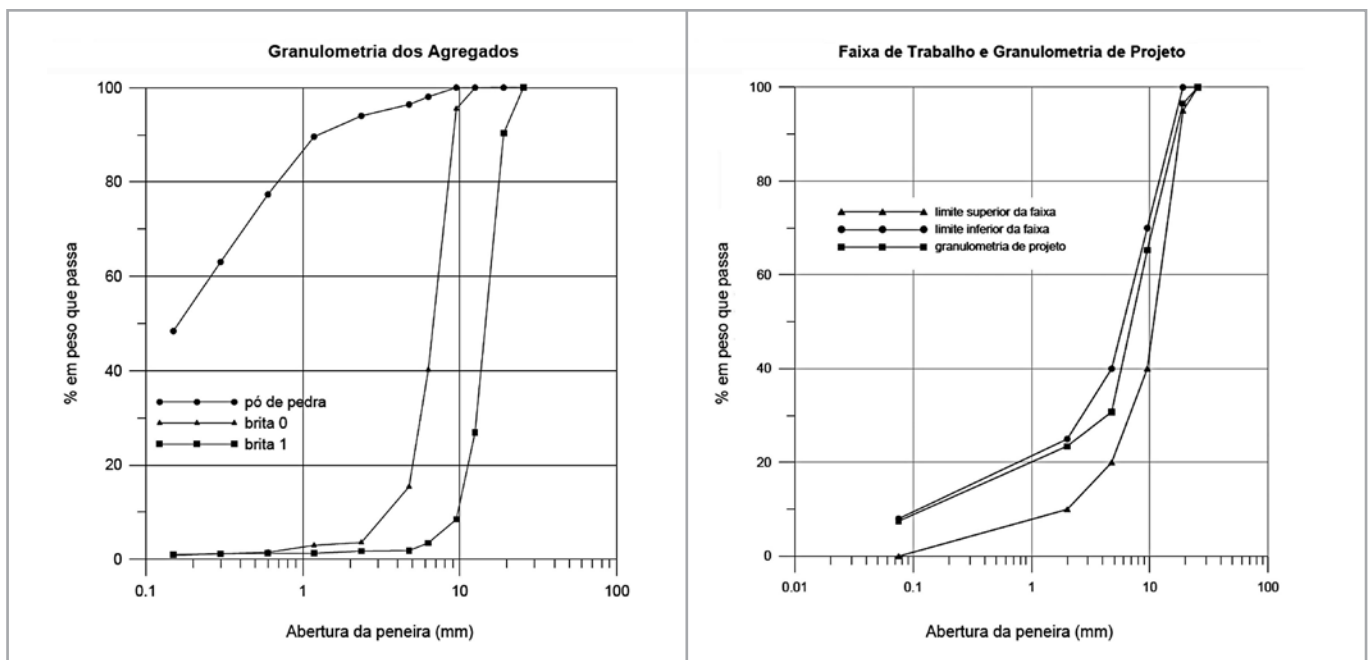


Figura 2 - Curvas granulométricas dos agregados, dos limites da faixa de trabalho e da granulometria de projeto.

3.2 • Resultados das porcentagens dos materiais via emprego do método Rotchfuchs

Etapa 2: as porcentagens dos agregados obtidas para atender à faixa C foram de 36% para a brita 1, 39% para a brita 0 e 25% para o pó de pedra. A granulometria encontrada enquadrou-se nos limites superior e inferior da faixa C, conforme Figura 2 supracitada.

3.3 • Resultados dos ensaios de dosagem Marshall

Etapa 3: os indicadores de dosagem, obtidos durante a realização do ensaio Marshall, estão ilustrados na Figura 3. A massa específica aparente para o teor de 9,5% foi o maior valor encontrado. A fluência, à exceção de 8,5%, ficou acima da especificação. Para a estabilidade, o valor máximo foi igual a 7,5%. Após a realização desse ensaio, encontrou-se um teor de emulsão de projeto para a mistura (Temulsão_{projeto}) igual a 8,5%. Este valor foi obtido com base na média da soma dos teores de emulsão correspondentes à máxima massa específica aparente e à máxima estabilidade encontradas. Os demais indicadores apresentaram uma tendência esperada.

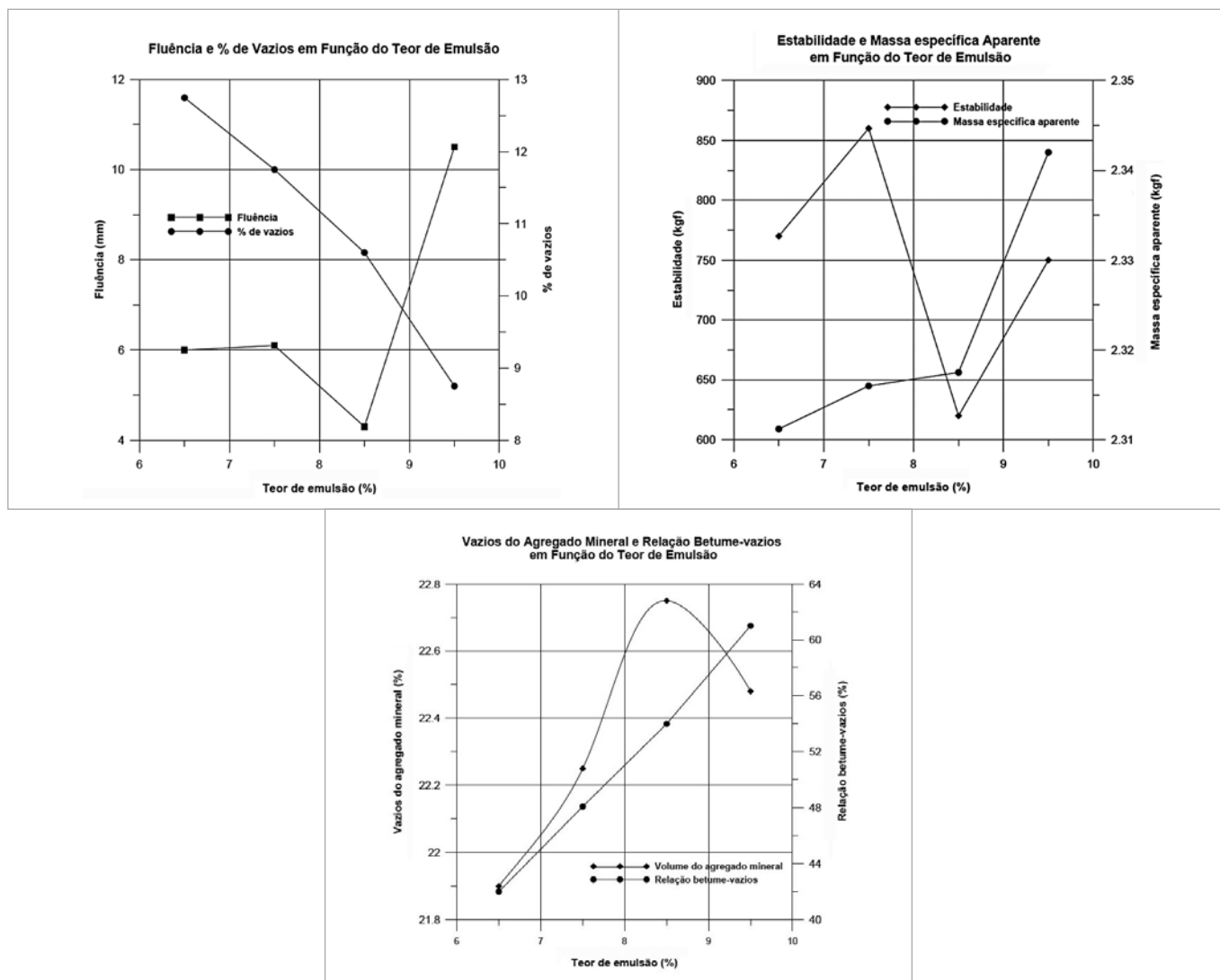


Figura 3 - Resultados dos indicadores da dosagem Marshall, para o teor de projeto de emulsão de 8,5%.

Com relação ao teor de 8,0% de emulsão, a fluência Marshall apresentou valores da ordem de 6,25 mm; 6,30 mm, 6,90 mm e 7,98 mm. Os resultados dos indicadores da dosagem Marshall, para os quatro traços em peso (6,5%; 7,5%; 8,5% e 9,5% de emulsão), encontram-se na Figura 4. Observa-se, nesta figura, que a estabilidade máxima Marshall ocorreu no teor de 7,5 % de emulsão e a massa específica máxima aparente correspondeu a 9,5% de emulsão.

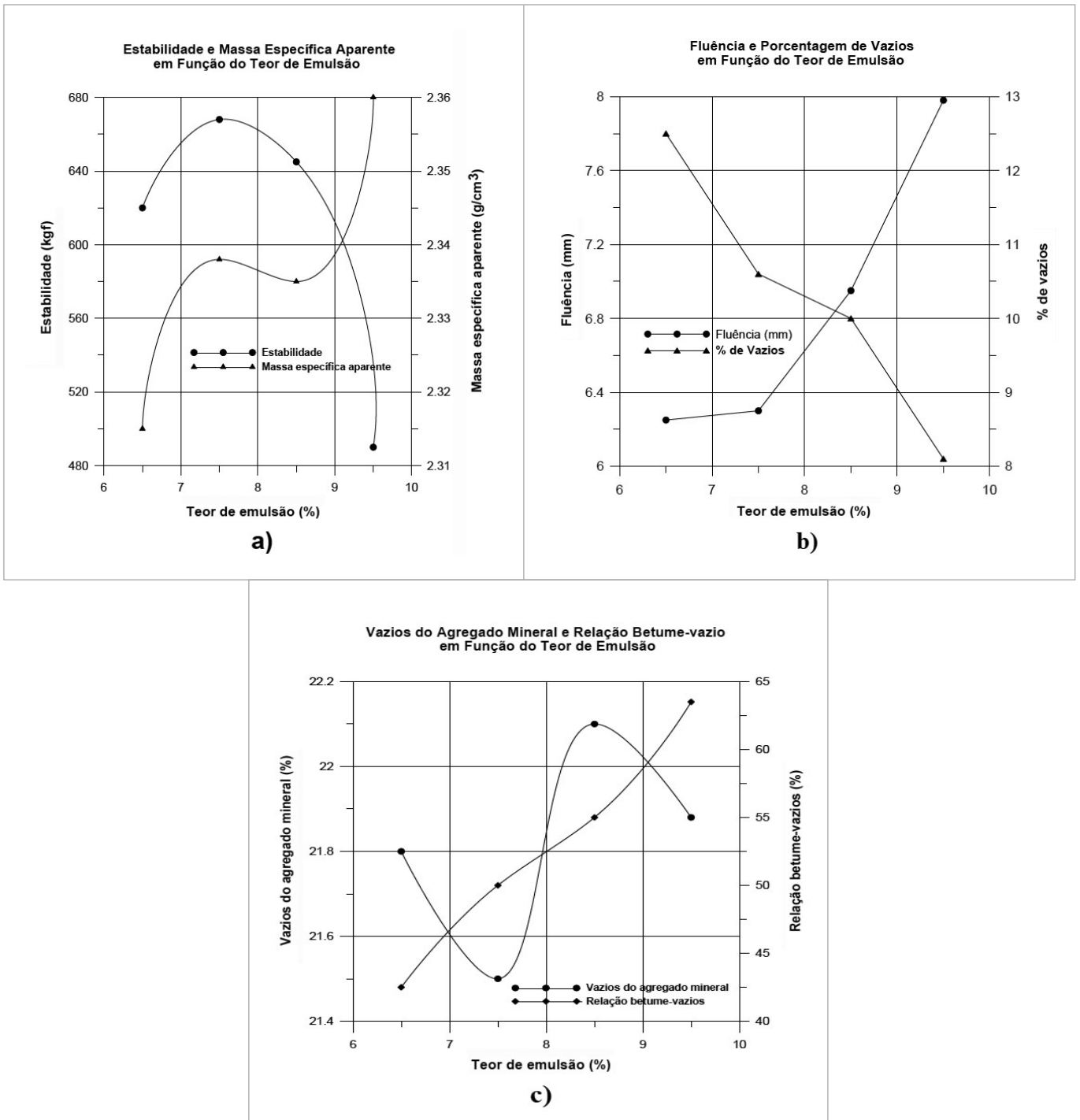


Figura 4 - Resultados dos indicadores de dosagem Marshall, para o teor de 8,0% de emulsão.

3.4 • Resultados dos ensaios de cargas estáticas e repetidas

Etapa 4: as informações referentes à realização dos ensaios de módulo de resiliência, para o teor ótimo de 8,5% de emulsão asfáltica e, também, para o teor de 8,0%, encontram-se na Tabela 3. As informações referentes à realização dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, para o teor ótimo de 8,5% de emulsão asfáltica e, também, para o teor de 8,0%, encontram-se na Tabela 4. As informações referentes à realização dos ensaios de fadiga à tensão controlada, para o teor de 8,0% de emulsão asfáltica e, também, para o teor ótimo de 8,5%, encontram-se nas Tabelas 5 e 6, respectivamente.

Tabela 3 - Módulo de resiliência (M_R) de mistura betuminosa a frio com 8,0 e 8,5% de emulsão asfáltica do tipo RL – 1C.

Módulo de resiliência (M_R)							
Teor de emulsão (%)							
8,0				8,5			
C. P. N°	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	M_R (MPa)	C. P. N°	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	M_R (MPa)
1	6,69	10,08	1.821	10	6,63	10,00	1.771
2	6,65	10,13	1.837	11	6,55	10,16	1.672
3	6,67	10,13	1.616	12	6,64	10,08	1.534
4	6,72	10,07	1.530	13	6,58	10,18	1.815
5	6,72	10,16	1.750	14	6,65	10,12	1.838
6	6,63	10,12	1.668	15	6,57	10,15	1.677
7	6,62	10,20	1.687	16	6,66	10,16	1.619
8	6,68	10,17	1.584	17	6,67	10,16	1.434
9	6,66	10,12	1.566	18	6,70	10,31	1.180
M_R (MPa) médio = 1.673				M_R (MPa) médio = 1.616			

Tabela 4 - Resistência à tração (R_T) por compressão diametral de mistura betuminosa a frio com 8,0 e 8,5% de emulsão asfáltica do tipo RL – 1C.

Resistência à tração (R_T) por compressão diametral							
Teor de emulsão (%)							
8,0				8,5			
C. P. N°	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	R_T (MPa)	C. P. N°	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	R_T (MPa)
1	6,69	10,08	0,46	10	6,63	10,00	0,44
2	6,65	10,13	0,52	11	6,55	10,16	0,44
3	6,67	10,13	0,44	12	6,64	10,08	0,44

Tabela 5 - Fadiga à tensão controlada de mistura betuminosa a frio com 8,0% de emulsão asfáltica do tipo RL – 1C.

Fadiga à tensão controlada							
Teor de emulsão (8,0%)							
C. P. N°	Espessura (cm)	Diâmetro (cm)	% R _T médio	Força* (kgf)	Def. esp. resiliente (ε _r)	Difer. Tensões** (MPa)	Número de aplicações da tensão
4	6,72	10,07	40	203,77	0,0001124	0,750	317
5	6,72	10,16	35	179,90	0,0000983	0,660	448
6	6,63	10,12	30	151,53	0,0000843	0,560	633
7	6,62	10,20	25	127,08	0,0000702	0,470	720
8	6,68	10,17	20	102,29	0,0000562	0,380	935
9	6,66	10,12	15	76,11	0,0000421	0,280	1627

* valor obtido aplicando-se a Eq. 9.

** $4(R_{T\text{médio}})(\%R_{T\text{médio}})$

Tabela 6 - Fadiga à tensão controlada de mistura betuminosa a frio com 8,5% de emulsão asfáltica do tipo RL – 1C.

Fadiga à tensão controlada							
Teor de emulsão (8,5%)							
C. P. N°	Espessura (cm)	Diâmetro (cm)	%R _T médio	Força* (kgf)	Def. esp. resiliente (ε _r)	Difer. Tensões** (MPa)	Número de aplicações da tensão
13	6,58	10,18	40	188,83	0,0001089	0,700	255
14	6,65	10,12	35	166,00	0,0000953	0,620	499
15	6,57	10,15	30	140,99	0,0000817	0,530	504
16	6,66	10,16	25	119,22	0,0000681	0,440	591
17	6,67	10,16	20	95,52	0,0000545	0,350	949
18	6,70	10,31	15	73,03	0,0000408	0,260	1258

* valor obtido aplicando-se a Eq. 9.

** $4(R_{T\text{médio}})(\%R_{T\text{médio}})$

A Figura 5 ilustra os resultados do ensaio de fadiga à tensão controlada, destacando-se a relação entre a diferença de tensões aplicadas com a vida de fadiga e a relação entre

as deformações específicas resilientes com a mesma, tanto para o teor de 8,0% quanto para o teor de 8,5% de emulsão asfáltica.

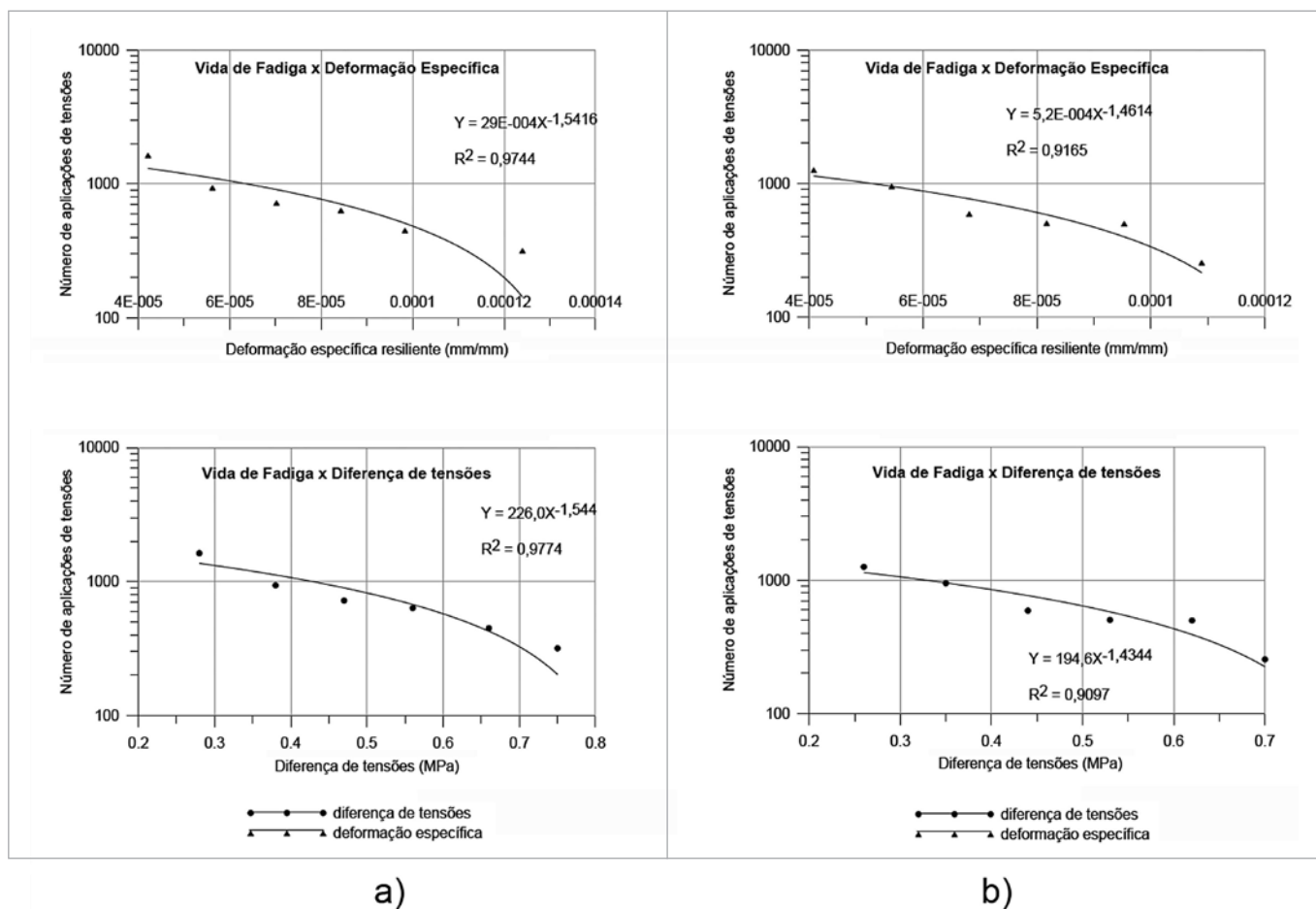


Figura 5 - Vida de fadiga em função da deformação específica resiliente e da diferença entre tensões; (a) teor de 8,0 de emulsão; (b) teor de 8,5 de emulsão.

4 • DISCUSSÃO

Com relação aos agregados, a análise granulométrica das britas indica que esses materiais são do tipo uniforme enquanto que o pó de pedra apresentou granulometria contínua, com uma distribuição granulométrica do tipo material arenoso, atendendo à faixa de serviço. Os pesos específicos encontrados estão em conformidade com as faixas citadas nas normas utilizadas. A adesividade atende às recomendações bem como o desgaste encontrado, o qual está abaixo do limite de 55%.

A emulsão asfáltica RL-1C não passou no ensaio de penetração, pois apresentou um valor acima do recomendado no CNP, 07/88, segundo Bernucci et al. (2008). O ensaio de carga de partícula foi atendido.

Quanto à estabilidade Marshall, independente do traço utilizado, todos os corpos de prova atenderam a exigência mínima de 250 kgf para 75 golpes.

A massa específica aparente máxima observada ocorreu no teor de 9,5% para ambos os traços.

Quanto à altura das amostras, empregadas na realização do ensaio Marshall, todos os corpos de prova ultrapassaram o limite de $63.5 \text{ mm} \pm 1.3 \text{ mm}$, mesmo sendo submetidos à energia de compactação com 75 golpes.

Quanto à fluência, para a maioria dos traços, nenhum corpo de prova atendeu ao intervalo indicado na especificação. Isto provavelmente ocorreu devido à utilização de uma prensa Marshall não automatizada, o que dificultou o registro da fluência no momento da ruptura da amostra.

Com relação aos ensaios de módulo de resiliência, observando-se os valores contidos na Tabela 3, verifica-se que estes variaram no intervalo de 1.180 a 1.838 MPa, para o teor de 8,5% e de 1.530 a 1.837 MPa, para o teor de 8,0%, valores estes bem inferiores aos apresentados por Medina e Motta (2005), pg 305, empregando-se dois tipos de CAP em camadas de binder e capa para misturas a quente.

Com relação ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral, observando-se os valores contidos na Tabela 4, e comparando-os com os valores da referida resistência citados por Medina e Motta (2005), pg 305, para misturas a quente, observa-se que para a função de capa a resistência à tração do PMF foi baixa e para a função de binder os valores foram mais adequados.

Verifica-se, pela Tabela 5 (8,0% de emulsão) e pela Tabela 6 (8,5% de emulsão) e, também, pela Figura 5, que os valores encontrados para a vida de fadiga, para ambos os teores estudados, se mostraram baixos. Para a maioria das diferenças de tensão aplicadas, foi inferior a 1.000 aplicações.

A vida de fadiga x deformação permanente apresentou um coeficiente de determinação de 0,9744% para 8,0% de emulsão e de 0,9165% para 8,5% de emulsão. A vida de fadiga x diferença de tensões apresentou um coeficiente de determinação de 0,9774% para 8,0% de emulsão e de 0,9097% para 8,5% de emulsão.

Estatisticamente, vale ressaltar que os modelos de regressão linear empregados para o ajuste de tais equações mostraram-se adequados, em ambos os casos, uma vez que apresentaram valores de coeficiente de determinação (R^2) superiores a 90%.

5 • CONCLUSÕES

Os materiais empregados nesta pesquisa, agregados e ligante, mostraram-se adequados à realização do trabalho.

Com relação à dosagem da mistura betuminosa a frio, empregando-se o ensaio Marshall, quanto à altura das amostras, recomenda-se rever a faixa granulométrica nas peneiras 19 mm e 12,7 mm. Uma possibilidade é deixar 100% do material passar na peneira de 19 mm e definir uma faixa na peneira de 12,7 mm, para um expoente n da equação de Fuller-Talbot na faixa de 0,4 a 0,6 e manter a tolerância de $\pm 7\%$. Quanto à estabilidade mínima, recomenda-se rever o limite citado na referida especificação e a utilização de uma prensa automatizada para realização do ensaio Marshall para que o registro da fluência ocorra no exato momento da ruptura da amostra. Entretanto, vale lembrar que esse parâmetro já está em desuso.

A precisão da estufa é outro fator importante a ser considerado na dosagem das misturas asfálticas, uma vez que pequenas variações de temperatura afetam, consideravelmente, os resultados. Este efeito foi observado nos resultados do ensaio de estabilidade Marshall.

Com relação ao comportamento dos materiais submetidos aos ensaios de cargas estáticas e repetidas (resistência à tração, módulo de resiliência e fadiga) concluiu-se que os resultados foram consideravelmente inferiores aos das misturas a quente apresentados por Medina e Motta (2005), pg 305. Sendo que os resultados do ensaio de resistência à tração por compressão diametral, do pré-misturado a frio, indicam que esse material é mais indicado para ser utilizado para a função de *binder* (camada de ligação posicionada imediatamente abaixo da capa). Quanto à vida de fadiga, observou-se que, para a maioria das diferenças de tensão aplicadas, foi inferior a 1.000 aplicações.

6 • AGRADECIMENTOS

Ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pela concessão de uma bolsa de Iniciação Científica e à Faculdade de Engenharia da Universidade Federal de Juiz de Fora - MG pela realização dos ensaios de resistência à tração e ensaios dinâmicos.

Referências Bibliográficas

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: NBR NM 248 - Agregados - Determinação da composição granulométrica, Rio de Janeiro, 2003a, 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: NBR NM 53 - Agregado graúdo - Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água, Rio de Janeiro, 2003b, 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: NBR 14491 - Emulsões Asfálticas – determinação da viscosidade Saybolt-Furol, Rio de Janeiro, 2007a, 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: NBR 14376 - Emulsões asfálticas - Determinação do resíduo asfáltico por evaporação, Rio de Janeiro, 2007b, 2p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: NBR 14393 - Emulsões asfálticas – Determinação da peneiração, Rio de Janeiro, 1999, 3p.
- BALBO, J. T. (2007). Pavimentação Asfáltica – Materiais, Projeto e Restauração. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 558 p.
- BERNUCCI, L. B.; SOARES, J. B.; CERATTI, J. A. P.; MOTTA, L. M. G. (2008) Pavimentação asfáltica básica para engenheiros. PETROBRAS - ABEDA. Rio de Janeiro, 501p.
- CNT (2015). Confederação Nacional do Transporte - Boletim Estatístico. Disponível em: www.cnt.org.br/Paginas/Boletins_Detalhes.aspx?b=3, acesso 05-05-2015.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Agregado graúdo - Adesividade ao ligante betuminoso. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio, 078/94, Rio de Janeiro, 1994a, 3p.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Agregados – Determinação da abrasão “Los Angeles”- Departamento de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio, 035/98, Rio de Janeiro - RJ, 1998a, 6p.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Agregados - determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio, 194/98, Rio de Janeiro, 1998b, 4p.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Mistura betuminosa a frio, com emulsão asfáltica - ensaio Marshall. MT- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio, 107/94, Rio de Janeiro, 1994b, 9p.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. Pavimentação Asfáltica - Pré-misturado a frio com emulsão asfáltica catiônica convencional. MT- Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, Especificação de Serviço, 153/2010, Rio de Janeiro, 2010a, 11p.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. Pavimentação asfáltica - misturas asfálticas - determinação da resistência à tração por compressão diametral. MT- Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, Método de Ensaio, 136/2010, Rio de Janeiro, 2010b, 6p.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. Pavimentação Asfáltica. Mistura betuminosa - determinação do módulo de resiliência. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Método de Ensaio, 135/10, Rio de Janeiro, 2010c, 6p.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço. MT - Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, Especificação de Serviço, 031/2006, Rio de Janeiro, 2006, 14p.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. Emulsão asfáltica - Determinação da carga da partícula. MT - Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, Método de Ensaio, 156/2011, Rio de Janeiro, 2011, 7p.
- HAAS, R.; HUDSON, W.R.; ZANIEWSKI, J. Modern pavement management. Florida, Krieger Publishing Company Malabar, 1994. 583 p.
- IBP. INSTITUTO BRASILEIRO DO PETRÓLEO. Informações Básicas sobre Materiais Asfálticos. Instituto Brasileiro de Petróleo, Comissão de Asfalto, 6ª edição, Rio de Janeiro - RJ, 1999, 76p.
- MAMLOUK, M. S.; SAROFIM, R. T. Modulus of Asphalt Mixtures - an Unresolved Dilemma. Transportation Research Record, Washington, DC, n. 1171, National Research Council, Washington, DC, 1988. p. 194-198
- MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. (2005). Mecânica dos Pavimentos, Capa e Edição Eletrônica Image Maker Interactive, 2ª Edição, Rio de Janeiro - RJ, 570 p.
- MENDES, L. O. (2011) Utilização do método Bailey para a seleção de agregados em dosagem de misturas asfálticas. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora- MG, 129p.
- SANTANA, H. (1993) Manual de pré-misturado a frio. Rio de Janeiro, IBP/Comissão de Asfalto, 1a Ed., 298 p.
- SENÇO, W. (1997) Manual de Técnicas de Pavimentação. Ed. Pini. Vol I. São Paulo, 746 p.
- YODER, E. J.; WITCZAK, M.W. (1975) Principles of Pavement Design. New York, John Wiley & Sons, Inc., 711 p. 📌



ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM SOLO ESTABILIZADO COM CINZAS DE CARVÃO MINERAL PARA APLICAÇÃO EM CAMADAS DE BASE E SUB-BASE DE PAVIMENTOS

Louise dos Santos Erasmi Lopes¹

José Adriano Cardoso Malko²

Michéle Dal Toé Casagrande³

Laura Maria Goretti da Motta⁴

¹ Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
louiseerasmi@globo.com.

² Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
adriano_malko@hotmail.com.

³ Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro
michele_casagrande@puc-rio.br.

⁴ Universidade Federal do Rio de Janeiro
laura@coc.ufrj.br.

RESUMO

Este estudo apresenta a caracterização de dois tipos de cinzas (de fundo e volante) obtidas da queima de carvão mineral em usinas termelétricas, tendo como objetivo avaliar sua aplicabilidade em camadas de base de pavimentos rodoviários, através da mistura destas cinzas a um solo areno-siltoso não-laterítico característico do estado do Rio de Janeiro. Foram realizados ensaios de caracterização física, química, mecânica (compactação, módulo de resiliência e deformação permanente) e, por se tratar da utilização de resíduos industriais, ensaios ambientais de solubilização e lixiviação. Os resultados obtidos foram satisfatórios, sendo dependentes do teor e do tipo de cinza utilizado, da presença da cal, além do tempo de cura. Tais fatos, juntamente com os resultados dos ensaios ambientais ressaltam o emprego positivo de ambos os tipos de cinzas (de fundo e volante) de carvão mineral para aplicação em camadas de base e sub-base de pavimentos rodoviários, minimizando problemas atuais de disposição de resíduos em lixões e aterros sanitários, dando um fim mais nobre a este material.

Palavras-chave: cinzas de carvão mineral; cinza volante; cinzas de fundo; cal; estabilização de solos; base de pavimentos; materiais alternativos.

ABSTRACT

The research consists in examining the applicability of two kinds of ash (fly and bottom) of coal combustion residue from thermal power, on the layers of pavements base road by mixing these ashes with a non-lateritic sandy-silty soil, characteristic of the Rio de Janeiro state, with and without lime addition. This study presents the results of physical characterization, chemistry and mechanics (compression, resilient modulus and permanent deformation), and considering that ashes are industrial waste, environmental testing solubilization and leaching. The results were satisfactory, and dependents of the levels and kind of ashes, of addition of lime, and the cure, highlighting the use of both ashes of mineral coal in pavement base roads, eliminating the current problems of waste disposal in dumps and landfills, putting a best end for this material.

Keywords: coal ash; fly ash; bottom ash; lime; soil stabilization; pavement base; alternative materials.

1 • INTRODUÇÃO

Atualmente a sociedade deixou de exigir somente um bom desempenho dos materiais importando-se também com as interações com o meio ambiente, optando por produtos e materiais que tenham “selo verde”, que, em outras palavras, impliquem em menores impactos ambientais e gastos de energia.

Pozzobon (1999) destaca que este posicionamento já foi colocado desde 1986 por Mehta, quando enfatizou que a escolha dos materiais de construção no futuro deveria atender ao quádruplo enfoque iniciado pela letra E: engenharia, economia, energia e ecologia.

A construção civil deve ser citada como um dos principais setores que apresentam condições de aproveitamento de resíduos industriais, Pozzobon (1999) fundamenta esta afirmativa na necessidade de redução de custos da construção, no volume de recursos naturais consumidos e na grande diversidade de insumos usados na produção. Ao mesmo tempo, a própria construção civil ainda é grande geradora de resíduos que também podem e devem ser reutilizados. Dentro da construção civil, a construção de rodovias é particularmente propícia a esta finalidade, de local de destinação de resíduos, tendo em vista a particularidade de permitir certo encapsulamento e mesmo a contenção dos produtos por combinação com outros materiais usuais de construção das camadas do pavimento.

No entanto, segundo Ubaldo (2005), para que o pavimento não seja usado somente como local de descarte de resíduos, resolvendo apenas questões ambientais, é preciso mostrar quais as vantagens de se usar o resíduo sob o ponto de vista da melhoria da pavimentação, e não somente a sua contribuição para a natureza.

As cinzas de carvão mineral encontram-se no grupo de rejeitos industriais, gerados em grande volume anualmente e que possuem diversas indicações de reutilização, sendo uma delas como agentes estabilizantes de solos conhecidos há bastante tempo (Pinto, 1971; Nardi, 1975, dentre outros). As cinzas são adicionadas ao solo quando estes não possuem parâmetros de resistência adequados para sua utilização na Engenharia Geotécnica ou mesmo quando se pretende melhoria radical dos mesmos, acrescentando outro produto cimentante tal como cal ou cimento.

Dentro desse contexto, este estudo verifica a viabilidade do aproveitamento das cinzas de carvão mineral, volante e pesada, em misturas com um solo regional do município do Rio de Janeiro, originalmente pouco adequado para fins de pavimentação. As misturas de solo-cinza foram testadas sem e com a

adição de cal hidratada, para utilização em base e sub-base de pavimentos, por comparação entre resultados de ensaios laboratoriais, para períodos de cura distintos.

O estudo foi motivado pela busca de práticas sustentáveis, na redução de impactos ambientais, na utilização de novos materiais para pavimentação e estabelecendo um fim mais nobre a materiais antes descartados na natureza.

De acordo com Rohde et al. (2006) a formação das cinzas se dá pela combustão direta do carvão, matéria-prima sólida, constituída por duas frações intimamente misturadas: uma orgânica (material volátil mais carbono fixo) e uma mineral (argilas, quartzo, piritas, carbonatos, etc.). Pela ação do calor a fração orgânica gera voláteis e coque, enquanto a mineral se transforma em cinza com mineralogia modificada, tendo em vista: a perda de água das argilas, a decomposição dos carbonatos, a oxidação dos sulfetos, etc.

Nardi (1975) afirma que as cinzas consistem da queima do carvão vapor pulverizado gerando componentes não combustíveis, além de partículas não queimadas devido à combustão incompleta do referido carvão.

Na geração de energia termelétrica pela queima do carvão mineral são gerados resíduos: 40% em peso destes correspondem à fração cinzas, sendo destes, 60% cinzas volantes e, 40% cinza de fundo.

Segundo Rohde et al. (2006), as cinzas apresentam-se de diferentes formas conforme o processo de gaseificação ou queima do carvão e podem ser classificadas como:

- Cinza de Fundo/Cinza Pesada/Cinza Úmida (*bottom ash*): originadas nos processos de combustão do carvão em forma pulverizada e da queima ou gaseificação do carvão em leito fluidizado, contém geralmente teores de carbono não queimado de 5 a 10%. São mais pesadas e de granulometria mais grossa, que caem para o fundo das fornalhas e gaseificadores, de onde são retiradas por fluxo de água, principalmente nas grandes caldeiras de usinas térmicas e centrais de vapor;
- Cinza Leve/Cinza Volante (*fly ash*): constituídas de partículas extremamente finas (100% menor que 0,15mm), leves e que são arrastadas pelos gases de combustão de fornalhas ou gases gerados em gaseificadores industriais. Grande parcela dessas partículas é retida por sistema de captação – filtros de tecido, ciclones, precipitadores eletrostáticos, etc. As grandes unidades produtoras deste tipo de cinzas são as usinas termelétricas e centrais de vapor.

2 • PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 • Materiais Utilizados

O solo utilizado é proveniente de uma jazida, atualmente desativada, situada na Zona Oeste do Município do Rio de Janeiro, bairro de Campo Grande. A área estudada, segundo o mapa de solos do Estado do Rio de Janeiro do DRM-RJ,

é caracterizada pela presença de solos podzólico vermelho-amarelo álico, planossolo álico, além de latossolo vermelho amarelo álico (Figura 1).

Ambas as cinzas, de fundo e volante (Figuras 2 e 3), são provenientes do processo de queima do carvão mineral, originárias do Complexo Termelétrico Jorge Lacerda, localizado no município de Capivari de Baixo, no Estado de Santa Catarina.



Figura 1 - Detalhe da amostra do Solo utilizado neste estudo após secagem e destorroamento.



Figura 2 - Aspecto da Cinza de Fundo utilizada no presente estudo.



Figura 3 - Aspecto da Cinza Volante utilizada no presente estudo.

A cal utilizada nas misturas deste estudo é cal hidratada calcária, do tipo CH-III, conhecida comercialmente por “Cal Hidratada Itaú”, da Votorantim Cimentos. No caso da amostra utilizada nesta pesquisa, não foi feito nenhum ensaio de caracterização particular.

A água utilizada no ensaio de compactação do solo e das misturas solo - cinza e solo - cinza - cal e para moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios triaxiais é proveniente da rede pública de abastecimento da cidade do Rio de Janeiro. Já nos ensaios de caracterização física de limites de Atterberg, análise granulométrica e massa específica real dos grãos, foi utilizada água destilada conforme as normas aplicáveis.

2.2 • Misturas Solo - Cinza - Cal

No Quadro 1 estão apresentados os teores adotados em cada mistura, bem como sua denominação para identificação ao longo do presente trabalho. O teor de cal utilizado foi fixado em 3%, valor este considerado o teor ótimo de cal, proveniente de pesquisas anteriores realizadas com este material.

Os teores de cinza de fundo e de cinza volante são distintos devido à sua diferente granulometria e também de acordo com pesquisas anteriores, que apontavam estas concentrações como sendo mais próximas dos teores ótimos de cinzas nas misturas.

Quadro 1 - Símbolos referentes a cada material/mistura

Material/Mistura	Solo (%)	Cinza de Fundo (%)	Cinza Volante (%)	Cal (%)	Símbolo
Solo	100	-	-	-	S
Cinza de Fundo	-	100	-	-	CF
Cinza Volante	-	-	100	-	CV
Mistura 1	70	27	-	3	S70/CF27/C3
Mistura 2	60	37	-	3	S60/CF37/C3
Mistura 3	90	-	7	3	S90/CV7/C3
Mistura 4	80	-	17	3	S80/CV17/C3
Mistura 5	70	30	-	-	S70/CF30
Mistura 6	60	40	-	-	S60/CF40
Mistura 7	90	-	10	-	S90/CV10
Mistura 8	80	-	20	-	S80/CV20

2.3 • Ensaios Realizados

Os ensaios de caracterização do solo, das cinzas e posteriormente das misturas, envolveram os ensaios de análise granulométrica, densidade específica dos grãos, limites de Atterberg e determinação do teor de umidade natural, todos seguiram os métodos estabelecidos pelas seguintes normas:

- NBR 6457/1986 - Amostras de Solo. Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização.
- NBR 7181/1984 - Solo - Análise Granulométrica.
- NBR 6508/1984 - Solo - Determinação da Massa Específica dos Grãos.
- NBR 6459/1984 - Solo - Determinação do Limite de Liquidez.
- NBR 7180/1984 - Solo - Determinação do Limite de Plasticidade.

Tendo em vista que uma das principais propostas deste estudo é a reutilização de resíduos, promovendo práticas sustentáveis, foram realizados ensaios de caracterização química e ambiental, para verificar a viabilidade da utilização das cinzas sem prejudicar o meio ambiente ou a saúde humana. Todos atendendo aos métodos prescritos nas seguintes normas:

- NBR 10.004/2004 - Classificação de Resíduos Sólidos.
- NBR 10.005/2004 - Lixiviação de Resíduos Sólidos.
- NBR 10.006/2004 - Solubilização de Resíduos Sólidos.
- NBR 13.600/1996 - Determinação do teor de Matéria Orgânica por Queima à 440°C.

Os ensaios realizados para verificar os requisitos mecânicos para a aplicação das misturas em pavimentos foram os seguintes: ensaios de compactação, módulo de resiliência e deformação permanente sob carga repetida.

Foram adotados os procedimentos das seguintes normas para a execução destes ensaios:

- NBR 7182/1986 - Ensaio de Compactação.
- DNER ME 131/1994 - Determinação do Módulo de Resiliência.

Ensaio de Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência (ou módulo resiliente) de solos é por definição a relação entre a tensão vertical desviadora e a

deformação resiliente correspondente, e é obtido para vários pares de tensões, confinante (σ_3) e desviadora (σ_d), para representar melhor o comportamento dos materiais de pavimentação. Através de modelos ajustados por regressão aos pontos experimentais, é possível determinar o comportamento elástico do material, linear ou não linear (este sendo o mais comum).

Neste trabalho foi utilizado o Modelo Composto, que relaciona o módulo de resiliência às tensões confinantes e de desvio, como apresentado na Equação 1.

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (1)$$

Onde:

MR - módulo resiliente [MPa].

σ_3 - tensão confinante [MPa].

σ_d - tensão desviadora cíclica [MPa].

k_1, k_2, k_3 - coeficientes de regressão, derivados dos ensaios laboratoriais.

Portanto, com a finalidade de obter o Módulo de Resiliência ou Resiliente (MR), foram realizados ensaios triaxiais de cargas repetidas, de acordo com a norma DNER-ME 131/94 - Solos - Determinação do Módulo de Resiliência.

Este ensaio consiste em duas etapas: a primeira, de condicionamento do material a ser ensaiado, com a finalidade de minimizar os efeitos da deformação plástica e da história de tensões, e a segunda, consiste na realização do ensaio propriamente dito, visando a obtenção do módulo de resiliência (MR), aplicando-se pares de tensão confinante (σ_3) e desviadora (σ_d) pré-definidos e medindo-se a deformação específica resiliente correspondentes.

Inicialmente, foram moldados 3 corpos-de-prova de cada mistura, nas condições de umidade ótima (ω_{ot}) e massa específica aparente seca máxima ($\rho_{dmáx}$), conforme determinado previamente pelos ensaios de compactação. Foi utilizada Energia Modificada de compactação para a moldagem destes em compactador mecânico, e com a utilização de moldes tripartidos de 10 x 20cm (diâmetro x altura) presos por duas braçadeiras e fixo a uma base de aço.

Tendo em vista que um dos objetivos referentes a este estudo foi a influência do tempo de cura no parâmetro de resistência mecânica adotado, o módulo de resiliência de cada corpo-de-prova das misturas com cal, foi submetido a quatro ensaios, com diferentes tempos de cura (com 0, 7, 28 e 90 dias).

Ensaio de Deformação Permanente

Para a realização do ensaio foi selecionado um par de tensões, baseando-se nos estudos de Guimarães (2009), com a tensão confinante (σ_3) igual a 0,1 MPa e a tensão desviadora (σ_d), 0,4 MPa. Quanto ao número de golpes, o ensaio é interrompido quando é verificada uma estabilização da deformação permanente (acomodamento), critério também adotado no presente estudo.

Os procedimentos de preparação dos corpos-de-prova para este ensaio foram os mesmos utilizados nos ensaios de módulo de resiliência. Foi moldado um corpo-de-prova de cada mistura, para cada tempo de cura, pré-estabelecido como fator de análise (7; 28 e 90 dias). É importante ressaltar que, diferentemente dos demais ensaios foi feito somente um corpo-de-prova para cada mistura em cada tempo de cura, dado o longo tempo de duração do ensaio.

3 • RESULTADOS E ANÁLISES

3.1 • Caracterização Física

Em todos os materiais deste trabalho não foi possível a determinação dos Limites de Atterberg, devido ao alto teor de material granular em suas composições granulométricas e a ausência de características plásticas para realização dos ensaios. Portanto, as cinzas, de fundo e volante, solo e todas as misturas foram classificadas como materiais não-plásticos.

Nas Figuras 4 e 5 estão apresentadas as variações da massa específica dos grãos em relação aos teores de cinzas, demonstrando que, tanto na adição de cinzas de fundo, quanto na de cinza volante há queda no valor da massa específica dos grãos, sendo esta mais representativa no caso das cinzas de fundo, talvez pelo teor de cinzas acrescentado às misturas ter sido mais representativo nestes casos.

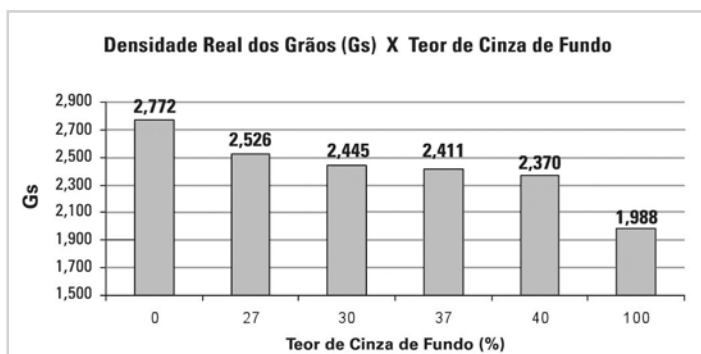


Figura 4 - Variação da Massa Específica dos Grãos com o teor de cinza de Fundo

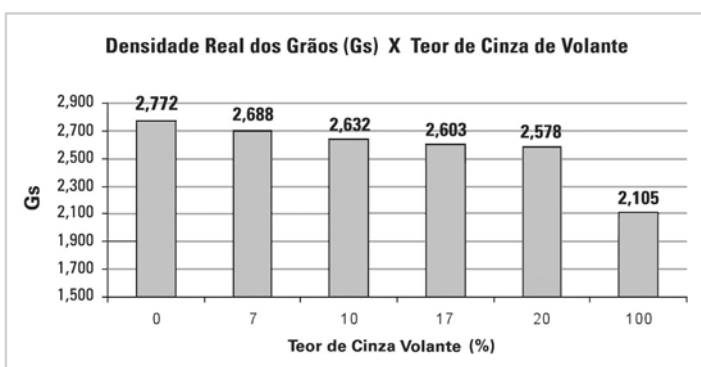


Figura 5 - Variação da Massa Específica dos Grãos com o teor de cinza Volante

Os resultados encontrados na análise granulométrica do solo puro, cinza de fundo e volante, além das misturas, em percentual, são apresentados na Figura 6.

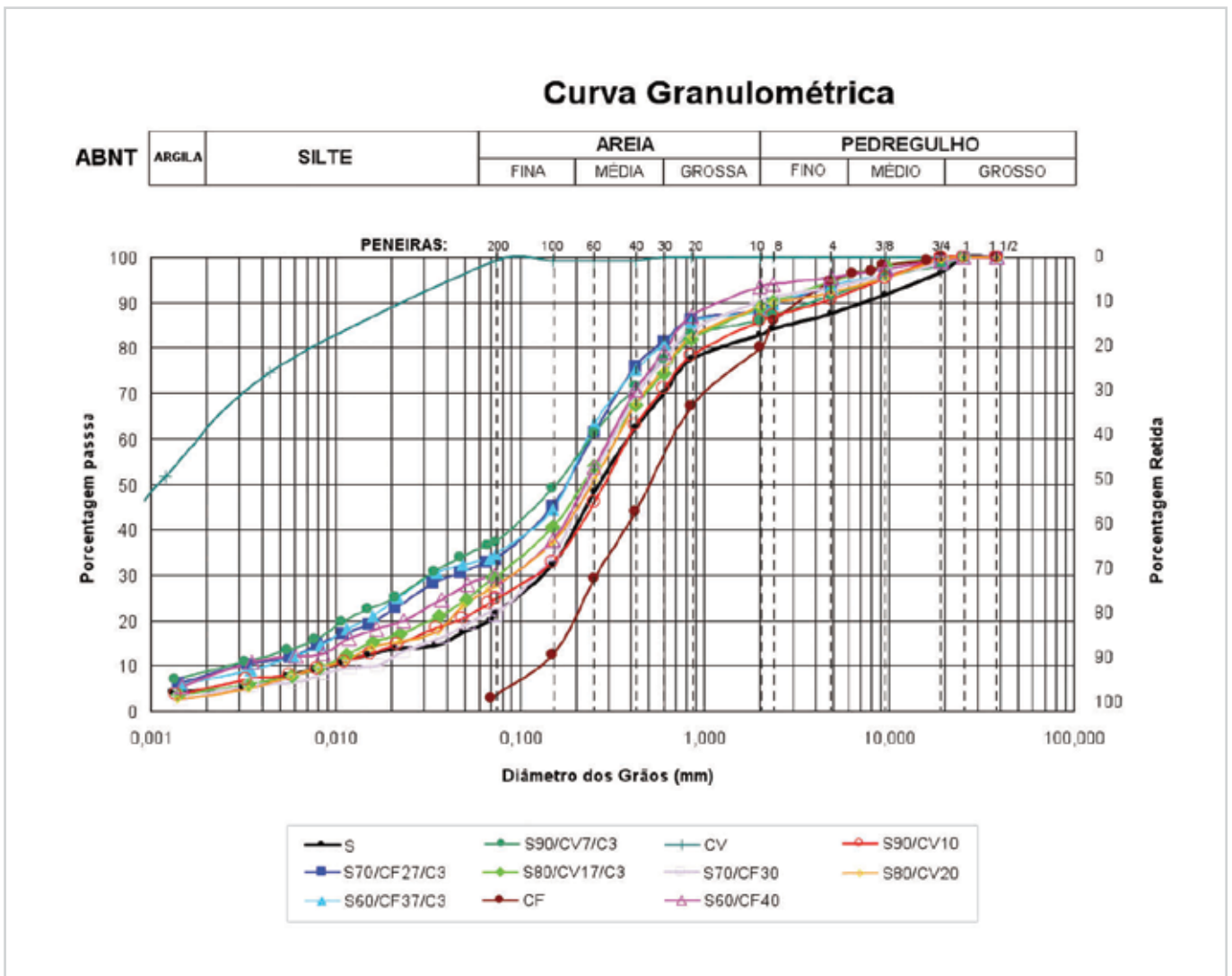


Figura 6 - Curvas Granulométricas dos materiais estudados.

De acordo com a classificação do Sistema Unificado de Classificação dos Solos – SUCS, inicialmente elaborado para obras de aeroportos, tendo, atualmente, seu emprego generalizado e normatizado pela ASTM D2487 (1983), o solo se enquadra na classificação SM (areia siltosa). Não é muito apropriado aplicar esta classificação para cinzas ou misturas tendo em vista que fogem do espaço de inferência para o qual a classificação foi proposta.

3.2 • Caracterização Química e Ambiental

Os principais componentes das cinzas, tanto de fundo quanto volante, são o silício, alumínio e ferro, o que também foi citado nos estudos de Ubaldo (2005). A representatividade destes elementos foi mantida nas misturas estudadas na presente pesquisa. Os resultados dos ensaios de composição química para as amostras de cinzas pesada e volante, e misturas com cal encontram-se na Tabela 1 em termos dos componentes químicos presentes nas misturas.

Tabela 1 - Componentes Químicos das Misturas deste estudo.

Parâmetros	S70/CF27/C3	S60/CF37/C3	S90/CV7/C3	S80/CV17/C3
Sílica	35,397	38,469	41,159	44,068
Alumina	26,391	28,741	29,261	31,548
Hematita	6,899	7,420	8,477	7,572
Óxido de Cálcio	4,993	8,869	11,795	7,923
Óxido de Potássio	3,233	3,101	3,610	3,728
Óxido de Magnésio	1,792	2,469	3,329	2,875
Dióxido de Titânio	1,341	1,522	1,837	1,630
Pentóxido de Vanádio	0,171	0,089	0,106	0,180
Óxido de Manganês	0,095	0,096	0,111	0,113
Dióxido de Zircônio	0,069	0,086	0,058	0,055
Óxido de Estrôncio	0,032	0,040	0,045	0,040
Óxido de Prata	0,030	-	-	-
Óxido de Zinco	0,020	0,028	0,026	0,050
Trióxido de Ítrio	0,015	0,020	0,016	0,018
Gás Carbônico	19,520	9,023	0,010	0,010
Óxido de Paládio	-	0,028	-	-
Anidrido Sulfúrico		-	0,16	0,191

O ensaio de teor de matéria orgânica foi executado somente para as misturas com adição de cal, S70/CF27/C3, S60/CF37/C3, S90/CV7/C3 e S80/CV17/C3, assim como o ensaio para determinação da composição química. Nas misturas com cinza de fundo, S70/CF27/C3 e S60/CF37/C3, foram encontrados 0,96% e 0,91% de teor de matéria orgânica, já nas misturas com cinzas volantes, S90/CV7/C3 e S80/CV17/C3, os teores foram 1,05% e 1,00%.

Os resultados encontrados nos ensaios de solubilização e lixiviação foram realizados apenas em amostras de cinzas (de fundo e volante), pelo laboratório TASQA Serviços Analíticos Ltda. A cinza de fundo foi classificada como pertencente à Classe II B – Resíduo Inerte e a cinza volante, como da Classe II A – Resíduo Não Inerte. A cinza volante recebeu tal classificação por ter apresentado, no Ensaio de Solubilização,

concentrações superiores às máximas permitidas por norma (de Alumínio, Fluoretos e Fenóis Totais). A classificação das cinzas volantes em II A – Resíduo Não Inerte não desclassifica sua utilização como agente cimentante em misturas com o solo, considerando que no ensaio de lixiviação, que representa a infiltração da água da chuva no solo, todos os parâmetros analisados encontram-se dentro dos limites permitidos.

3.3 • Caracterização Mecânica

Os ensaios de compactação foram realizados para as misturas com adição de cal, para corpos-de-prova 10 X 20 cm (diâmetro X altura) em energia modificada, e os resultados encontrados estão mostrados na Figura 7, as relações existentes entre as variações de massa específica aparente seca máxima (MEAS – g/cm³) e umidade ótima (%) e o teor de cinzas.

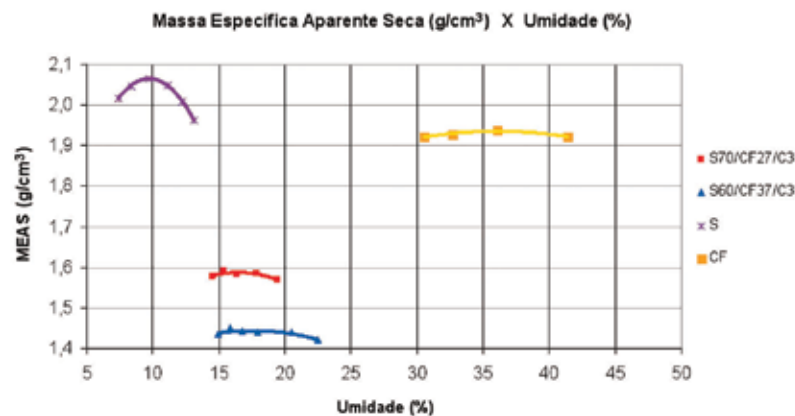


Figura 7 - Curvas de Compactação do Solo, Cinza Pesada e Misturas com Cinzas de Fundo deste estudo

Como esperado, na curva de compactação da cinza de fundo, bem como nas referentes às misturas S70/CF27/C3 e S60/CF37/C3, com presença desta cinza, não são percebidos pontos de massa específica aparente máxima e umidade ótima bem definidos. O ensaio de compactação das cinzas pesadas produz curvas “achatadas” devido à complexa estrutura porosa das partículas constituintes, o que também foi verificado por Lovell et al. (1991), com cinzas de fundo de diferentes locais. As curvas são caracterizadas por apresentarem MEAS elevada para o ramo seco, e, também, no ramo úmido, intercalados por valores menores da massa específica seca aparente, para teores de umidade intermediários, comportamento característico de materiais sem coesão.

A curva de compactação do solo puro possui comportamento comum aos solos areno-siltosos, como foi classificada a amostra deste estudo, e compara-se ao padrão exemplificado por Pinto (2002). O mesmo comportamento é verificado nos dois tipos de cinzas: aumento da umidade ótima, com o aumento do teor de cinzas nas misturas.

Para o Ensaio do Módulo de Resiliência, como já citado, foram moldados três corpos-de-prova para cada mistura com cal, ensaiados nos diferentes tempos de cura, pré-determinados, com o objetivo de obter maior representatividade dos resultados encontrados.

Os corpos-de-prova foram moldados na condição de umidade ótima e massa específica aparente máxima, na Energia Modificada de compactação e imediatamente após a homogeneização da mistura.

Nos ensaios no equipamento triaxial dinâmico foram obtidos os valores de Módulo Resiliente para diferentes pares de tensões confinante (σ_3) e desviadora (σ_d) e a partir destes valores, por correlação elástica, foram determinados os coeficientes k_1 , k_2 , k_3 do Modelo Composto.

Deste modo, tanto no solo puro como em todas as misturas estudadas, a tensão confinante exerce maior influência no comportamento resiliente, assim como acontece na maioria dos materiais granulares.

Em alguns dos ensaios de módulo de resiliência previstos ocorreram problemas durante sua execução, o que ocasionou perda dos dados e diminuição da representatividade dos resultados de algumas misturas em um dado tempo de cura.

Influência do Tempo de Cura

A análise da influência do tempo de cura no comportamento mecânico das misturas torna-se de suma importância dado que a estabilização química do solo estudado, através de reações, entre o solo, cinzas de fundo ou volante, e cal necessita de tempo para se tornar efetiva em termos de resistência e deformabilidade.

Nas Figuras 8 a 11 são apresentadas as relações do Módulo de Resiliência com a tensão confinante, mais influente no caso dos materiais estudados, nos diferentes tempos de cura, para cada mistura. A cura dos corpos-de-prova foi realizada em câmara úmida

Na mistura S70/CF27/C3 o aumento do Módulo de Resiliência, em relação ao Solo Puro, para baixas tensões confinantes foi aproximadamente de 150%, e um pouco superior para altas tensões confinantes, algo em torno de 180%. O ganho do Módulo de Resiliência na mistura S60/CF37/C3 foi bem similar ao comportamento da mistura anterior, para baixas tensões confinantes, 150% e de 160%, para elevados valores de σ_c . Este fato é relevante, uma vez que, a cinza de fundo, não é considerada uma pozolana, entretanto, com a adição de cal às misturas pode-se perceber que esta promove no solo algum tipo de estabilização química, melhorando seu comportamento mecânico. É importante lembrar que a percentagem de argila no solo é de 5%.

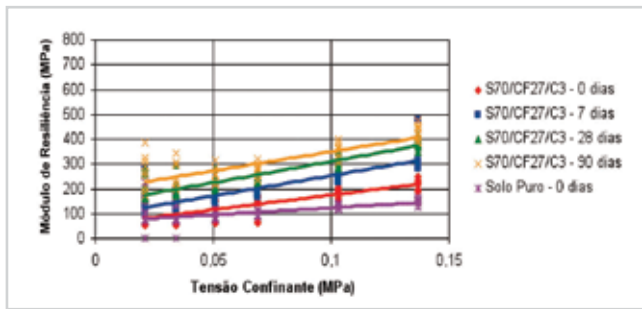


Figura 8 - Variação do Módulo Resiliente vs. Tensão Confinante para Mistura S70/CF27/C3 para os diferentes tempos de cura.

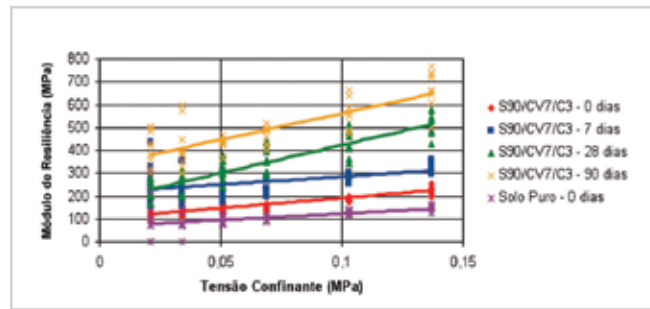


Figura 9 - Variação do Módulo Resiliente vs. Tensão Confinante para Mistura S90/CV7/C3 para os diferentes tempos de cura.

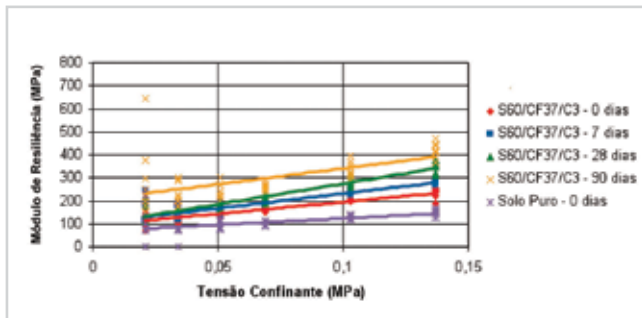


Figura 10 - Variação do Módulo Resiliente vs. Tensão Confinante para Mistura S60/CF37/C3 para os diferentes tempos de cura.

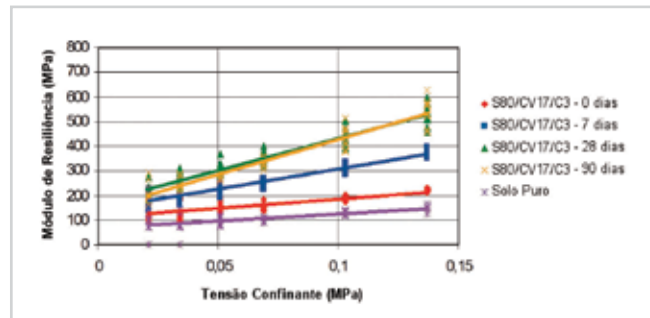


Figura 11 - Variação do Módulo Resiliente vs. Tensão Confinante para Mistura S80/CV17/C3 para os diferentes tempos de cura.

Em ambas as misturas com a presença de cinzas volantes (CV), como esperado, houve aumento do Módulo de Resiliência, em níveis superiores aos das misturas com a cinza de fundo, especialmente para baixo teor de CV. A mistura S90/CV7/C3 apresentou ganhos da ordem de 310 % a 354%, em baixos e elevados valores de tensão confinante, respectivamente, em relação ao Solo Puro. Já na mistura S80/CV17/C3, os ganhos foram inferiores ao da mistura com menor teor de cinzas volantes, da ordem de 110% a 250%, para baixas e altas tensões confinantes, respectivamente, em relação ao Solo Puro.

Em relação ao resultado da mistura S80/CV17/C3, é importante destacar que para os tempos de cura de 28 e 90 dias os MR foram muito semelhantes, o que possivelmente representa uma estagnação das reações químicas, ou seja, estas teriam se realizado por completo no tempo de cura de 28 dias. Tal fato pode ser atribuído ao teor de cinzas volantes, que pode ter sido superior a um suposto “teor ótimo” de cinzas volantes para as condições e materiais estudadas.

Tendo em vista os resultados dos Ensaio de Módulo de Resiliência que com tempo zero já mostravam algum efeito, e com cal foi constatada a influência do tempo de cura, e possível reações pozolânicas, foi proposta uma segunda etapa de ensaios, com misturas nas mesmas proporções solo-cinza, só que sem adição da cal. A finalidade é isolar a influência das reações químicas entre a cal e as cinzas no comportamento mecânico das misturas ou mesmo avaliar se vale a pena somente contar com as cinzas. Tais relações são apresentadas nos gráficos a seguir nas Figuras 12 a 15.

O comportamento das misturas S70/CF30 e S60/CF40, com presença somente da cinza de fundo (ausência da cal) foram bem semelhantes, apresentando ganhos de até 50% nos valores de Módulo de Resiliência, para elevadas tensões confinantes e quase nenhum ganho para baixas tensões confinantes. Em ambas as misturas não houve aumento do Módulo de Resiliência com o tempo de cura, o que demonstra que a presença da cal é necessária para a ocorrência de reações químicas entre o solo e as cinzas de fundo, que somente as cinzas não são

capazes de promover uma estabilização química do solo, mas melhoram o comportamento tensão – deformação mesmo que pouco, o que já é um ganho: pode-se melhorar o meio ambiente confinando as cinzas e diminuir a exploração de volumes correspondentes de jazida.

Nas misturas S90/CV10 e S80/CV20 não ocorreu aumento nos valores de Módulo de Resiliência em relação ao Solo Puro, com a cura, o que pode evidenciar o não acontecimento de estabilização granulométrica ou química.

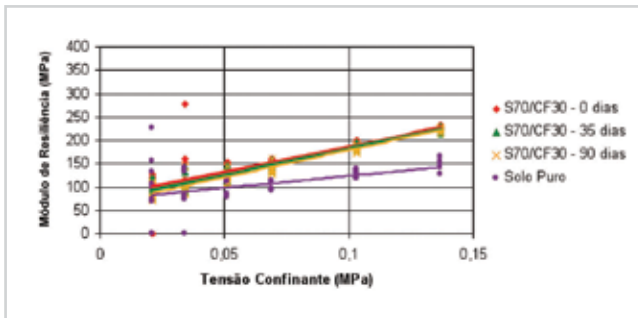


Figura 12 - Variação do Módulo Resiliente vs. Tensão Confinante para Mistura S70/CF30 para os diferentes tempos de cura.

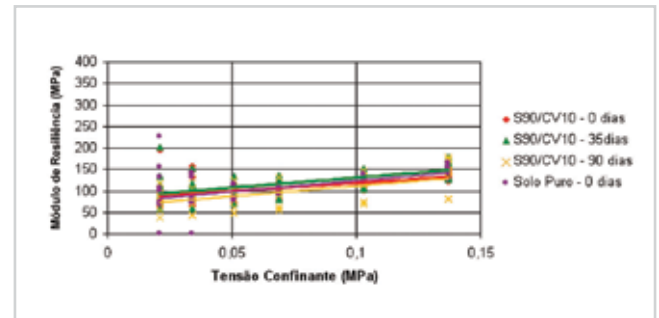


Figura 13 - Variação do Módulo Resiliente vs. Tensão Confinante para Mistura S90/CV10 para os diferentes tempos de cura.

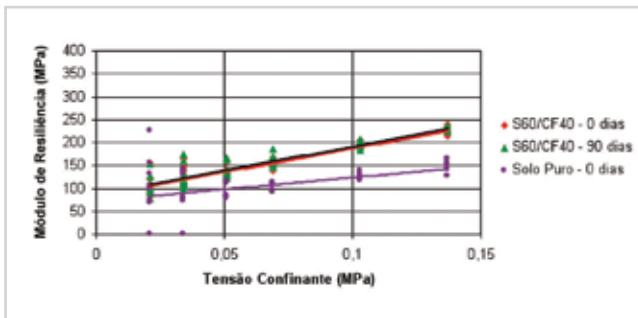


Figura 14 - Variação do Módulo Resiliente vs. Tensão Confinante para Mistura S60/CF40 para os diferentes tempos de cura.

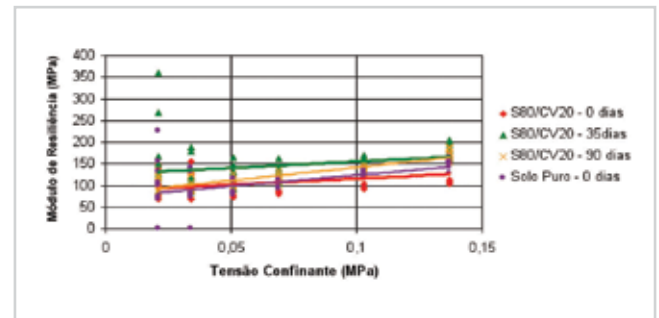


Figura 15 - Variação do Módulo Resiliente vs. Tensão Confinante para Mistura S80/CV20 para os diferentes tempos de cura.

Um dos objetivos específicos da presente pesquisa é a avaliação do teor de cinzas que se deve misturar ao solo selecionado e análise do comportamento dos tipos de cinza como fator influente no comportamento mecânico das misturas solo-cinzas-cal. Tais relações são apresentadas nas Figuras 16 a 23, comparando-se os resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência para as misturas com o mesmo tipo de cinza, no mesmo tempo de cura, mas com teores de cinzas diferentes.

Os resultados apresentados pelas misturas com a presença de cinza de fundo na proporção de 27 e 37% e cal foram bem semelhantes em todos os tempos de cura analisados: sempre superiores ao do Solo Puro, e aumentando gradativamente com a cura, mas bem próximos entre si. Já nas misturas com

cinzas volantes, S90/CV7/C3 e S80/CV17/C3, foi perceptível diferença no aumento do Módulo de Resiliência, no ensaio com tempo de cura de 90 dias.

A semelhança existente entre os resultados nos ensaios com menores tempos de cura, possivelmente pode ser justificada na similaridade entre as curvas granulométricas de ambas as misturas, dado que inicialmente, a estabilização granulométrica exerce papel mais importante que a estabilização química, uma vez que as reações ainda não ocorreram por completo. Entretanto, com o passar do tempo e a concretização das reações pozolânicas, a mistura S90/CV7/C3, obteve melhor resultado, mesmo com teor de cinza volante inferior ao da mistura S80/CV17/C3, o que possivelmente sinaliza para um “teor ótimo” de cinza volante para o solo estudado.

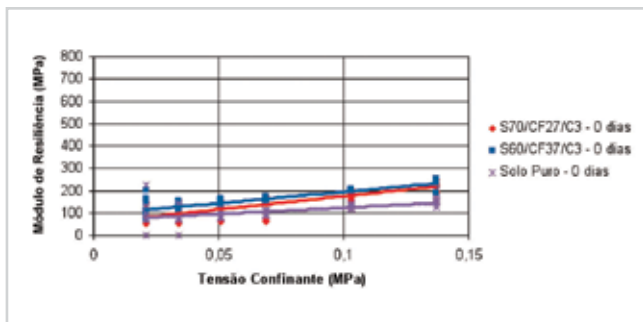


Figura 16 - Influência do Teor de Cinza de Fundo nas Misturas S70/CF27/C3 e S60/CF37/C3 no tempo de cura de 0 dias

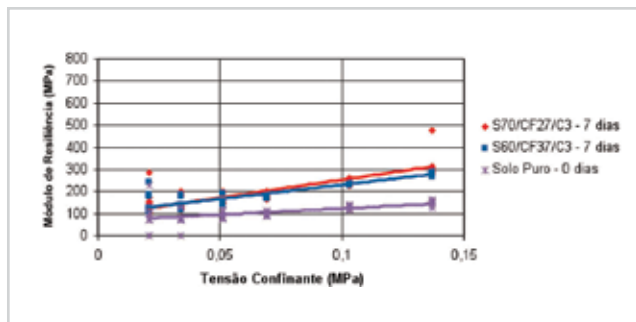


Figura 17 - Influência do Teor de Cinza de Fundo nas Misturas S70/CF27/C3 e S60/CF37/C3 no tempo de cura de 7 dias

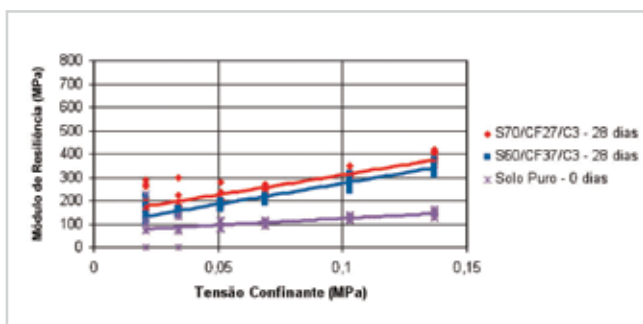


Figura 18 - Influência do Teor de Cinza de Fundo nas Misturas S70/CF27/C3 e S60/CF37/C3 no tempo de cura de 28 dias

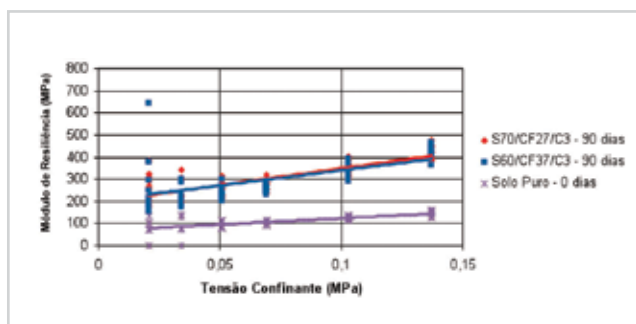


Figura 19 - Influência do Teor de Cinza de Fundo nas Misturas S70/CF27/C3 e S60/CF37/C3 no tempo de cura de 90 dias

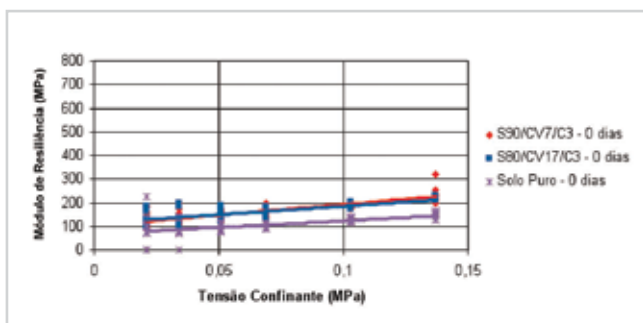


Figura 20 - Influência do Teor de Cinza Volante nas Misturas S90/CV7/C3 e S80/CV17/C3 no tempo de cura de 0 dias

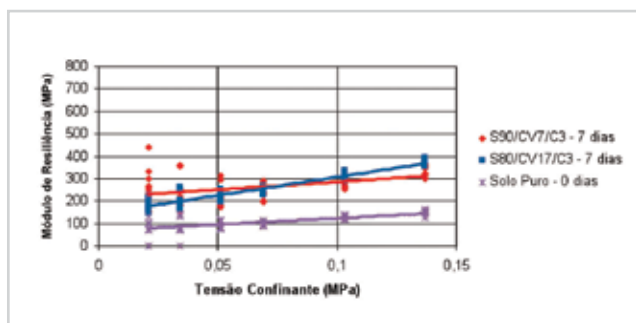


Figura 21 - Influência do Teor de Cinza Volante nas Misturas S90/CV7/C3 e S80/CV17/C3 no tempo de cura de 7 dias

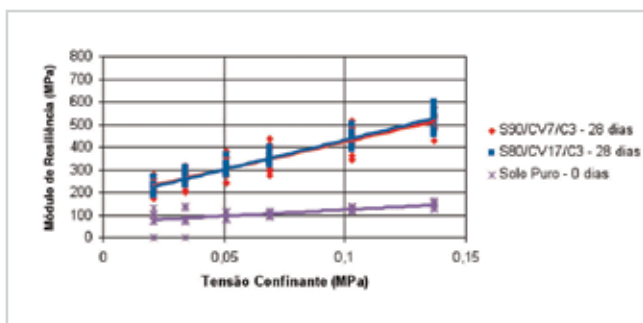


Figura 22 - Influência do Teor de Cinza Volante nas Misturas S90/CV7/C3 e S80/CV17/C3 no tempo de cura de 28 dias



Figura 23 - Influência do Teor de Cinza Volante nas Misturas S90/CV7/C3 e S80/CV17/C3 no tempo de cura de 90 dias

Nas Figuras 24 a 28 constam os gráficos com o comportamento das misturas sem cal, o que proporciona a análise individual do papel das cinzas nas misturas com o solo.

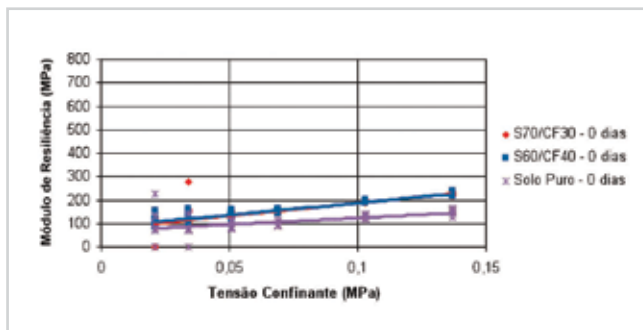


Figura 24 - Influência do Teor de Cinza de Fundo nas Misturas S70/CF30 e S60/CF40 no tempo de cura de 0 dias.

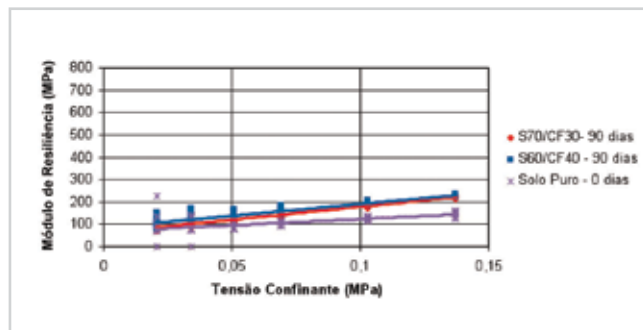


Figura 25 - Influência do Teor de Cinza de Fundo nas Misturas S70/CF30 e S60/CF40 no tempo de cura de 90 dias.

Os teores de cinzas de fundo estudados sem a adição de cal apresentaram resultados muito semelhantes nos diferentes tempos de cura, sem apresentar representativos ganhos de módulo de resiliência, porém com comportamento mecânico superior ao do Solo Puro.

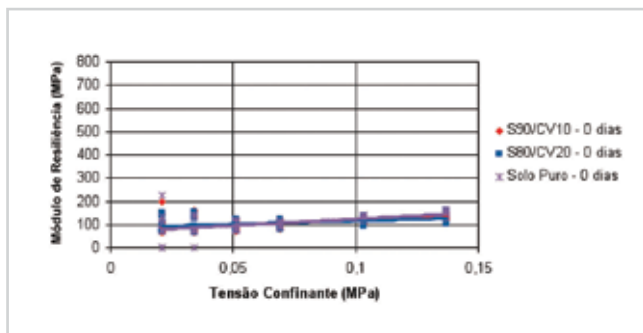


Figura 26 - Influência do Teor de Cinza Volante nas Misturas S90/CV10e S80/CV20 no tempo de cura de 0 dias

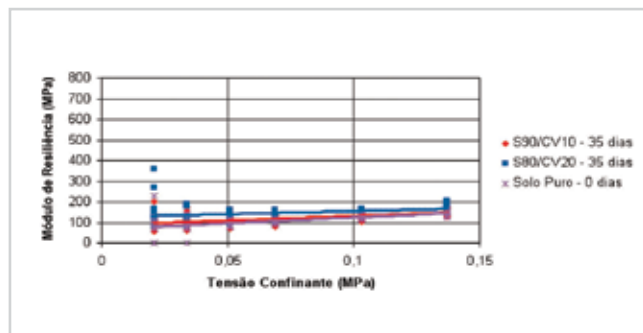


Figura 27 - Influência do Teor de Cinza Volante nas Misturas S90/CV10e S80/CV20 no tempo de cura de 35 dias

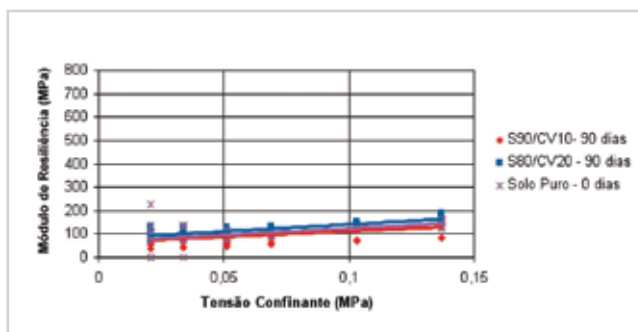


Figura 28 - Influência do Teor de Cinza Volante nas Misturas S90/CV10e S80/CV20 no tempo de cura de 90 dias

Nas misturas somente com cinza volante, sem adição de cal, a relação do Módulo de Resiliência pela tensão confinante, é muito similar para as duas misturas, S90/CV10 e S80/CV20, entre si, e equivalente a do Solo Puro, para os tempos de cura estudados.

Tendo em vista todos os gráficos apresentados e comparando-se os desempenhos das misturas com cal e sem cal é plausível concluir que, como esperado, a cinza volante se mostra mais eficiente como agente cimentante do que as cinzas de fundo. A estabilização química, proporcionada pelas cinzas volantes em conjunto com a cal conduziram aos melhores resultados de Módulo de Resiliência. Contudo, na condição das misturas sem cal, somente com a adição das cinzas, sem

a presença da cal, as misturas com as cinzas de fundo apresentaram melhores resultados, possivelmente por produzir certa estabilização granulométrica. As cinzas de fundo possuem granulometria mais graúda do que a volante e a cal, e foram acrescidas nas misturas em teores significativamente maiores do que as volantes, o que pode ter proporcionado tal efeito.

A segunda etapa dos ensaios com as misturas sem a adição de cal possibilitou melhor análise da influência da cal nas misturas com cinzas de fundo e volante. Nas Figuras 29 a 40 são apresentados os gráficos comparativos das misturas com e sem a cal, para os mesmos tempos de cura e teores de solo e cinza.

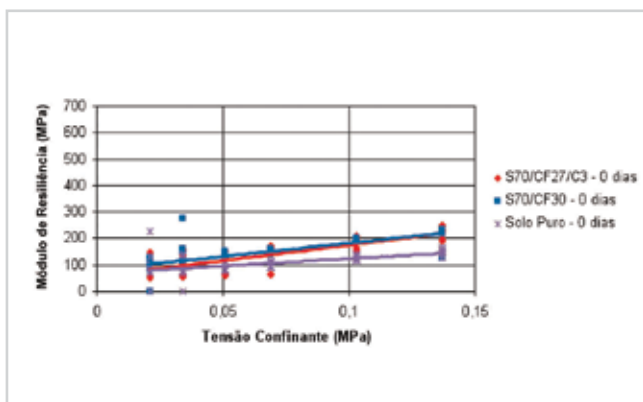


Figura 29 - Influência da Cal nas Misturas S70/CF27/C3 e S70/CF30 com 0 dias de cura

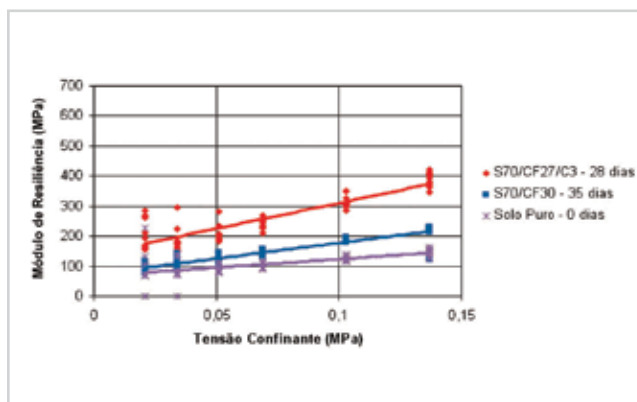


Figura 30 - Influência da Cal nas Misturas S70/CF27/C3 e S70/CF30 com 28 e 35 dias de cura, respectivamente

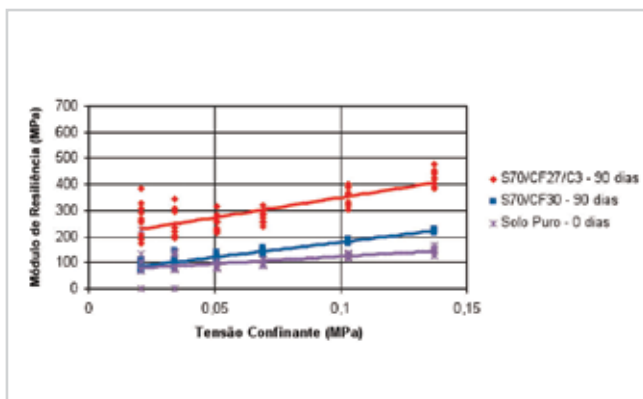


Figura 31 - Influência da Cal nas Misturas S70/CF27/C3 e S70/CF30 com 90 dias de cura

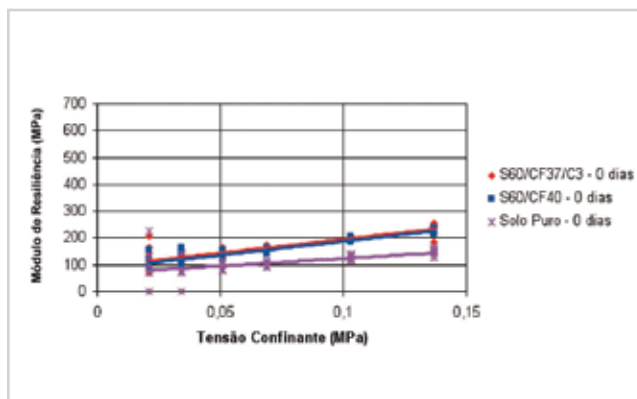


Figura 32 - Influência da Cal nas Misturas S60/CF37/C3 e S60/CF40 com 0 dias de cura

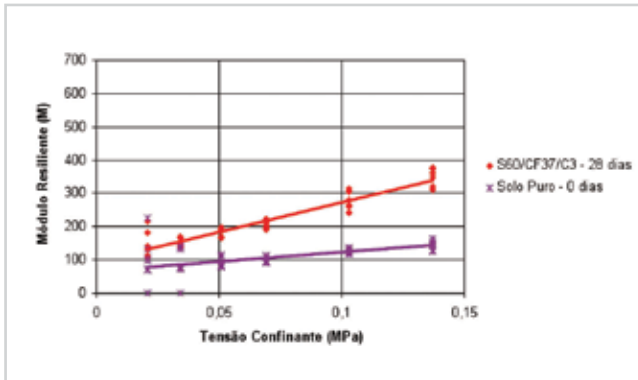


Figura 33 - Influência da Cal nas Misturas S60/CF37/C3 e S60/CF40 com 28 e 35 dias de cura, respectivamente

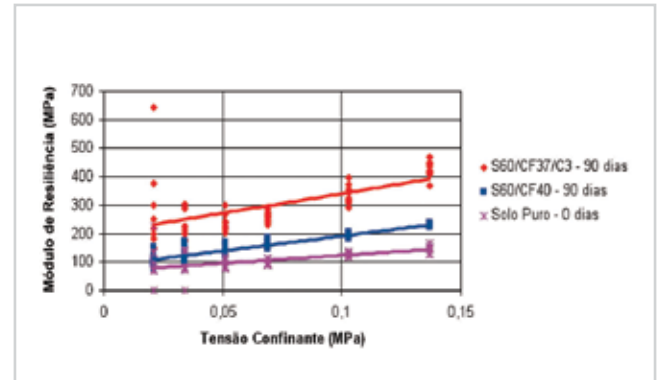


Figura 34 - Influência da Cal nas Misturas S60/CF37/C3 e S60/CF40 com 90 dias de cura

Novamente o comportamento das misturas com cinza de fundo foi muito similar entre si. Em ambos os casos, no ensaio imediato, com tempo de cura de 0 dias, as misturas apresentaram comportamento levemente melhor que do Solo Puro. Já com a cura, as misturas com a presença de cal se destacaram, apresentando resultados muito superiores aos das misturas sem cal, este comportamento pode ser eventualmente mais relevante com tempos de cura maiores. Este efeito pode ser atribuído a pouca ou inexistência de reações químicas imediatas à compactação nas misturas com cinzas de fundo. Tais reações só ocorreram com maior tempo de cura, dada a diferença no desempenho das misturas, S70/CF27/C3 e S70/CF30, além de S60/CF37/C3 e S60/CF40.

Nas misturas com cinza volante, como já mostrado, foram obtidos maiores valores de Módulo Resiliente. No comparativo das misturas S90/CV7/C3 e S90/CV10 é possível perceber que já no ensaio com tempo de cura de 0 dias, a mistura com cal mostra-se com desempenho superior a sem cal, esta com comportamento equivalente ao Solo Puro. O aumento do MR é ainda maior com a cura, não havendo evolução no comportamento da S90/CV10, com a cura. Uma pequena diferença ocorreu no comportamento da mistura S80/CV20 que com o ensaio de 35 dias, apresentou pequeno ganho do Módulo Resiliente em relação ao imediato, que apresentou comportamento semelhante ao Solo Puro. Ainda sim, as misturas S80/CV17/C3 e S80/CV20, mantiveram o comportamento das demais, em que a mistura com cal obteve melhor resultado do que as somente com as cinzas volantes.

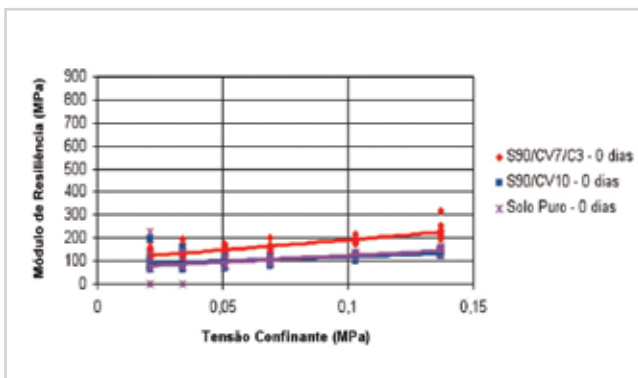


Figura 35 - Influência da Cal nas Misturas S90/CV7/C3 e S90/CV10 com 0 dias de cura

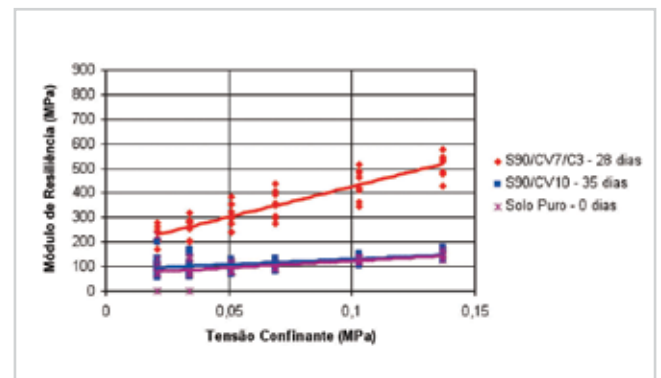


Figura 36 - Influência da Cal nas Misturas S90/CV7/C3 e S90/CV10 com 28 e 35 dias de cura, respectivamente

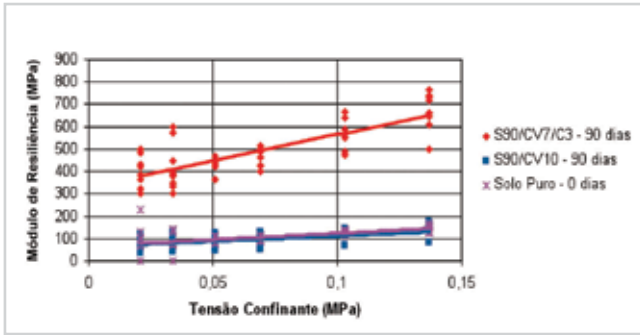


Figura 37 - Influência da Cal nas Misturas S90/CV7/C3 S90/CV10 com 90 dias de cura

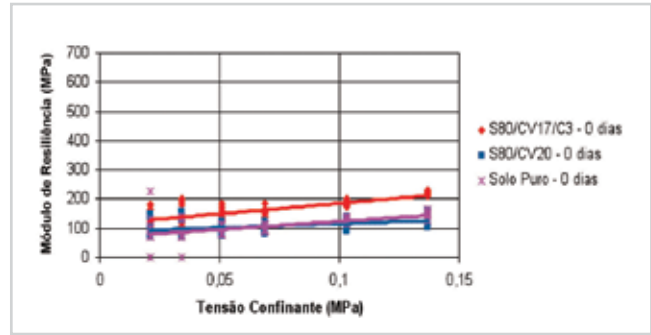


Figura 38 - Influência da Cal nas Misturas S80/CV17/C3 S80/CV20 com 0 dias de cura

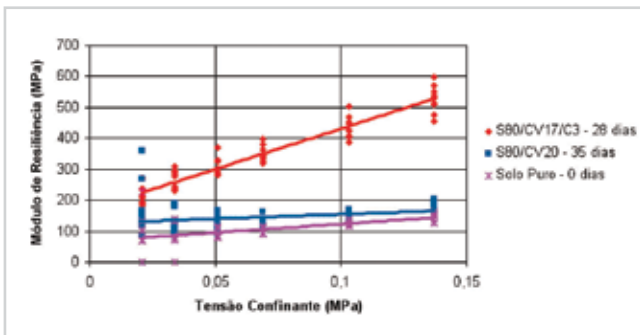


Figura 39 - Influência da Cal nas Misturas S80/CV17/C3 e S80/CV20 com 28 e 35 dias de cura, respectivamente

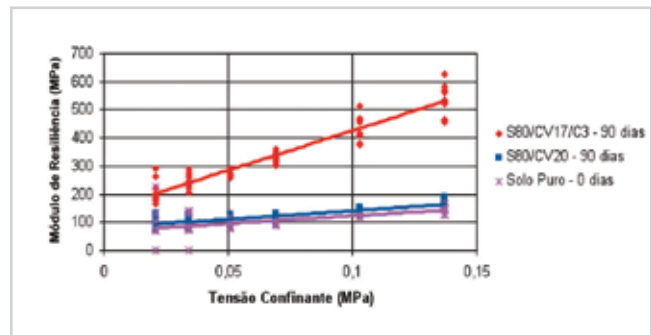


Figura 40 - Influência da Cal nas Misturas S80/CV17/C3 e S80/CV20 com 90 dias de cura

Tendo em vista que o ensaio de Deformação Permanente é de longa duração, com grande número de ciclos (N) de aplicação de cargas, a deformação permanente inicial ($\epsilon_p^{\text{inicial}}$) apresenta 10.000 ciclos de aplicação da carga ($\epsilon_p^{10.000}$), e a final apresenta 100.000 ciclos ($\epsilon_p^{100.000}$).

Conhecida a relevância do tempo de cura para o comportamento mecânico de materiais cimentados, neste item visa-se apresentar detalhadamente a influência deste fator sobre a deformação permanente das misturas com cal estudadas (por terem apresentado os melhores resultados de módulo resiliente), nas Figuras 41 a 44.

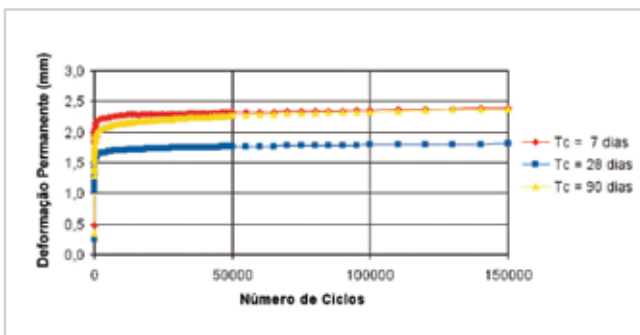


Figura 41 - Efeito de Tempo de Cura na Deformação Permanente da Mistura S70/CF27/C3

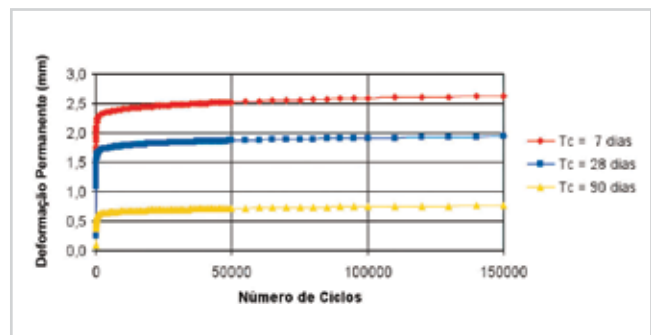


Figura 42 - Efeito do Tempo de Cura na Deformação Permanente da Mistura S60/CF37/C3

Nas duas misturas com a presença de cinza de fundo, S70/CF27/C3 e S60/CF37/C3, a redução nos valores de deformação permanente com o tempo de cura foi expressiva. Na S60/CF37/C3, a deformação permanente total no ensaio de 90 dias foi reduzida aproximadamente a valores quatro vezes menores em relação ao ensaio de 7 dias. Tais resultados apontam que a adição de cinza de fundo ao solo estudado diminui significativamente a deformação permanente, com o tempo de cura, e desta forma, pode aumentar a vida útil do pavimento. Entretanto, no ensaio com a mistura S70/CF27/C3 com 90 dias de cura houve uma interrupção na diminuição dos valores da deformação permanente. Este ensaio foi repetido para averiguar possíveis erros experimentais e no segundo ensaio

foram obtidos resultados semelhantes. Desta forma, sugere-se que esta mistura seja estudada mais profundamente para que se verifique as causas para tal comportamento.

Já as misturas com cinza volante, S90/CV7/C3 e S80/CV17/C3, apresentaram valores de deformações permanentes relativamente menores que as misturas com cinza de fundo e talvez, por este motivo, a influência do tempo de cura, é menos significativa do que no caso anterior.

Resumindo: todas as misturas estudadas obtiveram melhores resultados para o ensaio de Deformação Permanente com a cura, o que pode ser justificado pela cimentação ocorrida entre as cinzas e a mistura solo - cal.

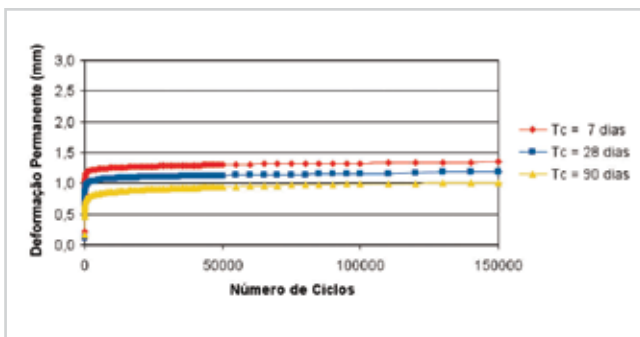


Figura 43 - Efeito do Tempo de Cura na Deformação Permanente da Mistura S90/CV7/C3

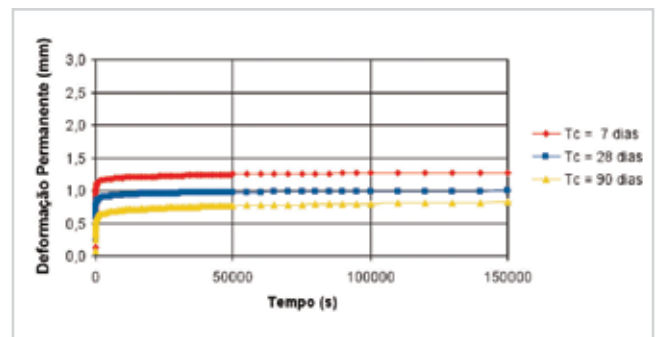


Figura 44 - Efeito do Tempo de Cura na Deformação Permanente na Mistura S80/CV17/C3

A análise do desempenho dos diferentes tipos e teores de cinzas estudados consta como um dos objetivos específicos desta pesquisa, e tem apresentado nas Figuras 45 a 50 os resultados obtidos nesta pesquisa.

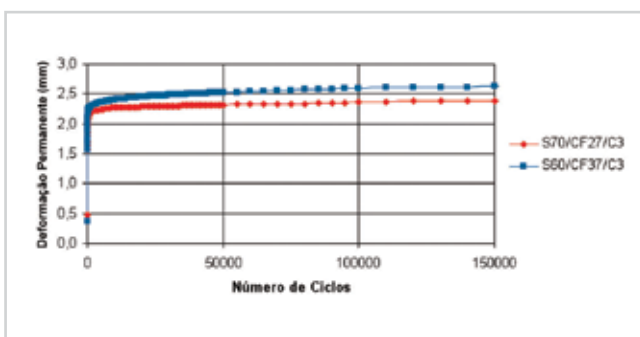


Figura 45 - Influência do Teor de Cinza de Fundo nas Misturas S70/CF27/C3 e S60/CF37/C3 na Deformação Permanente com cura de 7 dias

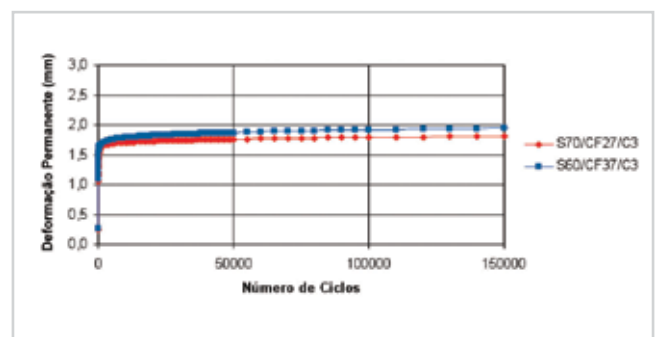


Figura 46 - Influência do Teor de Cinza de Fundo nas Misturas S70/CF27/C3 e S60/CF37/C3 na Deformação Permanente com cura de 28 dias

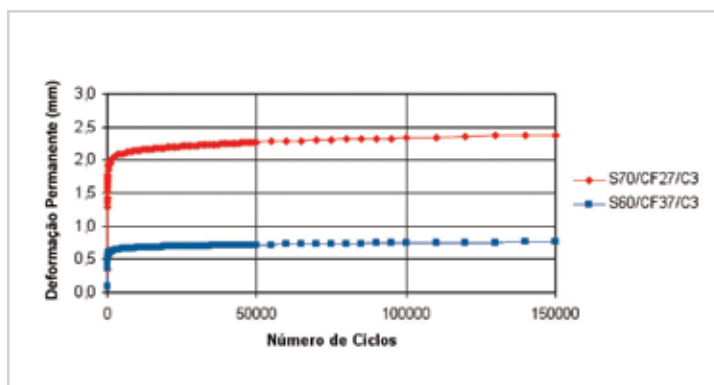


Figura 47 - Influência do Teor de Cinza de Fundo nas Misturas S70/CF27/C3 e S60/CF37/C3 na Deformação Permanente com cura de 90 dias

Nas misturas com cinza de fundo, S70/CF27/C3 e S60/CF37/C3, a mistura com menor teor de cinzas, obteve deformações permanentes levemente menores, nos ensaios com 7 e 28 dias de cura, e como tratado anteriormente a mistura S70/CF27/C3 apresentou comportamento inesperado que deve ser estudado mais detalhadamente.

Este fato confirma os resultados obtidos nos Ensaio de Módulo de Resiliência, no qual também não foi possível perceber nítida diferença de desempenho mecânico das misturas com os teores de cinza de fundo analisados. Mas também não houve piora do comportamento em relação ao do solo puro.

Nos ensaios com tempos de cura de 7 e 28 dias a mistura com maior teor de cinza volante, S80/CV17/C3, apresenta resultados discretamente melhores do que a outra, com deformações permanentes levemente inferiores.

Portanto, da mesma forma que as misturas com cinzas de fundo, as misturas com cinzas volantes apresentaram valores de deformação permanente muito similares entre si, mostrando que entre os teores de cinzas estudados, para a Deformação Permanente, todos os teores influenciarão na mesma medida no desempenho do pavimento. Cabe ressaltar porém que estes valores são relativamente baixos no geral, bem menores do que do solo puro, portanto já se tem um ganho.

Quanto ao tipo de cinzas, com base nos gráficos das Figuras 48 a 50, percebe-se que a cinza volante conduziu, mesmo com pequenos tempos de cura, a deformações permanentes menores do que as obtidas com a cinza de fundo. Entretanto, as melhorias com a cura apresentadas pelas misturas com cinza de fundo são percentualmente mais representativas do que as apresentadas pelas misturas com cinza volante.

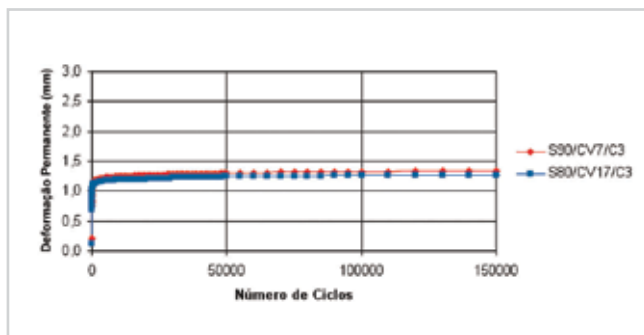


Figura 48 - Influência do Teor de Cinza Volante nas Misturas S90/CV7/C3 e S80/CV17/C3 na Deformação Permanente com cura de 7 dias

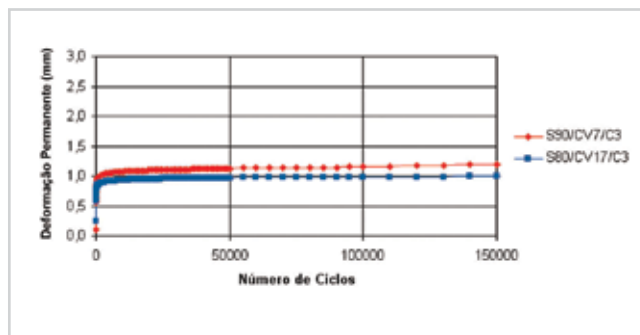


Figura 49 - Influência do Teor de Cinza Volante nas Misturas S90/CV7/C3 e S80/CV17/C3 na Deformação Permanente com cura de 28 dias

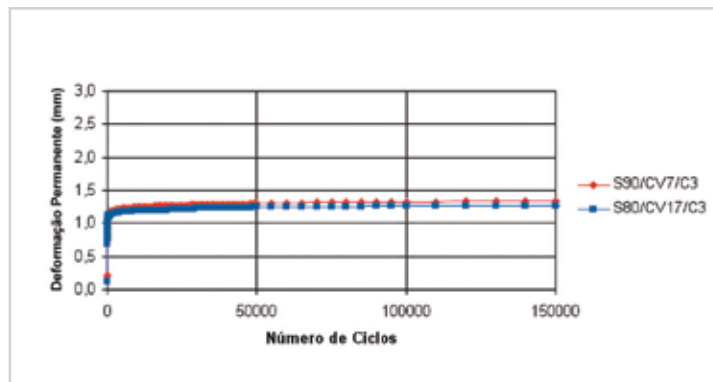


Figura 50 - Influência do Teor de Cinza Volante nas Misturas S90/CV7/C3 e S80/CV17/C3 na Deformação Permanente com cura de 90 dias

4 • CONCLUSÕES

A adição das cinzas, tanto de fundo como volantes, no solo estudado, com e sem a adição de cal, proporcionaram a melhoria em grande parte das propriedades mecânicas do material. Comprovou-se que a utilização das cinzas de carvão mineral em misturas com solo para aplicação em base de pavimentos é benéfica, não somente para o Meio Ambiente, como para a Engenharia dos Pavimentos, uma vez que um solo inapropriado para pavimentação passou a condição de adequado para tal finalidade.

Caracterizaram-se os materiais estudados com o intuito de conhecer suas propriedades físicas, químicas e mecânicas. As propriedades do solo foram modificadas pela ação das cinzas. Essas mudanças foram influenciadas por parâmetros tais como teor de cinza, umidade, tempo de cura e número de ciclos de carga.

- Os resultados da composição química das cinzas de fundo e volantes apresentaram elevados teores de SiO_2 , Al_2O_3 , e Fe_2O_3 , além de baixos teores de matéria orgânica nas misturas com adição de cal.

- Nos ensaios ambientais - solubilização e lixiviação realizado nas cinzas, os resultados foram positivos. A cinza volante classificada como resíduo da *Classe II B - Resíduo Inerte*, já a Cinza de Fundo como *Classe II A - Resíduo Não Inerte*. A cinza volante somente recebeu tal classificação devido ao ensaio de solubilização, onde apresentou teores de Alumínio, Fluoretos e Fenóis Totais levemente superiores aos valores sugeridos por norma.

- Quanto aos ensaios de compactação foi verificado que o tipo e teor de cinza são fatores influentes na umidade ótima e massa específica aparente seca máxima.

- As análises efetuadas neste estudo, com os valores de módulos resilientes obtidos nos ensaios, mostram que é viável a utilização de cinzas e cal como aditivo ao solo para utilização em base e sub-base de pavimentos de baixo volume de tráfego.

- Os resultados dos Ensaio Triaxiais de Carga Repetida demonstraram que a tensão confinante é mais influente no solo estudado, como esperado, tendo em vista que o mesmo é composto predominantemente por material granular.

- As análises dos resultados de módulo de resiliência comprovaram a influência já conhecida dos seguintes fatores: tipo e teor de cinzas, tempo de cura e cal.

- Quanto ao tempo de cura: A cura foi um fator de forte influência para as misturas com a presença de cal. Os aumentos nos módulos de resiliência de tais materiais foram consideráveis.

- Quanto ao tipo e teor de cinzas: como esperado as cinzas volantes apresentaram ganhos nos valores de MR mais representativos do que as cinzas de fundo, principalmente nas misturas com a presença de cal. Entretanto, os resultados com as cinzas de fundo também foram satisfatórios. Já com as misturas sem a adição da cal, as cinzas de fundo obtiveram melhor desempenho quanto a este parâmetro.

- Quanto à influência da cal: A adição da cal às misturas se apresentou como fator positivo em relação ao MR em todos

os casos analisados, e ao comparar-se as misturas com e sem adição de cal, pode-se verificar que as primeiras apresentaram comportamento superior às demais.

Similarmente, os resultados dos Ensaio de Deformação Permanente proporcionaram as seguintes conclusões:

- Quanto ao tempo de cura: Assim como nos resultados de MR, o tempo de cura nos resultados de Deformação Permanente foi fator influente de forma positiva, diminuindo os valores apresentados em todas as misturas estudadas.
- Quanto ao tipo e teor de cinzas: As cinzas volantes apresentaram diminuições relativas dos valores de deformação permanente maiores que as cinzas de fundo. Todavia, as cinzas de fundo também apresentaram resultados positivos.
- Em uma análise geral dos resultados de MR e Deformação Permanente, pode-se dizer que a mistura com menor teor de cinza volante, S90/CV7/C3, obteve os melhores resultados entre as misturas com cinzas volantes, levantando a hipótese de que talvez um “teor ótimo” de cinzas volantes para o solo estudado pode ser próximo a 7% de cinza volante em peso.
- O emprego do solo misturado com os teores de cinzas, tanto de cinzas de fundo quanto de cinzas volantes e cal, mostrou-se viável para fins de pavimentação, minimizando problemas atuais de disposição de resíduos em lixões e aterros sanitários, dando um fim mais nobre a estes materiais.

Referências Bibliográficas

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 2487: *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. Philadelphia, 1983.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6457: *Amostras de Solos: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*, Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6459: *Determinação do Limite de Liquidez*, Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR6508: *Determinação da Massa Específica dos Grãos*, Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR7180: *Determinação do Limite de Plasticidade*, Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR7181: *Análise Granulométrica*, Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR7182: *Ensaio de Compactação*, Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR10004: *Classificação de Resíduos Sólidos*, Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR10005: *Lixiviação de Resíduos – Procedimento*, Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR10006: *Solubilização de Resíduos – Procedimento*, Rio de Janeiro, 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR13600: *Determinação do Teor de Matéria Orgânica por Queima à 440°C*, Rio de Janeiro, 2004.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 131: *Módulo de Resiliência*. Rio de Janeiro, 1994.
- GUIMARÃES, A. C. R. *Um método mecânico empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.
- LOVELL, C. W., KE, T. C., HUANG, W. H., LOVELL, J. E., *Bottom ash as highway material*. *Transportation Research Record*, n. 1310, p.106-116., 1991.
- NARDI, J. V. *Estabilização de areia com cal e cinza volante; efeitos do cimento como aditivo e de brita na mistura* Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1975.
- PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas*. 2ª Ed. – São Paulo: Oficina de Textos, 2002.
- PINTO, S. *Estabilização de areia com cal e cinza volante*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1971.
- POZZOBON, C. E. *Aplicações tecnológicas para a cinza do carvão mineral produzida no Complexo Termelétrica Jorge Lacerda*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1999.
- RHODE, G. M., ZWONOK, O., CHIES, F., SILVA, N. I. W. *Cinzas de carvão fóssil no Brasil – Aspectos técnicos e ambientais*. vol. 1. Porto Alegre: CIENTEC, 2006.
- UBALDO, M. O. *Uso de cinzas de carvão da composição de uma cobertura de rejeitos de mineração*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005. 📍

revistapavimentacao@abpv.org.br

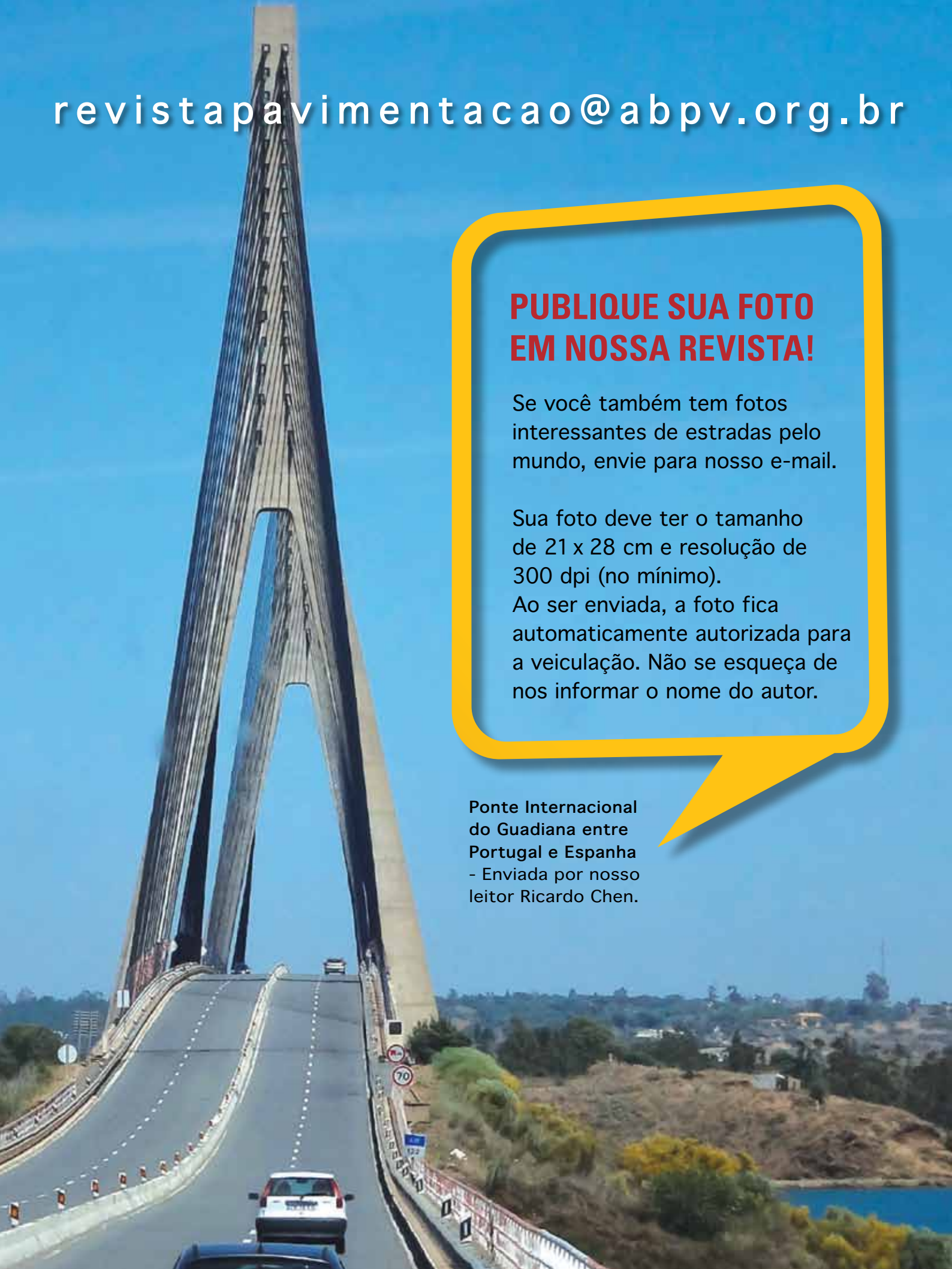
PUBLIQUE SUA FOTO EM NOSSA REVISTA!

Se você também tem fotos interessantes de estradas pelo mundo, envie para nosso e-mail.

Sua foto deve ter o tamanho de 21 x 28 cm e resolução de 300 dpi (no mínimo).

Ao ser enviada, a foto fica automaticamente autorizada para a veiculação. Não se esqueça de nos informar o nome do autor.

Ponte Internacional
do Guadiana entre
Portugal e Espanha
- Enviada por nosso
leitor Ricardo Chen.





A BASE DE TUDO INOVAÇÃO

- Sistema vibratório exclusivo Cat® tipo pod. Confiável, requer muito pouca manutenção.
- Sistema de bombas duplas proporciona fluxo independente para excepcional tração e para o confiável sistema vibratório.
- Sistema opcional de medição de Compactação chamado MDP. Ampla faixa de aplicação e menos variabilidade que os sistemas baseados no acelerômetro.

Contate seu distribuidor para mais informações e opções de aluguel.

CONSTRUÍDA PARA FAZER.



Entre em contato conosco acessando www.cat.com/paving

 facebook.com/CATPaving

 youtube.com/CATPaving

DPXC1735
CAT, CATERPILLAR, seus respectivos logotipos, o "Azarelo Caterpillar", a configuração comercial "Power Edge" bem como a identidade corporativa e do produto usada nesta publicação, são marcas registradas da Caterpillar e não podem ser usadas sem permissão

