

**REVISTA**


**ABPV**

Associação Brasileira de Pavimentação



**PAVIMENTAÇÃO**

ANO XII • Nº 44 • ABR - JUN • 2017 • WWW.ABPV.ORG.BR • ISSN 1809 - 1865



**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE  
PAVIMENTO REFORÇADO COM GEOGRELHA SOB  
CARREGAMENTO CÍCLICO EM MODELO FÍSICO DE  
VERDADEIRA GRANDEZA**

Lídia Pacheco Miranda  
Mieka Arao  
José Adriano Cardoso Malko  
Michéle Dal Toé Casagrande  
Laura Maria Goretti da Motta

# EXPEDIENTE



## REVISTA PAVIMENTAÇÃO

Ano XII • Nº 44 - Abr - Jun 2017  
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

Georgina Libório Azevedo  
georgina@abpv.org.br  
MTb 31365-RJ

## JORNALISTA RESPONSÁVEL

Jean Pierre M. Santiago  
jpierrem@abpv.org.br  
MTb 27170-RJ

## ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO

Presidente • Eng. Eduardo Alberto Ricci  
Vice-Presidente • Eng. José Pedro dos S. Vieira Costa  
Diretor Financeiro • Eng. Leonardo Santana Cavalcanti  
Diretor Administrativo • Eng. Fernando Augusto Junior  
Diretora Técnica • Prof. Michéle Dal Tóe Casagrande  
Diretor de Divulgação • Prof. Luiz Miguel de Miranda

## 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 • Eng. Consuelo Alves da Frota • Eng. Cristiano da Costa Moreira • Eng. Djalma Rocha A. M. Pereira • Eng. Douglas Fadul Villibor • Eng. Edinaldo Afonso Marques de Mélo • Eng. Eduardo Alberto Ricci • Eng. Fernando Augusto Jr. • Eng. Genésio Almeida da Silva • Arqt. 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 S. Vieira Costa • Eng. José Leomar Fernandes Junior • Eng. José Tadeu Balbo • Eng. José Vidal Nardi • Eng. Laura M<sup>a</sup> Goretti da Motta • Eng. Leni F. M. Leite • Eng. Leto Momm • Eng. Liedi Legi B. Bernucci • Eng. Luciana Nogueira Dantas • Eng. Luiz Miguel de Miranda • Eng. Marcello Roberto Rangel Pestana • Eng. Márcio Muniz de Farias • Eng. Marcílio Augusto Neves • Eng. Maria da Conceição M. Azevedo • Eng. Michéle Dal Toé Casagrande • Eng. Nilton de Souza Campelo • Eng. Paulo Romeu Assunção Gontijo • Eng. Prepredigna D. E. Almeida da Silva • Eng. Rita Moura Fortes • Eng. Rui José da Silva Nabais • Eng. Silvio Rodrigues Filho • Eng. Saul Birman • Eng. Valmir Bonfim • Eng. Walter Canales Sant'ana • Eng. Washington Pérez Nuñez.

Periodicidade • Trimestral

# NOSSA CAPA



Envie sua foto para: [abpv@abpv.org.br](mailto:abpv@abpv.org.br)

## SUMÁRIO

EDITORIAL ..... 3

## CADERNO DE TECNOLOGIA

Classificação de solos tropicais de granulação fina e grossa . *Exercícios* ..... 4

Douglas Fadul Villibor  
Driely Mariane Lancarovici Alves

## ARTIGO 1

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAVIMENTO REFORÇADO COM GEOGRELHA SOB CARREGAMENTO CÍCLICO EM MODELO FÍSICO DE VERDADEIRA GRANDEZA ..... 14

Lídia Pacheco Miranda  
Mieka Arao  
José Adriano Cardoso Malko  
Michéle Dal Toé Casagrande  
Laura Maria Goretti da Motta

## ARTIGO 2

INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DE INFLAÇÃO DOS PNEUS E DA CARGA DOS VEÍCULOS COMERCIAIS NA DEGRADAÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS ..... 38

Lucas Dotto Bueno  
Deividi da Silva Pereira  
Luciano Pivoto Specht  
Marina Frederich de Oliveira

# EDITORIAL

A ABPv a partir desta edição publica exclusivamente, na Revista Pavimentação, o Caderno de Tecnologia, os Artigos e as Notas Técnicas, de maneira que sua disponibilização digital se torne cada vez mais célere e atrativa aos autores de trabalhos técnicos. Também foi reativado, neste momento, o Boletim Informativo da associação, com o nº 176, com o intuito de manter a costumeira publicação e divulgação de Notas, Colunas, Espaço Jurídico, matérias especiais, homenagens, ou seja, informações de suma importância a todos, contidas até então anteriormente na revista.

Nesta edição será dada continuidade no Caderno de Tecnologia ao trabalho dos engenheiros Douglas Fadul Villibor e Driely Mariane Lancarovici Alves intitulado **Classificação de solos tropicais de granulação fina e grossa** agora apresentando os exercícios correspondentes.

Na seção Artigos Técnicos são apresentados:

- **Análise do Comportamento Mecânico de Pavimento Reforçado com Geogrelha sob Carregamento sob Carregamento Cíclico em Modelo Físico de Verdadeira Grandeza** dos autores: *Lídia Pacheco Miranda, Mieka Arao, José Adriano Cardoso Malko, Michéle Dal Toé Casagrande e Laura Maria Goretti da Motta*, uma parceria entre a Pontifícia Universidade Católica/RJ e a Universidade Federal do Rio de Janeiro. O trabalho teve o objetivo de analisar o comportamento mecânico de uma estrutura de pavimento reforçado com geogrelha, submetida à aplicação de carregamento cíclico e à variação de umidade do material do subleito.
- **Influência da pressão de inflação dos pneus e da carga dos veículos comerciais na degradação de pavimentos flexíveis** dos autores: *Lucas Dotto Bueno; Deividi da Silva Pereira; Luciano Pivoto Specht e Marina Frederich de Oliveira*, onde o objetivo é investigar o fator que mais influência (pressão dos pneus ou carga do eixo) no desempenho à fadiga e à deformação permanente.

Todos muito interessantes. Vale a pena conferir. Boa leitura.

**Conselho Editorial**



# CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS DE GRANULAÇÃO FINA E GROSSA - Exercícios

**Douglas Fadul Villibor**

Diretor Científico e de Pesquisa da Egis-Brasil

**Driely Mariane Lancarovici Alves**

Engenheira Civil da área Científica e de Pesquisa da Egis-Brasil

## CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS DE GRANULAÇÃO FINA E GROSSA

### EXERCÍCIOS

#### Douglas Fadul Villibor

Diretor Científico e de Pesquisa da Egis-Brasil

#### Driely Mariane Lancarovici Alves

Engenheira Civil da área Científica e de Pesquisa da Egis-Brasil

#### EXEMPLO DA CLASSIFICAÇÃO MCT COM USO DA SÉRIE SIMPLIFICADA

O resultado da classificação de um solo é o mesmo, tanto obtido pela série simplificada como pela série usual de Parsons, cujas consequências são: maior facilidade de interpretação das curvas de deformabilidade; considerável redução no número de golpes de soquete e de leituras necessários para sua definição.

Para esse exemplo, adotou-se uma amostra representativa de um solo designada S e os passos necessários para classificá-lo, conforme já apresentado por Villibor e Nogami (2009).

#### PASSO 1: Obtenção das curvas de deformabilidade, Mini-MCV e coeficiente $c'$

##### a) Obtenção da curva de deformabilidade

Para cada CP efetua-se a compactação Mini-MCV com a série simplificada, na umidade de compactação  $H_c$ . Calcula-se a variação de altura (afundamentos) de cada CP pela Expressão (2).

$$\Delta a_n = A_n - A_F \quad (2)$$

onde:

$\Delta a_n$ : Afundamento do CP (mm);

$A_n$  = Altura do CP correspondente ao número de golpes  $n$  (mm);

$A_F$  = Altura final do CP(mm).

O processo de compactação do CP<sub>1</sub> é indicado na Figura 13. Para este CP a compactação foi cessada após 40 golpes, a partir dos quais não houve mais variação da altura do CP.

Para o CP<sub>1</sub> (Expressão 2):

$$\Delta a_3 = A_3 - A_f \quad \Delta a_3 = 52,9 - 47,3 = 5,6 \text{ mm}$$

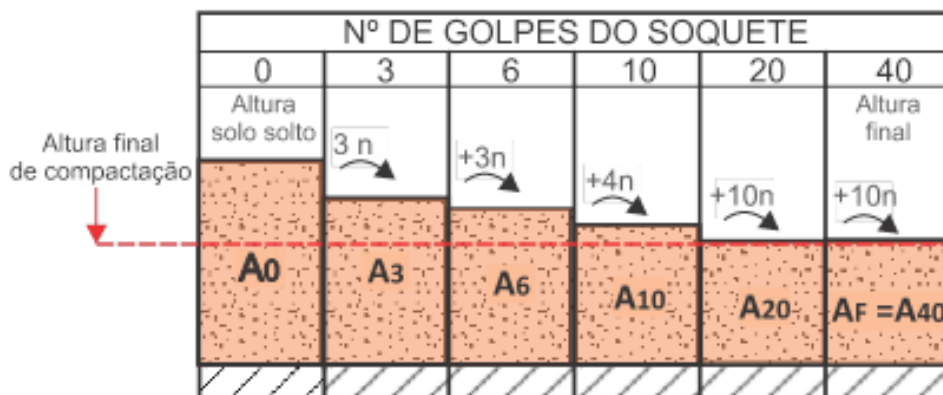


Figura 13 - Processo de compactação do CP1

As alturas dos CPs, durante a compactação, e seus afundamentos estão apresentados na Tabela 7.

nº Golpes (n)	CP1		CP2		CP3	
	Altura CP A <sub>n</sub> (mm)	Diferença Δa <sub>n</sub> = A <sub>n</sub> - AF (mm)	Altura CP A <sub>n</sub> (mm)	Diferença Δa <sub>n</sub> = A <sub>n</sub> - AF (mm)	Altura CP A <sub>n</sub> (mm)	Diferença Δa <sub>n</sub> = A <sub>n</sub> - AF (mm)
3	A <sub>3</sub> = 52,9	Δa <sub>3</sub> = 5,6	56,4	10,9		
6	A <sub>6</sub> = 48,1	Δa <sub>6</sub> = 5,7	52,6	7,1		
10	A <sub>10</sub> = 47,1	Δa <sub>10</sub> = 5,8	49,4	3,9	54,9	11,0
20	A <sub>20</sub> = 47,3	Δa <sub>20</sub> = 5,9	45,6	0,1	50,3	6,4
40	A <sub>F</sub> = 47,3	Δa <sub>30</sub> = 5,10	A <sub>F</sub> = 45,5	0,0	46,9	3,0
60					45,4	1,5
80					43,9	0,0
100					A <sub>F</sub> = 43,9	0,0

CP1 = Mh = 200 g com Hc = 18,5%      CP2 = Mh = 200 g com Hc = 16,3%      CP3 = Mh = 200 g com Hc = 14,8%

TABELA 7 – DADOS DE ENSAIOS DOS CP<sub>1</sub>, CP<sub>2</sub> E CP<sub>3</sub> PARA OBTENÇÃO DAS CURVAS DE DEFORMABILIDADE

Com os dados da Tabela 7, traça-se a curva de deformabilidade de cada CP, conforme indicada na Figura 14.

## b) Cálculo dos valores do Mini-MCV das curvas

As intersecções da linha Δa<sub>n</sub> = 2,00 mm, com as curvas de deformabilidade da Figura 14, fornecem o número de golpes n para o cálculo dos valores do Mini-MCV = 10 log n, conforme Tabela 8.

TABELA 8 – MINI-MCV DOS CPS

CP	Hc (%)	Golpes n ( $\Delta a_n = 2 \text{ mm}$ )	Mini-MCV = $10 \log n$
CP <sub>1</sub>	18,5	5	$10 \log 5 = 7,0$
CP <sub>2</sub>	16,3	13	$10 \log 13 = 11,1$
CP <sub>3</sub>	14,8	40	$10 \log 40 = 16,0$

c) Cálculo do coeficiente  $c'$

O coeficiente  $c'$  é a inclinação da curva de deformabilidade Mini-MCV = 10 (hipotética), obtida por interpolação seguindo a inclinação das outras curvas, conforme indicado na Figura 14.

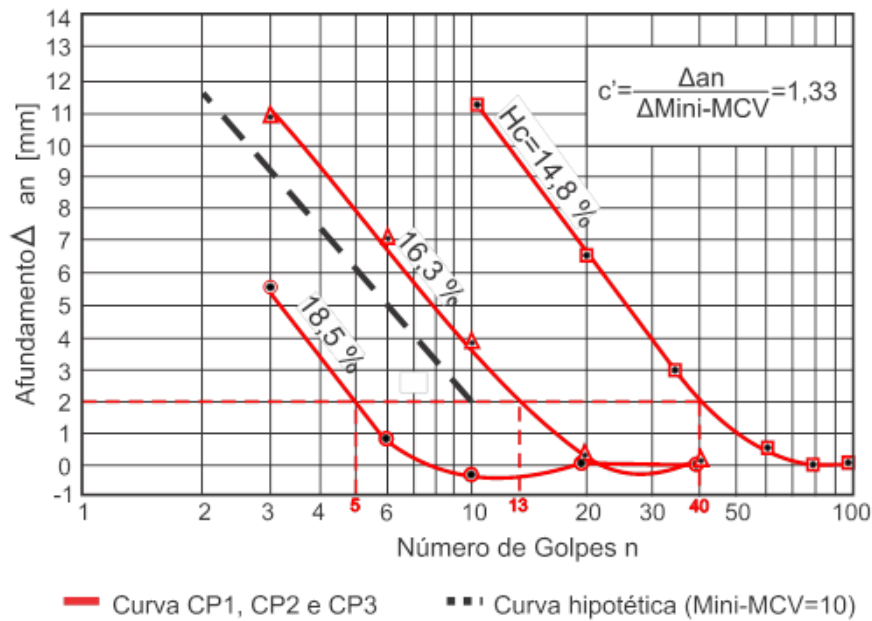


Figura 14 - Curvas de deformabilidade (ou Mini-MCV) para os três corpos de prova

Para este exemplo o coeficiente  $c'$  foi obtido por:

$$c' = \frac{\Delta a_n}{\Delta \text{Mini-MCV}} = \frac{6,0 - 2,0}{10 \log 10 - 10 \log 5} = 1,33$$

## PASSO 2: Curva de compactação e coeficiente d'

### a) Cálculo da Massa Específica Aparente Seca (MEAS)

Calcula-se a MEAS dos CPs pela Expressão (3) para n = 10 e 20 golpes

$$MEAS = \frac{M_h}{1 + (H_c/100)} \cdot \frac{1}{V_{CP}} \quad (3)$$

Onde:

MEAS: Massa específica aparente seca do solo (g/cm<sup>3</sup>);

Mh: Massa de solo úmido compactado (g);

Hc: Teor de umidade do CP (%);

V<sub>CP</sub>: Volume do CP (cm<sup>3</sup>);

Na Tabela 9 são apresentados os dados das MEAS dos CPs, que foram calculados conforme exemplo abaixo do CP<sub>1</sub>, para o número de golpes n= 10.

Cálculo MEAS CP<sub>1</sub>:

R<sub>CP</sub> = 2,5 cm = raio CP<sub>1</sub>

A<sub>CP</sub> = π.R<sub>CP</sub><sup>2</sup> = 19,63 cm<sup>2</sup> = área do CP<sub>1</sub>

A<sub>10</sub> = 47,10 mm = 4,71 cm = altura final do CP<sub>1</sub>

V<sub>CP1</sub> = A<sub>CP</sub> x A<sub>10</sub> = 19,63 x 4,71 = 92,46 cm<sup>3</sup>

Pela Expressão (3) tem-se:

$$MEAS_{10 \text{ golpes}} = \frac{200}{1 + (18,5/100)} \cdot \frac{1}{92,46} = 1,825 \text{ g/cm}^3$$

TABELA 9 - OBTENÇÃO DOS VALORES DA MEAS PARA O TRAÇADO DAS CURVAS MEAS VERSUS HC

nº Golpes (n)	Altura CP A <sub>n</sub> (mm)	Diferença Δa <sub>n</sub> = A <sub>n</sub> - AF (mm)	Altura CP A <sub>n</sub> (mm)	Diferença Δa <sub>n</sub> = A <sub>n</sub> - AF (mm)	Altura CP A <sub>n</sub> (mm)	Diferença Δa <sub>n</sub> = A <sub>n</sub> - AF (mm)
3	A <sub>3</sub> = 52,9	-	56,4	-		
6	A <sub>6</sub> = 48,1	-	52,6	-		
10	A <sub>10</sub> = 47,1	1,825	49,4	1,773	54,9	1,616
20	A <sub>20</sub> = 47,3	1,818	45,6	1,921	50,3	1,764
40	A <sub>F</sub> = 47,3	1,818	45,5	1,925	46,9	1,892
60		-			45,4	1,955
80		-			43,9	2,022
100		-			43,9	2,022

CP1 = Mh = 200 g  
com Hc = 18,5 %

CP<sub>2</sub> = Mh = 200 g  
com Hc = 16,3 %

CP<sub>3</sub> = Mh = 200 g  
com Hc = 14,8 %

**b) Curva MEAS versus Hc e obtenção do d'**

Com os valores da Tabela 9 e para os números de golpes n = 10 e 20, traçam-se as curvas de MEAS versus Hc, indicadas no gráfico da Figura 15. A curva de 20 golpes foi traçada para efeito de controle da inclinação da curva de 10 golpes.

No gráfico da Figura 15, de acordo com as unidades utilizadas (MEAS em kg/m<sup>3</sup> e Hc em %), e para n = 10 golpes, obtém-se o coeficiente d' conforme indicado:

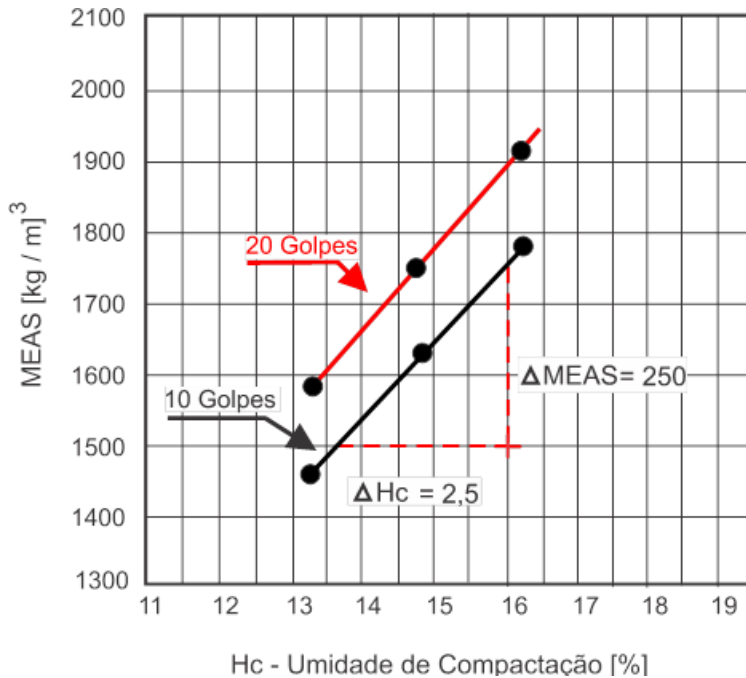


Figura 15 - Ramo seco da curva de compactação da MEAS versus Hc

**Passo 3: Procedimento para obtenção da Perda de Massa por Imersão (Pi) representativa do solo S**

Para tanto deve-se:

Obter a curva da Pi versus Mini-MCV para os CP<sub>1</sub>, CP<sub>2</sub> e CP<sub>3</sub>.

Determinar o valor do Mini-MCV, no qual deve-se obter a Pi representativa do solo.

Cálculo do valor da Pi, representativa do solo S.

**a) Curva Pi versus Mini - MCV para os CP<sub>1</sub>, CP<sub>2</sub> e CP<sub>3</sub>**

**a.1) Cálculo da Perda de Massa (Pi) para os CP<sub>1</sub>, CP<sub>2</sub> e CP<sub>3</sub>**

O valor da Pi é calculada pela expressão 4, com os dados obtidos do ensaio de perda de massa por imersão.

$$Pi = 100 \cdot \frac{Md}{Me} \cdot Fc \quad (4)$$

onde:

Pi = Perda de massa por imersão (%);

Md = Massa seca despreendida após imersão (g).

Me = Massa seca extrudada (g) = 1,0 cm x área do CP x MEAS<sub>AF</sub>.

Fc = Fator de correção = 1, no caso desse exemplo.

Na Tabela 10 são apresentados os dados obtidos do ensaio e o valor da Pi dos CPs, calculado conforme exemplo do CP<sub>1</sub> abaixo.

Cálculo Pi do CP<sub>1</sub>:

Md = 53,50 g

Me = 1,0 cm x área CP x MEAS<sub>AF</sub> = 1,0 x 19,63 x 1,818 = 35,69 g

Pela Expressão (4) tem-se:

$$Pi = 100 \cdot \frac{Md}{Me} \cdot Fc = 100 \cdot \frac{53,50}{35,69} \cdot 1 = 150\%$$

TABELA 10 – VALORES DA PI PARA CP<sub>1</sub>, CP<sub>2</sub> E CP<sub>3</sub>

CP	Mini-MCV	Hc (%)	MEAS <sub>AF</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	Me (g)	Md (g)	Pi (%)
CP <sub>1</sub>	7,0	18,5	1,818	35,69	53,50	150
CP <sub>2</sub>	11,0	16,3	1,925	37,79	35,70	94
CP <sub>3</sub>	16,0	14,8	2,022	39,69	0,00	0

## a.2) Traçado da curva Pi versus Mini-MCV

Com os valores da Tabela 10, usando escalas lineares, traça-se a curva da Pi versus Mini-MCV do solo S (Figura 16).

## b) Determinação do valor do Mini-MCV, no qual se deve obter a Pi

Inicialmente, deve-se calcular o valor da A<sub>F</sub> do CP no Mini-MCV = 10 e, após, aplicar o critério para definir qual o Mini-MCV de referência, para determinar a Pi em função do A<sub>F</sub> calculado.

Para tanto, deve-se:

Traçar a curva A<sub>F</sub> versus Mini-MCV e, no Mini-MCV = 10, obter o valor correspondente da A<sub>F</sub>.

Aplicar critério para determinar em qual Mini-MCV deve-se obter a Pi do solo: Mini-MCV = 10 ou 15.

**b.1) Cálculo do valor da  $A_F$  no Mini-MCV = 10**

Obtém-se a  $A_F$  do CP no fim da compactação, a partir da curva de deformabilidade mais próxima da curva correspondente ao Mini-MCV = 10.

A Tabela 11 fornece os valores do Mini-MCV e da  $A_F$ . Por essa tabela obtém-se o valor da  $A_F = 45,50$  mm do CP<sub>2</sub> de Mini-MCV = 11,1, que é o mais próximo do Mini-MCV = 10.

TABELA 11- VALORES DO MINI-MCV E  $A_F$

CP	Hc (%)	Mini-MCV = $10 \log n$	$A_F$ (mm)
CP <sub>1</sub>	18,5	7	47,3
CP <sub>2</sub>	16,3	11	45,5
CP <sub>3</sub>	14,8	16	43,9

**b.2) Critério para determinação do valor da  $P_i$**

O critério baseia-se no seguinte:

Se  $A_F < 48$  mm (indicando solo com alta densidade), a  $P_i$  é determinada para o Mini-MCV = 15.

Se  $A_F > 48$  mm, (solo com baixa densidade) a  $P_i$  é determinada para Mini-MCV = 10.

Segundo esse critério sendo  $A_F < 48$  mm, o valor da  $P_i$  do solo S é calculado para o Mini-MCV = 15.

**c) Cálculo do valor da  $P_i$  do solo S**

No gráfico da Figura 16, sendo Mini-MCV = 15, determinado acima, obtém-se, da curva de  $P_i$  versus Mini-MCV, o valor da perda para solo S:  $P_i = 20$  %.

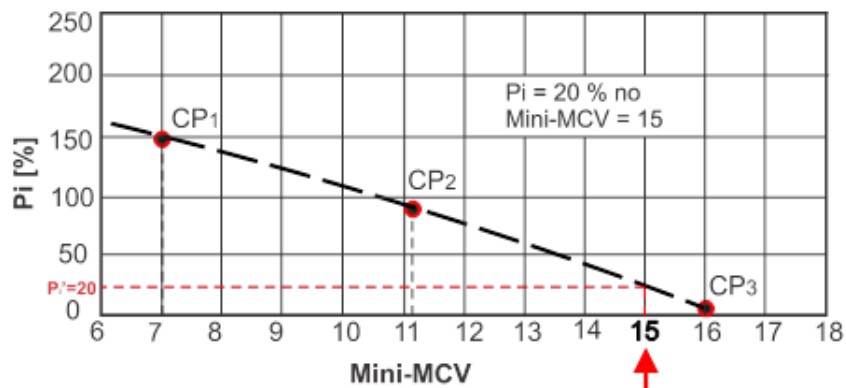


Figura 16 – Gráfico  $P_i$  versus Mini-MCV

## Passo 4: Classificação MCT do solo S

Para a classificação do solo é necessário o valor de  $c'$ , o cálculo do índice  $e'$  e o gráfico classificatório da MCT.

### a) Cálculo do índice $e'$

O valor do índice  $e'$  indica o comportamento laterítico, ou não, do solo, sendo calculado pela Expressão (1).

Sendo  $d' = 100$  e  $P_i = 20\%$ , para o solo S tem-se:

$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{100} + \frac{20}{100}} = 0,74$$

### b) Classificação MCT

Sendo obtido  $c' = 1,33$  e  $e' = 0,74$ , tem-se pelo gráfico classificatório da MCT que o solo S pertence ao grupo LA' (solo laterítico arenoso), vide Figura 17.

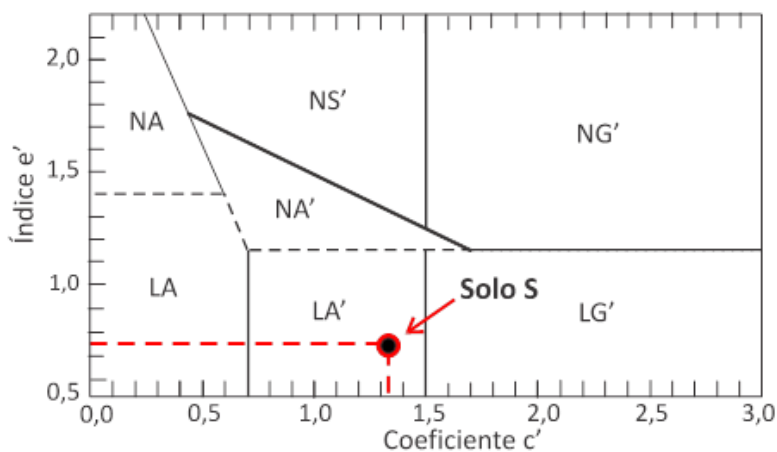


Figura 17 - Gráfico da classificação MCT



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



# ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE PAVIMENTO REFORÇADO COM GEOGRELHA SOB CARREGAMENTO CÍCLICO EM MODELO FÍSICO DE VERDADEIRA GRANDEZA

Lídia Pacheco Miranda<sup>1</sup>

Mieka Arao<sup>2</sup>

José Adriano Cardoso Malko<sup>3</sup>

Michéle Dal Toé Casagrande<sup>4</sup>

Laura Maria Goretti da Motta<sup>5</sup>

<sup>1</sup> Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, [lidiamiranda@aluno.puc-rio.br](mailto:lidiamiranda@aluno.puc-rio.br)

<sup>2</sup> Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, [mieka.arao@gmail.com](mailto:mieka.arao@gmail.com)

<sup>3</sup> Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, [adrmalko@gmail.com](mailto:adrmalko@gmail.com)

<sup>4</sup> Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, [michele\\_casagrande@puc-rio.br](mailto:michele_casagrande@puc-rio.br)

<sup>5</sup> Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, [laura@coc.ufrj.br](mailto:laura@coc.ufrj.br)

**RESUMO**

O presente trabalho teve o objetivo de analisar o comportamento mecânico de uma estrutura de pavimento reforçado com geogrelha, submetida à aplicação de carregamento cíclico e à variação de umidade do material do subleito. Foi utilizado um modelo físico de verdadeira grandeza, onde foi construída a estrutura do pavimento, composta de um subleito de 100 cm de espessura e uma camada de base de brita de 20 cm de espessura. Nesta estrutura analisou-se o efeito da inserção do geossintético como reforço de camada de base e a variação da umidade do subleito. As medidas fornecidas pelos transdutores de deslocamentos (LVDTs) foram os parâmetros de comparação entre a estrutura de pavimento com e sem reforço no decorrer dos ensaios. Os refletômetros no domínio do tempo (TDRs) monitoraram a variação da umidade do subleito. A comparação entre os deslocamentos da estrutura reforçada e não reforçada permitiu determinar a influência do reforço, mostrando-se eficiente na redução dos deslocamentos superficiais verticais. A utilização de equipamentos portáteis para avaliar o comportamento mecânico do pavimento "in situ" mostraram ser uma ferramenta recomendável para estudos defletométricos de forma pontual no pavimento.

**PALAVRAS CHAVE:** Geogrelha, carregamento cíclico, pavimento reforçado, modelo físico verdadeira grandeza.

**ABSTRACT**

*This study had the objective to analyze the mechanical behavior of a structure of geogrid reinforced pavement, submitted to the application of cyclic loading and variation in subgrade layer moisture. It was used a true scale physical model, in which was built a structure of pavement composed of a subgrade with 100 cm of thickness and a gravel layer of 20 cm of thickness. In this structure has been analyzed the effect of insertion of geogrid reinforcement and the water content variation in the subgrade layer. The measures provided by the displacement transducers (LVDTs) were the parameters of comparison between a structure of pavement with and without reinforcement during the tests. The Time Domain Reflectometry (TDR) monitored the variation of moisture from the subgrade. The comparison between the displacements of reinforced and unreinforced structure allowed determine the influence of reinforcement showing to be efficient to reduce superficial vertical displacements. The use of mobile devices to evaluate the mechanical behavior of the pavement "in situ" proved to be a tool recommended for punctual studies on pavements.*

**KEY WORDS:** Geogrid, cyclic loading, reinforced pavement, true scale physical model.

### 1. INTRODUÇÃO

As rodovias tem como principal objetivo proporcionar um meio seguro e econômico de transporte de carga e pessoas entre duas localidades. A existência de subleitos de baixa capacidade de suporte em locais onde serão implantadas novas rodovias demanda técnicas inovadoras construtivas de maneira a aumentar a durabilidade dos pavimentos.

Os geossintéticos possuem propriedades mecânicas e hidráulicas adequadas para uso em várias etapas no meio rodoviário e, atualmente, começaram a ser estudadas. A utilização deste material como reforço contribui para a minimização de impactos ambientais, já que, em geral, diminuem as espessuras das camadas; e aumentam a vida útil do pavimento.

O uso de modelos físicos geotécnicos de verdadeira grandeza é ótima ferramenta de pesquisa por permitirem aproximação maior com a situação de campo, mais que na dimensão de corpos de prova, porém, ainda mantendo as condições controladas de laboratório. O modelo físico utilizado nesta pesquisa foi ferramenta para o desenvolvimento de duas pesquisas anteriores.

Neste contexto, o presente trabalho aborda o estudo de geossintéticos em reforço de subleito/base, especificamente, contribuindo com o estudo de uma estrutura construída com materiais típicos da região do Rio de Janeiro. Neste estudo, analisou-se o comportamento mecânico de uma estrutura de pavimento sem e com a utilização de uma geogrelha como material de reforço subleito/base, desenvolvido num modelo físico de verdadeira grandeza, submetido à aplicação de carregamento cíclico e à variação de umidade do material do subleito.

A variedade de situações encontradas em campo exigiu que se desenvolvessem equipamentos que simulem de maneira mais real o que acontece no campo, com o objetivo de minimizar o efeito escala (campo/laboratório) e obter resultados em curto tempo e menor custo. Isto passou a ser feito em modelos físicos, caixas ou tanques de teste, de tamanhos proporcionais às estruturas de pavimento comuns.

O Manual Brasileiro de Geossintéticos cita pesquisas desenvolvidas com a inserção de um geossintético em experimentos de laboratório envolvendo a aplicação de carga estática (Klein *et al.*, 2004a, 2004b, 2004c) e cíclica (Cancelli *et al.*, 1996; Hass *et al.*; 1988; Miura *et al.*, 1990), bem como em experimentos em verdadeira grandeza, construídos com equipamentos industriais (Anderson *et al.*, 1989; Miura, 1990). Os resultados obtidos indicam que os pavimentos reforçados apresentaram vida útil de três a dez vezes maior em comparação com uma seção similar de pavimento não-reforçado. No caso de espessura da camada de base granular, os experimentos mostram uma redução de 20% a 50% graças aos geossintéticos.

Antunes (2008) analisou a estrutura composta de uma camada de base com espessura de 20 cm, e o subleito com espessura de 50 cm, sem revestimento. Tudo foi compactado em uma caixa metálica de 1,60 de comprimento x 1,60 de largura e 1,20 m de profundidade. A aplicação do carregamento

foi através de um sistema hidráulico com uma frequência de aplicação igual a 1 Hz que atuava sobre uma placa circular de aço de 30 cm de diâmetro. O solo do subleito tratava-se de uma areia siltosa de CBR de 18% e a base foi composta de uma brita corrida de CBR de 90%. O material de reforço foi uma geotelha e um geossintético colocados na interface subleito-base.

## 2. PROGRAMA EXPERIMENTAL

### 2.1 Materiais Utilizados

Os materiais que foram utilizados na construção da estrutura do pavimento são um solo e uma brita e como material de reforço da camada da base uma geotelha biaxial, Fornit J600 (30/30).

O solo utilizado para compor a camada do subleito foi escolhido propositalmente com características de baixa qualidade como material de fundação de um pavimento. Assim, optou-se por um material existente numa parte específica da Jazida de Manelão, localizada no município de Belford Roxo, no Estado do Rio de Janeiro, reconhecida pelos donos como de má qualidade.

Os ensaios a que foram submetidos o solo tiveram a finalidade de obter parâmetros de referência a serem utilizados para analisar o comportamento geotécnico dos materiais de construção nos ensaios de pesquisa. As normas que foram seguidas para a realização dos ensaios são apresentados na Tabela 1. A Figura 1 mostra a curva granulométrica do solo utilizado como subleito e sua composição percentual de argila, silte, areia e pedregulho. A Tabela 2 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização segundo as normas e as classificações dos materiais dos sistemas S.U.C.S e H.R.B.

**Tabela 1 – Métodos de ensaios utilizados**

<b>Título</b>	<b>Método do Ensaio</b>
Teor de Umidade Natural	NBR 6457/1984
Análise Granulométrica	NBR 7181/1984
Massa específica real dos grãos	NBR 6508/1984
Determinação do limite de liquidez	NBR 6459/1984
Determinação do limite de plasticidade	NBR 7180/1984
Compactação	NBR 7182/1986
Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão	DNER – ME 254/97
Classificação de solos tropicais para fins rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura.	DNER – CLA 259/96
Determinação do Módulo de Resiliência	DNIT 134/2010 – ME
Determinação do Índice de Suporte Califórnia (CBR)	DNER – ME 049/94

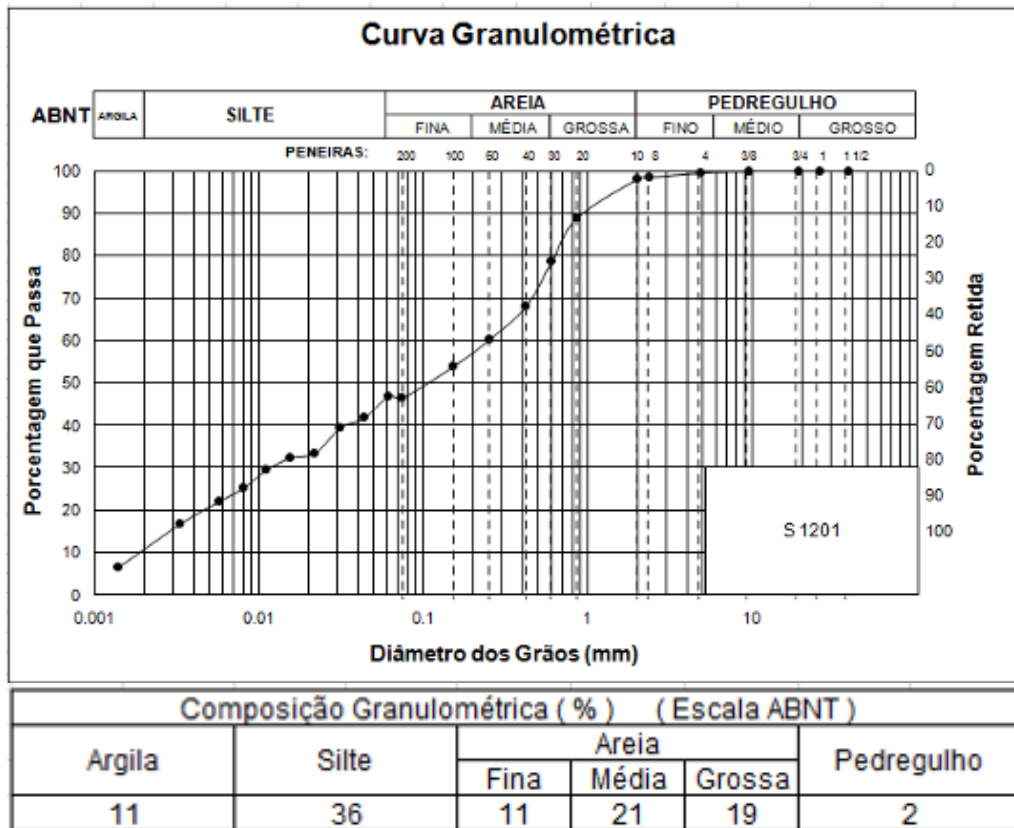
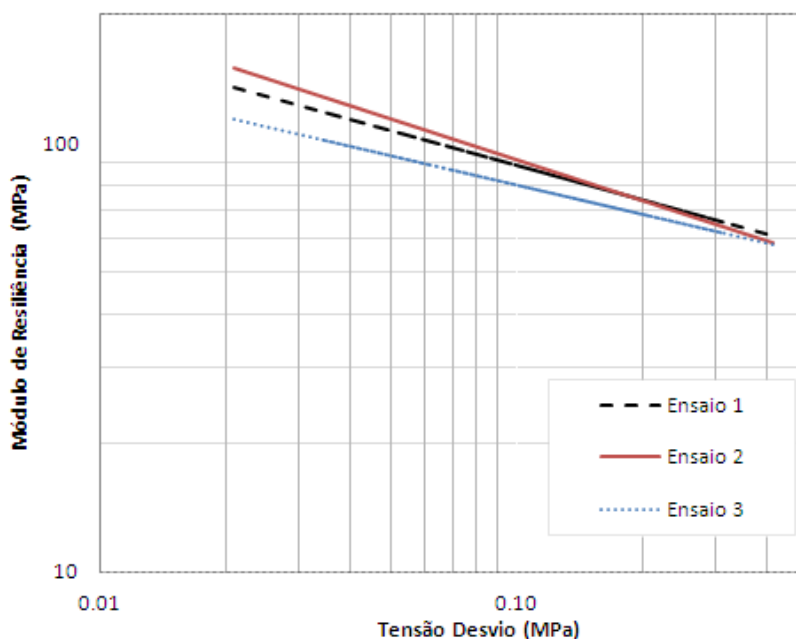


Figura 1 – Curva Granulométrica do material utilizado como subleito

Tabela 2 – Resultados dos ensaios de caracterização do material utilizado como subleito

Características e Propriedades	Unidade	Valor
Massa específica real dos grãos	$g/cm^3$	2,664
Limite de liquidez	(%)	46,0
Limite de plasticidade	(%)	21,7
Índice de plasticidade	(%)	24,3
Classificação HRB		A-7-6
Classificação SUCS		CL-ML
W ótima	(%)	17
$\gamma_d$	$(g/cm^3)$	1,746
S	(%)	88

O ensaio triaxial de cargas repetidas para avaliação do módulo de resiliência do material de subleito na umidade ótima foi realizado em corpos de prova de 10,0 x 20,0 cm de dimensões, compactado em 10 camadas por impacto com energia intermediária do ensaio Proctor, seguindo a norma DNIT 134/2010-ME Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. A Figura 2 apresenta a título ilustrativo a linha de tendência do resultado do ensaio triaxial de cargas repetidas, de três corpos-de-prova moldados, que representa a variação do  $M_R$  em função da variação do estado de tensão, expresso pelo modelo potencial de  $M_R$  em função da tensão desvio, geralmente usado para solos coesivos.



**Figura 2 - Resultado do ensaio triaxial cíclico de módulo de resiliência do material empregado como subleito**

A camada de base foi composta por uma brita graduada, faixa DIRENG. Este material é proveniente da Pedreira EMASA, localizada em Senador Camará no Estado do Rio de Janeiro, sendo a rocha matriz classificada como quartzo monzonito. As propriedades mecânicas típicas do agregado desta pedreira são apresentadas na Tabela 3. A Figura 3 mostra a curva granulométrica da brita utilizada na camada de base e sua composição percentual de argila, silte, areia e pedregulho segundo a escala ABNT. A Tabela 4 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização segundo as normas e as classificações dos materiais dos sistemas S.U.C.S e H.R.B. Nesta tabela são também apresentados os resultados do ensaio de compactação realizado na energia modificada: umidade ótima e massa específica seca máxima.

Tabela 3 – Propriedades Mecânicas do agregado da Pedreira (Fonte: Ramos, 2003)

Pedreira	Resistência a compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de deformação (GPa)
EMASA	76,7	9,6	48,1

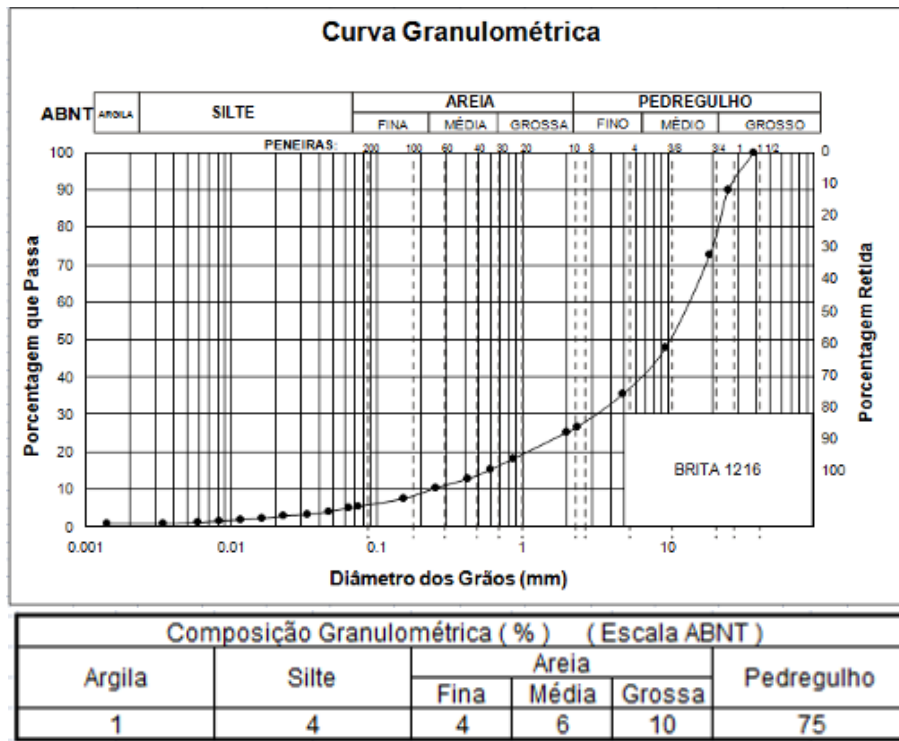


Figura 3 – Curva Granulométrica do material utilizado como base

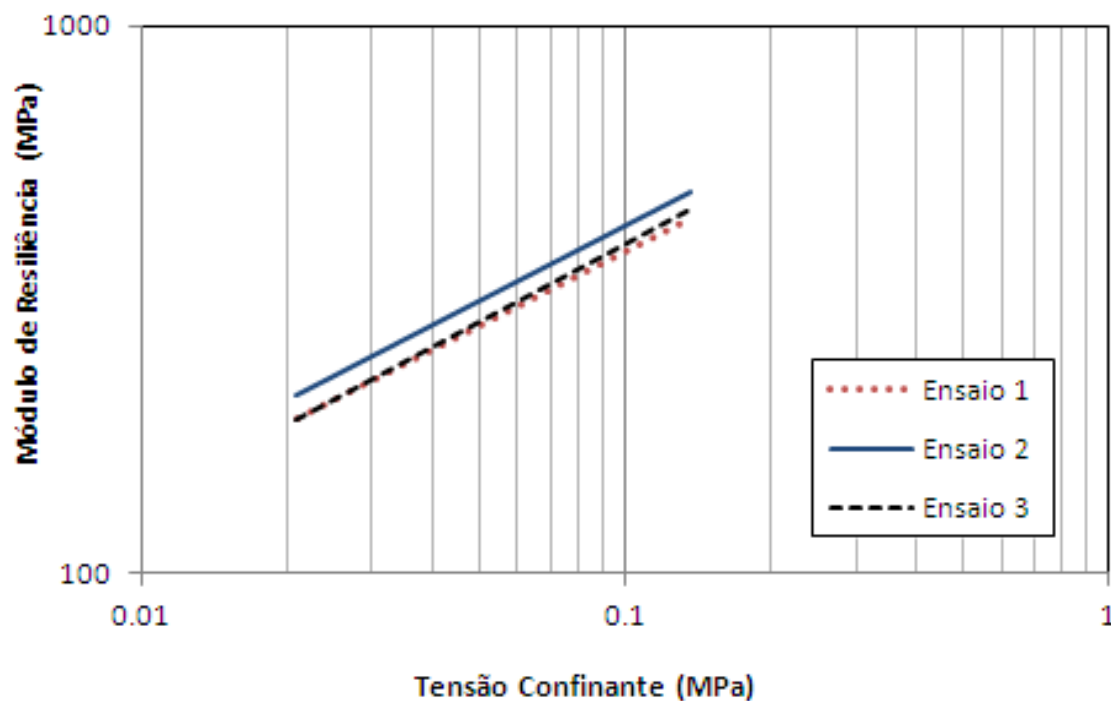
Tabela 4 – Resultados dos ensaios de caracterização do material utilizado como base

Características e Propriedades	Unidade	Valor
Massa específica real dos grãos	g/cm <sup>3</sup>	2,694
Limite de liquidez	(%)	N.L
Limite de plasticidade	(%)	N.P
Índice de plasticidade	(%)	-
Classificação HRB		A-1 <sub>a</sub>
Classificação SUCS		GW
Wótima	(%)	5.4
$\gamma_d$	(g/cm <sup>3</sup> )	2,257
S	(%)	75

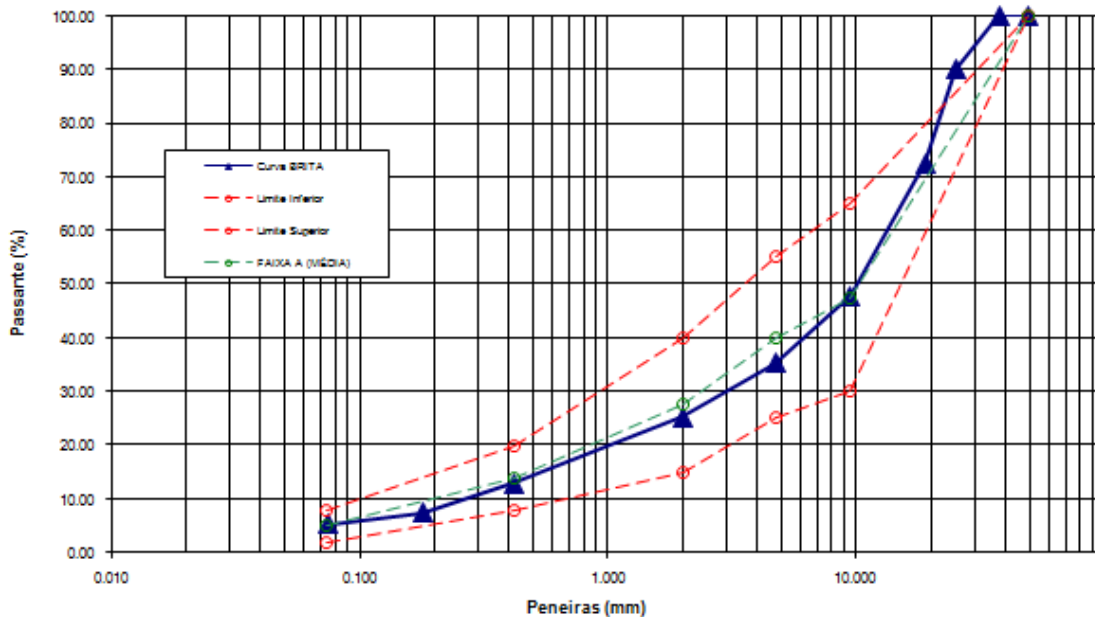
O CBR deste material, feito convencionalmente embebido por 4 dias foi de 208,6% e não embebido foi de 246,5%. O valor de CBR da brita é apresentado para fins comparativos com pesquisas similares desenvolvidas para o meio rodoviário.

Os valores de  $M_R$  deste material (Figura 4) estão compatíveis com valores usuais de britas usadas em pavimentos rodoviários e urbanos brasileiros como pode ser visto. São valores relativamente elevados mostrando baixa deformabilidade para as maiores tensões confinantes.

A brita analisada enquadra na faixa granulométrica denominada de Faixa A, proposta na Especificação de Serviço da Diretoria de Engenharia Aeronáutica - DIRENG (Figura 5).



**Figura 4 – Resultado do ensaio triaxial dinâmico de Módulo de Resiliência do material empregado como base**



**Figura 5 - Curva granulométrica da brita enquadrada na Faixa A**

O elemento de reforço utilizado na presente pesquisa foi a geogrelha de polipropileno modelo Fornit J600 (30/30) fabricada pela Empresa Huesker Ltda. A amostra utilizada no experimento foi cedida pela Huesker, e apresenta malha de abertura de 40 mm. A Figura 6 ilustra a amostra da geogrelha Fornit J600 (30/30) utilizada nesta pesquisa.

Este modelo de geogrelha possui elevada resistência ao arrancamento e é capaz de mobilizar elevadas cargas de tração a níveis de deformação muito baixos segundo o manual do fabricante. A Tabela 5 apresenta as especificações técnicas fornecidas pelo fabricante da geogrelha em questão.

Nenhum ensaio de qualificação da geogrelha foi feito neste estudo admitindo-se que a amostra cedida atende aos requisitos técnicos para o tipo de uso que foi feito.

Tabela 5 – Especificações técnicas da geogrelha Fornit J600 (30/30) - Fonte: Huesker (Agosto-2010)

Propriedade	Unidade	Método	Valor
Abertura de malha nominal	mm		40
Módulo de rigidez à tração nominal (à 2% de deformação)	KN/m	ABNT 12.824	600
Deformação máxima na resistência nominal	%	ABNT 12.824	10
Coefficiente de interação		ASTM D 6706	≥ 0,95



Figura 6 – Geogrelha Fornit J600 (30/30) utilizada nesta pesquisa

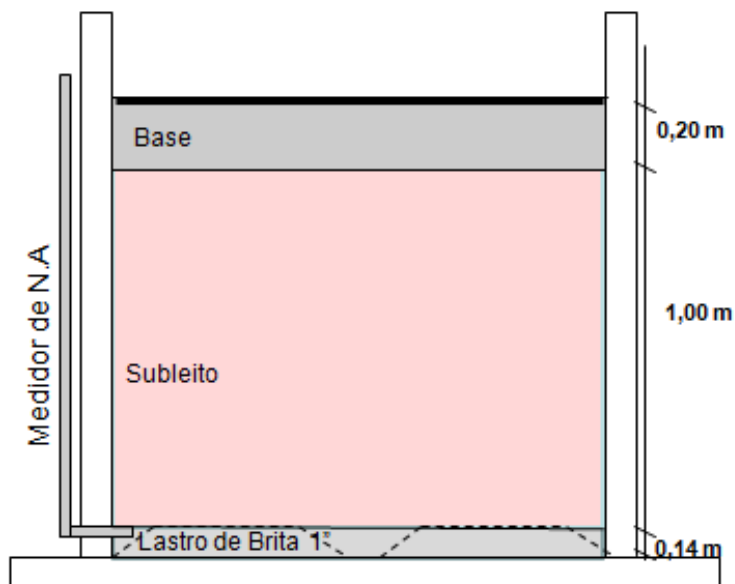
## 2.2 Ensaio de Carregamento Cíclico em Modelo Físico de Grandes Dimensões

O modelo físico utilizado, denominado de “Tanque-Teste” de Pavimentos, foi desenvolvido por Silva (2009) em sua tese de doutorado, e tem como objetivo simular um pavimento com dimensões próximas das reais em campo, principalmente quanto às espessuras das camadas.

O “Tanque-Teste” de Pavimentos está localizado no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, bloco anexo ao Centro de Tecnologia, na cidade Universitária da UFRJ, Ilha do Fundão, no Rio de Janeiro. O prédio tem área de aproximadamente 29,0 m<sup>2</sup>, o Tanque área interna de 4,0 m<sup>2</sup> e volume interno de aproximadamente 8,0 m<sup>3</sup>.

O “Tanque-Teste” possui seção interna de 2,0 m x 2,0 m e altura interna de 1,80 m, com paredes duplas de concreto armado com 0,20 m de espessura. O pavimento experimental foi composto por uma camada de drenagem de lastro de brita (1”) com espessura de 0,14 m, de uma camada considerada como subleito (solo A-7-6) de 1,00 m de espessura e uma camada de base (brita graduada) de 0,20 m de espessura.

Além da estrutura conformada o “Tanque-Teste” foi implementado com sistema de carregamento, instrumentação e aquisição de dados, que permitiram avaliar o comportamento da estrutura frente à aplicação de carga repetida e à variação da umidade do subleito. Assim também foi utilizado o sistema de umedecimento do tanque para a inundação do subleito. Na Figura 6 está apresentada esquematicamente a estrutura de pavimento construída no “Tanque-Teste” utilizada nesta pesquisa, onde foram realizadas as quatro etapas de ensaios propostas que permitiram avaliar o comportamento mecânico do pavimento com e sem a geogrelha.



**Figura 6 – Esquema das camadas do pavimento experimental desta pesquisa**

O “Tanque-Teste” dispõe de um sistema de umedecimento composto de entrada de água através de tubulação ( $\phi$  de 1/2”) ligada a uma fonte d’água entre as paredes duplas, sendo que a interna tem um vão inferior para a passagem do fluxo de água. Associado ao dispositivo de umedecimento foi instalado um tubo externo para a indicação da carga da água para se controlar a altura do nível d’água (NA) no interior do tanque.

O sistema de carregamento cíclico utilizado foi o pneumático constituído por um cilindro aplicador de cargas, que atua sobre uma placa metálica circular de 25,05 cm de diâmetro que transfere a carga ao pavimento. O cilindro, de marca Norgren, tipo “tandem”, de tirantes aparentes e dupla ação, possui diâmetro do êmbolo de 200 mm e curso de 50 mm. Sua força resultante, segundo o fabricante, é de 3895 kgf (38,2 kN) a 10 Bar (1000 kPa) de pressão de ar. Duas vigas (metálicas) de reação de seção

20,3 x 22,0 cm foram utilizadas como reação para permitir a aplicação de cargas dinâmicas sobre a estrutura do pavimento experimental, as quais ficam apoiadas nos muros do tanque. A Figura apresenta uma vista geral onde se destacam o sistema de vigas de reação, o cilindro pneumático e a Figura 7b mostra com maior detalhe o cilindro e a placa rígida.

Foram aplicados carregamentos de 550 kPa em ciclos com duração de 1 s (1 Hz) aplicados sobre a placa metálica de 25,05 cm de diâmetro. Com a aplicação deste carregamento supôs-se estar reproduzindo uma das rodas de um eixo-padrão de rodas duplas com pressão de contato de 0,56 MPa ( $5,6 \text{ kgf/cm}^2$ ) que é a pressão típica de medidas de deflexão em campo nas avaliações de pavimentos em uso. Lamentavelmente o conjunto de equipamentos existentes no local não permite cargas maiores. Para conseguir esta pressão de contato da placa com o pavimento foi aplicada uma carga equivalente a 3,05 toneladas.

A instrumentação utilizada foi composta por: células de carga para o monitoramento da carga aplicada, localizadas no interior do pavimento; transdutores de deformação (LVDTs) para o registro das medidas dos deslocamentos elásticos e plásticos na superfície da seção ensaiada, dois apoiados sobre a placa circular próximo ao seu centro, evitando-se o efeito da vibração da placa, e dois posicionados fora da área carregada e alinhados aos anteriores e apoiados sobre a superfície do pavimento. Também foram colocados dispositivos de medição de umidade TDRs (Refletômetros no Domínio do Tempo) e de sucção TAC (Tensiômetros de Alta Capacidade) que permitiram avaliar a variação da umidade do subleito, distribuídos a diferentes profundidades no interior das camadas do pavimento. A Figura 8 mostra a distribuição da instrumentação utilizada.



(a)

**Tabela 5:** Resumo da Análise de Variância da resistência à tração, dos valores de  $f_0$  e da influência dos fatores e sua interação

Fator	$F_0$	$f_0$	Influência
Tipo de Agregado (A)	913866,49 37331011,8	7,71	sim
Tipo de Ligante Asfáltico (B)	2	7,71	sim
Tipo de Fíler (C)	189968,89	6,94	sim
Teor de Fíler (D)	56430,45	6,94	sim
Interação AB	7994,39	7,71	sim
Interação AC	48,49	6,94	sim
Interação AD	3043,71	6,94	sim
Interação BC	53803,10	6,94	sim
Interação BD	1,03	6,94	não
Interação CD	3,01	6,39	não
Interação ABC	7,17	6,94	sim
Interação ABD	0,94	6,94	não
Interação ACD	7,68	6,39	sim
Interação BCD	1,02	6,39	não

Os resultados do ensaio de módulo de resiliência, referentes aos valores médios de três determinações, estão apresentados nas Figuras 4 e 5, que também comparam os dados para as misturas contendo o CAP 50/70 e o CAP 85/100, respectivamente, para o agregado basáltico (a) e o agregado granítico (b).

Nota-se que as misturas contendo o ligante asfáltico CAP 50/70 apresentam maiores valores de módulo de resiliência, e que as misturas compostas pelo agregado granítico também apresentam módulo de resiliência ligeiramente maior que as compostas com o agregado basáltico. Em relação ao tipo de fíler, as misturas contendo fíler de pó calcário apresentam os menores valores de MR; e que para as misturas contendo o agregado basáltico, quanto maior o teor de fíler, maior o MR; já para as misturas contendo o agregado granítico, o teor de fíler de 2,5% apresentam os menores valores de MR, e os teores de 5,0 e 7,5% não apresentam diferença nos valores de MR.

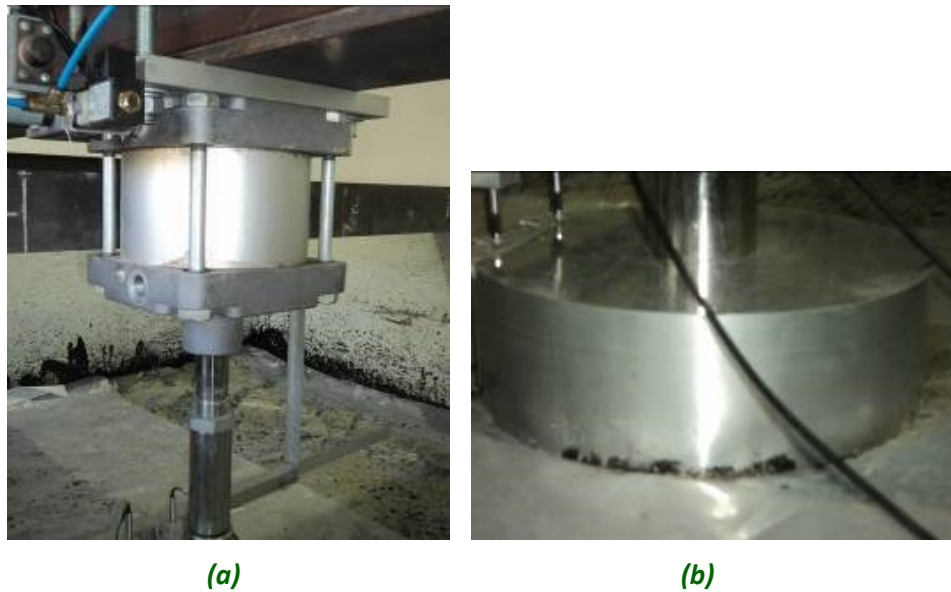


Figura 7– (a) Sistema de vigas de reação, (b) Cilindro pneumático de diâmetro de 200 mm e placa circular de 25,05 cm de diâmetro deste experimento

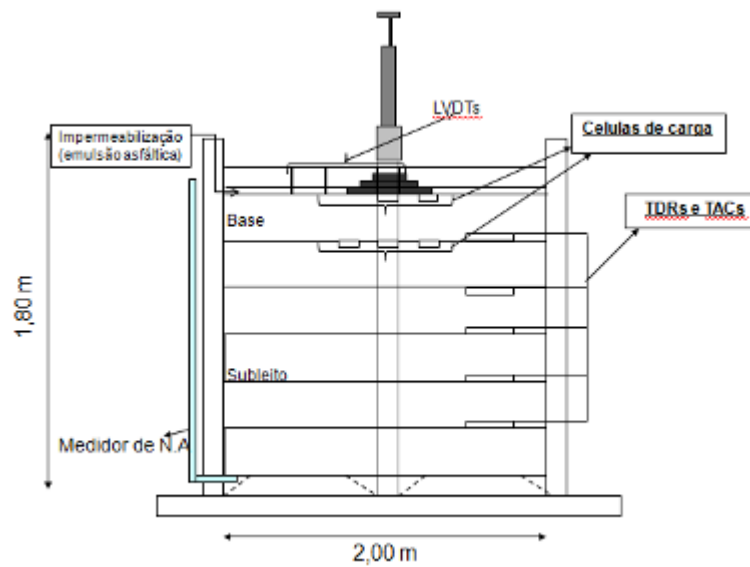
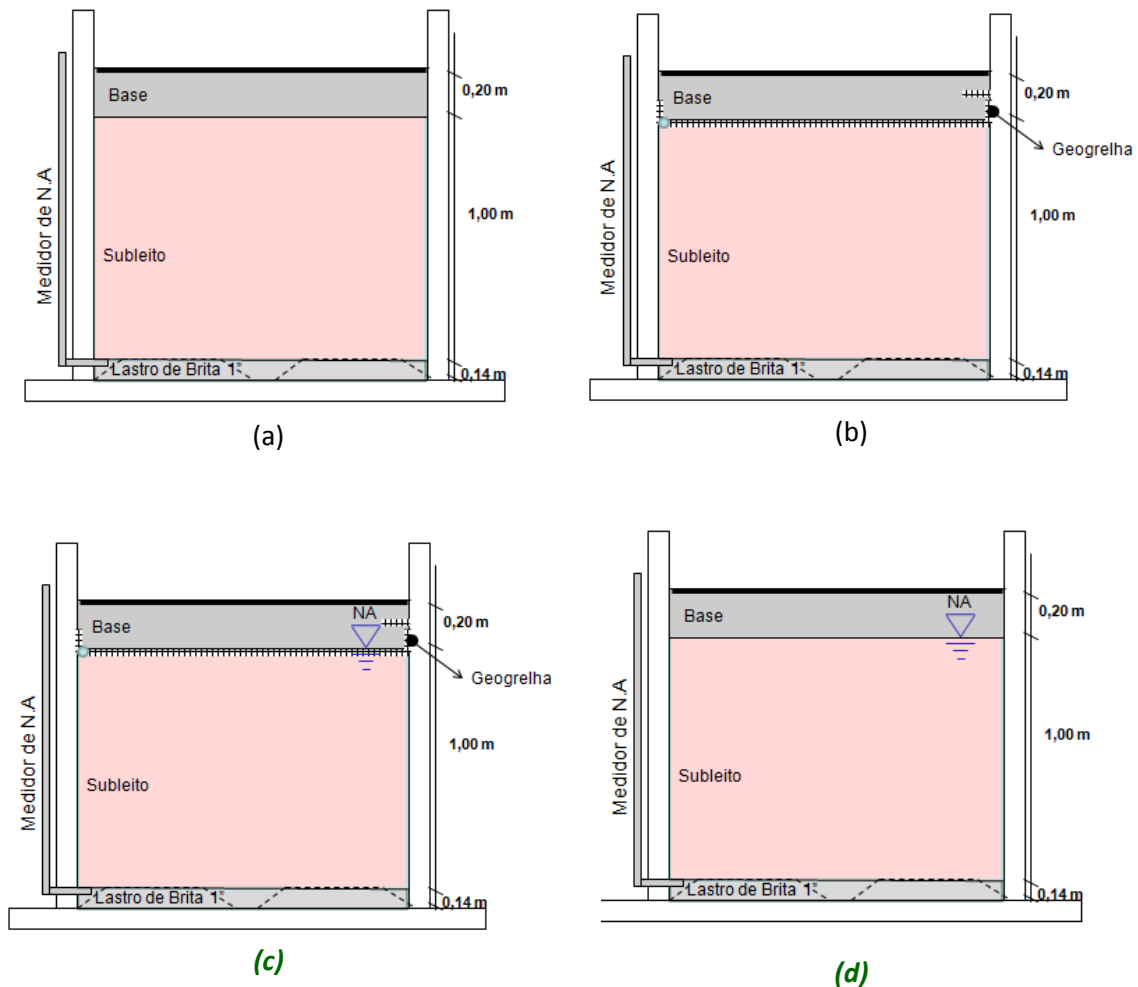


Figura 8 – Distribuição da instrumentação de aquisição de dados

O programa experimental para os ensaios no “Tanque-Teste” se desenvolveu em quatro etapas sendo que, a primeira e a quarta etapa correspondem à estrutura do pavimento não reforçado tanto na umidade ótima como na condição inundada do subleito, e a segunda e a terceira correspondem à estrutura do pavimento reforçada nas condições de umidade já mencionadas. A Figura 9 mostra a estrutura do pavimento para as quatro etapas de ensaios desenvolvidas no “Tanque-Teste” nas quais foi avaliado o comportamento mecânico do pavimento.



**Figura 9 – Estrutura do pavimento para as quatro etapas de ensaios no “Tanque-Teste”; (a) Estrutura compactada na umidade ótima; (b) Estrutura compactada na umidade ótima com a inserção da geogrelha na interface subleito-base; (c) Estrutura reforçada com o subleito inundado; (d) Estrutura não reforçada com o subleito inundado**

### 3. RESULTADOS

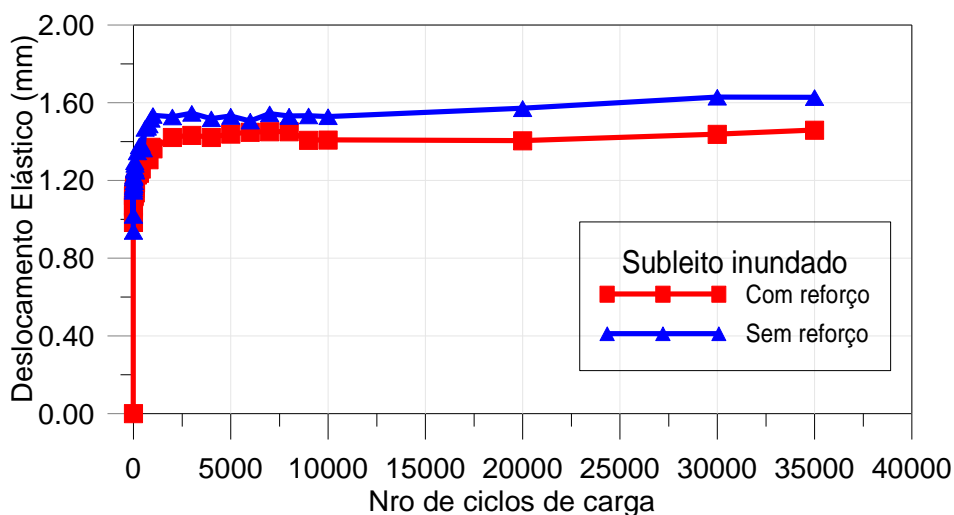
O carregamento cíclico aplicado foi de 26,96 kN sobre uma placa rígida de 25,05 cm de diâmetro resultando numa pressão de contato de 550 kPa, que se compara à pressão de uma das rodas de um eixo-padrão de rodas duplas comumente empregado nas análises de tráfego do método de dimensionamento tradicional. Foram realizadas pelo menos 35.000 aplicações de carga com frequência de 1 Hz (0,1 s de atuação do carregamento por 0,9 s de repouso) para as quatro etapas de ensaios desenvolvidos no tanque teste.

Foram considerados os 35.000 ciclos de carga para avaliação do desempenho da geogrelha quando ela era solicitada, sabendo que ela é mais eficiente na redução da deformação permanente.

O desenvolvimento dos deslocamentos superficiais pela aplicação das cargas dinâmicas no pavimento foi monitorado pelos LVDTs, cujas medidas foram os parâmetros de comparação entre a estrutura de pavimento com e sem reforço.

Para todos os ensaios realizados, a estrutura do pavimento é constituída de uma base de brita de 20 cm sobreposta a um subleito de 100 cm de espessura, para o caso dos ensaios sobre o pavimento sem reforço. Para os ensaios sobre o pavimento com reforço utiliza-se a mesma estrutura com a inserção da geogrelha na interface subleito-base. A impermeabilização com a emulsão asfáltica foi repetida em todas as situações dos ensaios com a finalidade de evitar a perda de umidade pela superfície exposta da base.

A Figura 10 e Figura11 apresentam os desenvolvimentos do deslocamento máximo em função do número de ciclos de carga e as bacias de deflexão decorrentes dos ensaios cíclicos, que foram realizados após a inundação do subleito, para a estrutura com reforço e sem reforço. A Figura12 apresenta o desenvolvimento dos deslocamentos plásticos dos ensaios, após a inundação do subleito para a estrutura com e sem reforço.



**Figura 10 – Deslocamento elástico em função do número de ciclos de carga dos ensaios com e sem geogrelha, após inundação do subleito**

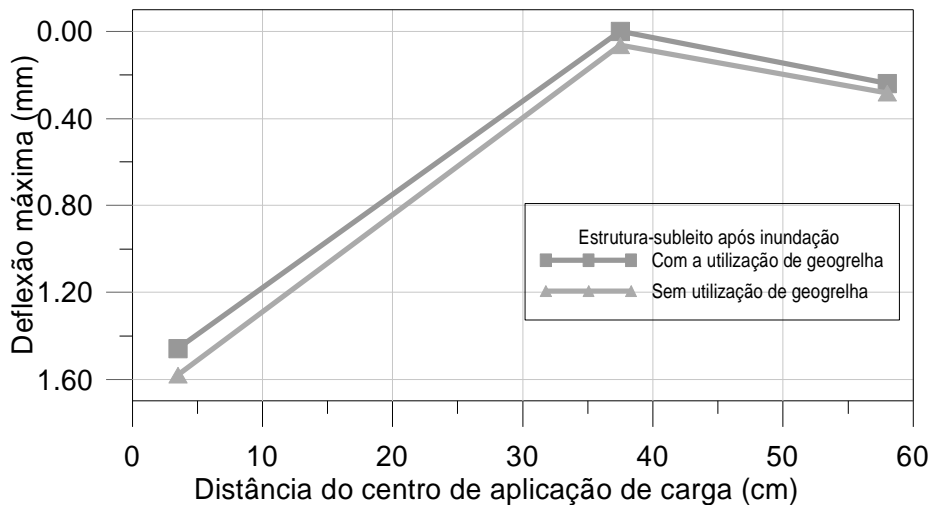


Figura 11 – Bacia de deflexão após 35.000 ciclos de carga para estruturas sem e com reforço e subleito inundado

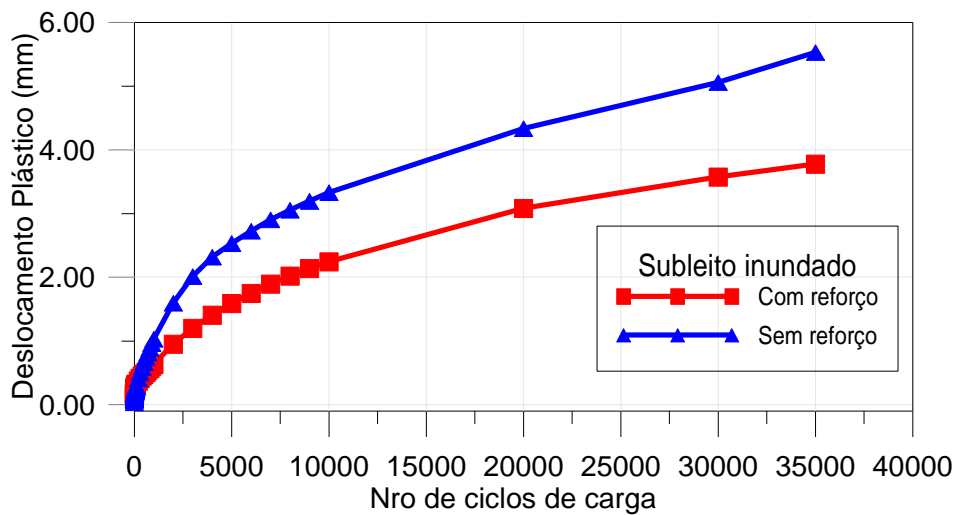


Figura 12 - Deslocamento plástico em função do número de ciclos de carga após 35.000 ciclos de carga para estruturas com e sem geogrelha após inundação do subleito

Logo após a aplicação de carga cíclica correspondente a cada etapa do ensaio do Tanque-Teste foi realizado o ensaio dinâmico de impacto através do LWD seguindo o esquema mostrado na Figura 13. Foram aproveitadas as condições da estrutura do pavimento reforçadas com o subleito na umidade ótima e inundada e também a estrutura não reforçada com o subleito inundado para os testes. A Tabela 6 mostra o resumo das deformações e módulos de resiliência obtidos nos ensaios realizados com o LWD e as deformações encontradas no ensaio de carga cíclica repetida.

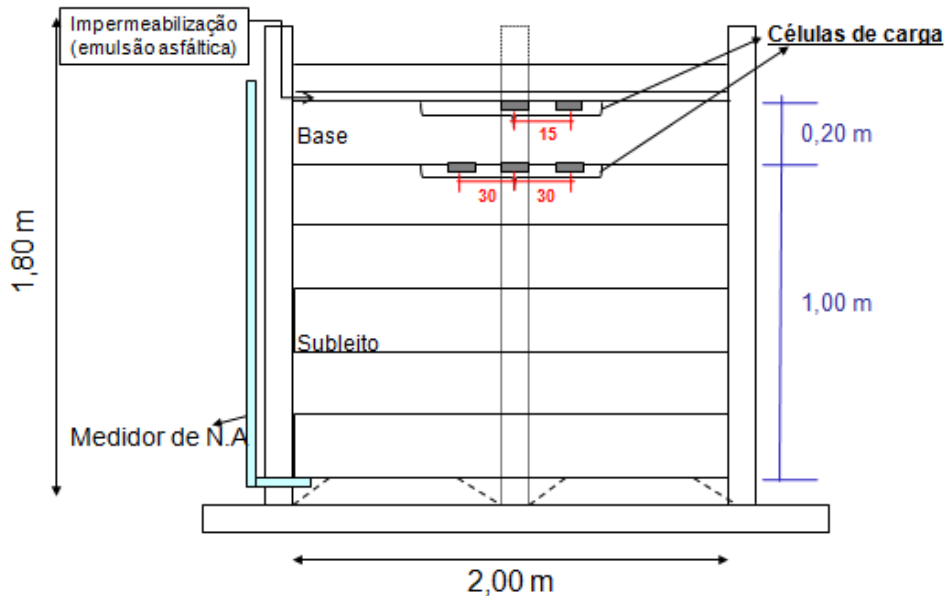


**Figura 13 – Esquema em planta, da superfície do pavimento, no tanque dos pontos para realização de ensaios com o LWD**

**Tabela 6 – Deslocamentos e módulos de resiliência obtidos com o ensaio do LWD no tanque teste**

Variável	Ponto de análise	Estrutura reforçada (subleito na umidade ótima)	Estrutura reforçada (subleito inundado)	Estrutura não reforçada (subleito inundado)
Deflexão (mm) com LWD	(1)	0,465	1,506	1,756
	(2)	0,481	0,950	1,422
	(3)	0,450	1,127	1,337
Deflexão (mm) com ensaio de carga cíclica repetida	-	0,80	1,46	1,63
Módulo de Resiliência (MPa)	(1)	72,6	22,4	19,2
	(2)	70,3	35,5	23,7
	(3)	75,0	30,0	25,2

A utilização de células de carga no topo do subleito e da base do pavimento teve como objetivo monitorar a transferência da carga imposta na superfície do pavimento para o interior da estrutura. Estas células estão numeradas e instaladas conforme mostrado na Figura14.



**Figura 14 – Instalação das células de carga no pavimento estudado**

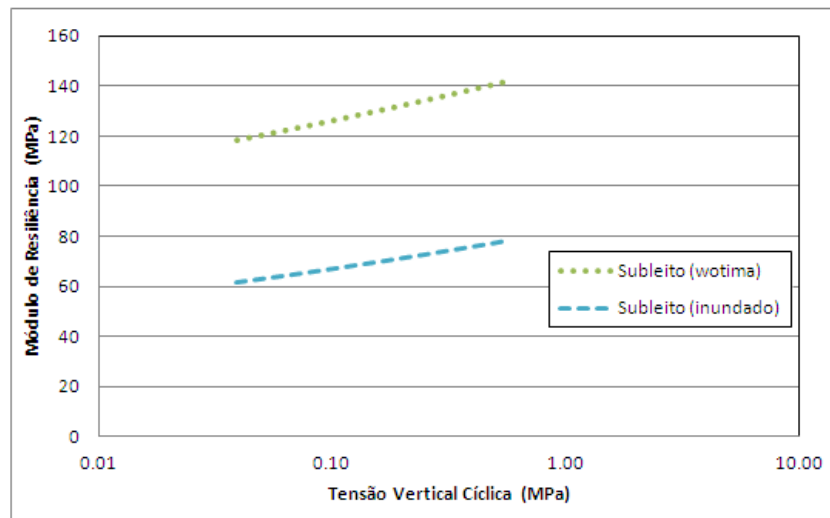
Mostra-se com estes resultados que havia transmissão de esforços entre camadas a cada pulso de carga, que estas chegavam amortecidas ao subleito e também são menores ao longo de radiais, em torno da placa carregada, o que justifica as deflexões decrescentes nestas posições. Isto obviamente está coerente com a teoria da elasticidade de meios estratificados.

Foi utilizado também o programa SicTri como sistema de aquisição de dados, que permite a aplicação de uma combinação de tensões para calcular módulos de resiliência decorrentes do estado de tensões que se formam no ensaio de carga repetida. O ensaio simula um estado de tensões que se desenvolvem num trecho do pavimento que varia com a posição da carga móvel P. O objetivo destes ensaios foi de verificar a influência da umidade nos valores do “módulo de resiliência equivalente” da estrutura do pavimento. A Figura15 mostra a título ilustrativo o desenvolvimento do módulo de resiliência para a estrutura do pavimento reforçado nos casos quando o subleito se encontrava compactado na umidade ótima e após a inundação.

A análise dos tensiômetros de alta capacidade empregados nesta pesquisa foi feita para as duas condições de umidade do subleito. O interesse da pesquisa é a análise dos valores de sucção que forneceram os tensiômetros colocados nas camadas do subleito.

Quando se iniciou o registro das leituras dos tensiômetros, de forma simultânea, pôde-se observar que as primeiras leituras apresentaram bastante variabilidade nos valores da sucção, acredita-se que pelo efeito da colocação da lama bentonítica. Após três dias do monitoramento, as leituras estabilizaram-se registrando os tensiômetros TAC-109 e TAC-111 leituras similares.

Pode-se concluir que os tensiômetros de alta capacidade responderam satisfatoriamente aos efeitos de variação da umidade do subleito fornecendo valores de sucção coerentes com cada situação da umidade do solo do subleito (Tabela 7).



**Figura 15 – Gráfico do MR vs a Tensão Vertical Cíclica na estrutura do pavimento reforçada para os casos do subleito compactado na umidade ótima e inundado**

**Tabela 7 – Valores de sucção máximos registrados nas duas condições de umidade do subleito**

Estrutura do pavimento	TAC	Umidade ótima (%)	Sucção (kPa)	Umidade após inundação (%)	Sucção (kPa)
Subleito (1,00m)	109	16,67	-8,92	27,67	-1,06
	111	17,07	-8,27	27,57	-0,57

Com o objetivo de estimar o valor do módulo de resiliência da camada de base e do subleito, efetuou-se uma retroanálise mediante o programa computacional ELSYM5, empregando como “valores de entrada” as espessuras e “módulos semente” do subleito e da base, variando-se o valor do módulo de ambas as camadas até obter “valores de saída” próximos à deflexão obtida nos ensaios de carregamento cíclico para as etapas da estrutura reforçada e não reforçada quando o subleito encontrava-se inundado.

A Tabela 8 apresenta os módulos de elasticidade e os coeficientes de Poisson considerados para o subleito e a camada da base, essas características mecânicas são encontradas na bibliografia, dos quais só os coeficientes de Poisson foram utilizados como dado de entrada para a realização da retroanálise.

**Tabela 8 - Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson típicos para os materiais que compõem um pavimento flexível**

Materias	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson
Base granular	450	0,35
Subleito	45	0,30

A carga externa aplicada para a qual foi obtida a bacia deflectométrica é de 26,96 kN neste experimento. As bacias de deflexão utilizadas para a retroanálise são as que correspondem às estruturas do pavimento para as quais foi utilizada a geogrelha e também para a estrutura sem geogrelha com o subleito inundado.

A Tabela 9 apresenta os módulos de resiliência da camada de base e subleito obtidos por retroanálise das bacias de deflexões, com a utilização de geogrelha e com o subleito compactado na umidade ótima. Nesta tabela também são mostradas as deflexões obtidas tanto no ensaio de carga cíclica no Tanque-Teste e através da retroanálise.

**Tabela 9 – Módulos de resiliência obtidos a partir da retroanálise das bacias de deflexões do ensaio com reforço, para a condição de subleito compactado na umidade ótima**

Camada	Deflexão máxima (mm)		Módulo de Resiliência (MPa)
	Carga Cíclica no modelo físico	Retroanálise (ELSYM5)	Retroanálise (ELSYM5)
Base	0,80	0,78	514
Subleito			74

ara averiguar o efeito do umedecimento do subleito foram determinados os módulos de resiliência a partir da retroanálise das curvas de deflexões obtidas após o processo de inundação do subleito. A Tabela 10 apresenta os módulos de resiliência obtidos a partir da retroanálise dos ensaios com e sem a utilização da geogrelha, após a inundação do subleito, assim também as deflexões máximas obtidas em ambos os métodos de avaliação do comportamento da estrutura do pavimento.

**Tabela 10 - Módulos de resiliência obtidos a partir da retroanálise das bacias de deflexões, para a condição de subleito inundado**

Camada	Estrutura reforçada			Estrutura não reforçada		
	Deflexão máxima (mm)		M <sub>R</sub> (MPa)	Deflexão máxima (mm)		M <sub>R</sub> (MPa)
	Carga Cíclica no modelo físico	Retroanálise	Retroanálise	Carga Cíclica no modelo físico	Retroanálise	Retroanálise
Base	1,46	1,42	300	1,63	1,62	266
Subleito			45			40

### 3. CONCLUSÕES

A partir dos resultados e análises apresentados no desenvolvimento do presente trabalho foi possível chegar às seguintes conclusões:

- A utilização da geogrelha como material de reforço na camada de base mostrou ser eficiente na redução dos deslocamentos superficiais verticais, apresentando maior redução nas deformações permanentes ou plásticas na condição saturada do subleito;
- Observou-se a eficácia da geogrelha no processo de compactação da camada de base através da determinação da massa específica aparente *in situ* com o emprego do frasco de areia comparando a situação sem e com a geogrelha. Houve mobilização da geogrelha durante o processo de aplicação da energia e pela sua resistência à tração opôs-se à deformação lateral do material de base tornando mais eficiente a absorção da energia;
- Verificou-se que a utilização da geogrelha como reforço de base passa a ser mais eficaz à medida que a capacidade de suporte do subleito é menor;
- O modelo físico (tanque-teste) empregado nesta pesquisa mostrou-se adequado para o propósito previsto como objetivo deste estudo;
- O emprego de ensaios com o LWD para a avaliação estrutural não destrutiva do pavimento experimental mostrou-se eficiente gerando resultados próximos aos obtidos no carregamento

cíclico no modelo físico, sendo uma ferramenta recomendável para estudos deflectométricos de forma pontual;

- O processo de umedecimento (inundação) da estrutura do subleito produziu uma diminuição de 55% no valor do módulo de resiliência, quando comparados ao resultado do ensaio realizado na umidade ótima, concluindo que a variação da umidade repercute muito na perda de rigidez deste tipo de material empregado no subleito deste estudo;
- A instrumentação com TDR destinada ao controle da umidade do “Tanque-Teste” forneceu resultados satisfatórios face às duas situações de umidade consideradas para os ensaios;
- A medida de deflexões em vários pontos fora da área de atuação da carga é válida e permite fazer a retroanálise para verificar o valor de módulos de resiliência das camadas do pavimento, antes e após a inserção da geogrelha, apresentando valores de rigidez superiores com a utilização do reforço;
- A caracterização e estudo do solo do subleito proveniente de uma jazida local do Estado do Rio de Janeiro permitiu contribuir com o catálogo de materiais destinados a obras rodoviárias;
- Verificou-se que um solo não laterítico siltoso NS’ quando compactado na umidade ótima e massa específica aparente máxima apresenta baixa capacidade de suporte quando imerso em água, refletido em um módulo de resiliência baixo.

### 5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANDERSON, P., KILLEAVY, M., **Geotextiles and geogrids cost effective alternate materials for pavement design and construction**. Geosynthetics Conference. n. 2. p. 353 – 364. 1989.

ANTUNES, L. G. S. **Reforço de Pavimentos Rodoviários com Geossintéticos**. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Teor de umidade natural. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Massa específica real dos grãos. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Ensaio de Compactação, 1986b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

BAKER, R., KLEIN, Y., **An integrated limiting equilibrium approach for design of reinforced soil retaining structures: Part I – formulation**. Geotextiles and Geomembranes. n. 22. p. 119 – 150. 2004a.

BAKER, R., KLEIN, Y., **An integrated limiting equilibrium approach for design of reinforced soil retaining structures: Part II – design examples**. Geotextiles and Geomembranes. n. 22. p. 151 – 177. 2004b.

BAKER, R., KLEIN, Y., **An integrated limiting equilibrium approach for design of reinforced soil retaining structures: Part III – optimal design.** Geotextiles and Geomembranes. n. 22. p. 455 – 479. 2004c.

CANCELLI, A., MONTANELLO, F., RIMOLDI, P., ZHAO, A., **Full scale laboratory testing on geosynthetics reinforced paved roads.** International Symposium on Earth Reinforcement. p. 573 – 578. 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-CLA 259/96: **Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura.** Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 049/94: **Solos – determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas.** Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 254/97: **Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão.** Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT – IPR 134/2010: **Pavimentação – solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2010.

HAAS, W. J., CARROL, R. G., **Geogrid reinforcement of granular bases in flexible pavements.** Transportation Research Report. n. 1188. p. 19 – 27. 1988.

MIURA, N., SAKAI, A., TAESIRI, Y., YAMANOUCHI, T., YASUHARA, K., **Polymer grid reinforced pavement on soft clay grounds.** Geotextiles and Geomembranes. n. 9. p. 99 – 123. 1990.

RAMOS, C. R. **Estudo para o desenvolvimento de um catálogo de pavimentos flexíveis do município do Rio de Janeiro.** Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2003.



# **INFLUÊNCIA DA PRESSÃO DE INFLAÇÃO DOS PNEUS E DA CARGA DOS VEÍCULOS COMERCIAIS NA DEGRADAÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

**Lucas Dotto Bueno<sup>1</sup>  
Deividi da Silva Pereira<sup>2</sup>  
Luciano Pivoto Specht<sup>3</sup>  
Marina Frederich de Oliveira<sup>4</sup>**

<sup>1</sup>Doutorando em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria - [lucas.bueno09@gmail.com](mailto:lucas.bueno09@gmail.com)

<sup>2</sup>Professor da UFSM. - [dsp@ufsm.br](mailto:dsp@ufsm.br)

<sup>3</sup>Professor da UFSM. - : [luspecht@gmail.com](mailto:luspecht@gmail.com)

<sup>4</sup>Acadêmica em Engenharia Civil.  
[marinafrederich@hotmail.com](mailto:marinafrederich@hotmail.com)

## RESUMO

O objetivo principal durante a concepção do projeto de um pavimento é que este seja capaz de manter suas condições funcionais e estruturais durante seu ciclo de vida, suportando a ação do tráfego. Porém, a deterioração de um pavimento é motivada por inúmeros fatores, tais como condições climáticas, materiais das camadas da estrutura, carga e frequência dos eixos e também a pressão de inflação dos pneus dos veículos. Buscou-se assim, neste trabalho, investigar o fator que mais influencia (pressão dos pneus ou carga do eixo) no desempenho à fadiga e à deformação permanente. Utilizando o software SisPav, na ferramenta AEMC, foram simulados 432 conjuntos (estrutura mais módulos de resiliência) combinados com três diferentes valores de pressão dos pneus (0,55; 0,69 e 0,83MPa) e seis carregamentos do Eixo Simples de Rodas Duplas (70, 80, 100, 120, 140 e 170kN). Com os esforços gerados no pavimento, foi possível estimar o desempenho à fadiga e à deformação permanente dos conjuntos avaliados. A partir das simulações, pode-se perceber que, para o eixo estudado, ao comparar o efeito de três diferentes pressões de inflação de pneus, mantendo as outras variáveis fixas, o aumento de pressão, do menor para o maior valor analisado, ocasionou uma redução na vida útil do pavimento, em relação à deformação permanente, de no máximo 9%. Verificou-se, portanto, que o aumento da pressão de inflação não tem grande influência neste mecanismo de ruptura. Já para fadiga, o aumento do menor para o maior valor de pressão pode reduzir a vida de fadiga do pavimento, de algumas estruturas específicas, em aproximadamente 50%. Constatou-se assim, uma forte relação entre as altas pressões de inflação dos pneus e o trincamento por fadiga.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pressão de inflação dos pneus, fadiga, deformação permanente.

## ABSTRACT

*The aim during the conception of a pavement project is that this one has to be capable to maintain its functional and structural conditions during its life cycle, supporting the traffic action. However, the pavement deterioration is influenced by many factors, such as climatic conditions, material of structure's layers, axle load and frequency and also by tire inflation pressure of the vehicles. This research aims to investigate the most influential factor (tire inflation pressure or axle load) on fatigue and rutting performance. Using the software SisPav, in a tool named AEMC, was simulated 432 sets (structure and resilient modulus) combined with three different values of tire inflation pressure (0,55; 0,69 and 0,83Mpa) and six different loads to Single Axle with dual tires (70, 80, 100, 120 and 140kN). With the strain generated on the pavement, was possible to estimate the performance to fatigue and rutting of the sets evaluated. From simulations, was possible to notice that to the axle studied, comparing the effect of three different tire inflation pressure, maintaining the other variables fixed, the increase of pressure from the smaller to the bigger value analyzed bring on an reduction of pavement useful life, in relation to rutting, in amount of maximum 9%. Therefore, was verified that the increase of tire inflation pressure does not have significant influence on this mechanism of rupture. Otherwise, to fatigue, the increase from the smaller to the bigger value of tire inflation pressure can reduce the fatigue life of pavement, to some specific structures, in almost fifty percent. Thus, was verified a strong relation between high tire inflation pressure and fatigue cracking.*

**KEY WORDS:** Tire inflation pressure, fatigue, rutting.

### 1 - INTRODUÇÃO

A estrutura de um pavimento é solicitada pela ação das cargas do tráfego e a transmissão destas ocorre por meio dos pneus dos veículos que circulam pela via. Nas rodovias brasileiras, o carregamento dos veículos comerciais é fiscalizado por intermédio de postos de pesagem dotados com balança. Entretanto, a escassez e, quando fiscalizada, a descontinuidade das ações fiscalizatórias destes postos ao longo do território brasileiro favorece o desrespeito à lei em relação ao carregamento máximo permitido por eixo. Ademais, a legislação brasileira não prevê o controle da pressão de inflação dos pneus, à despeito das novas tecnologias possibilitarem elevadas pressões de enchimento nos pneumáticos.

A resolução nº 489, publicada pelo Conselho Nacional de Trânsito em 2014, aumentou para 10% o limite de tolerância de peso por eixo para os veículos de carga. Entretanto, a regra só vale para os veículos comerciais que não ultrapassem o limite de 5% do peso bruto total ou peso bruto total combinado. Caso seja ultrapassado, a margem por eixo permanece 7,5% (CONTRAN, 2014).

A mudança na legislação foi alvo de opiniões divididas no meio técnico rodoviário. Na prática, verifica-se que a resolução brasileira é mais tolerante do que aquela imposta pelos Estados Unidos da América (EUA), aonde, segundo os dados do FHWA (2015,a), o Eixo Simples de Rodas Duplas, por exemplo, possui carga máxima legal igual a 89kN (inferiores aos 100kN limitados no Brasil – sem a margem de tolerância concedida pelo CONTRAN) em rodovias interestaduais. Entre os países membros da União Europeia, de acordo com Albano (2005), as cargas máximas legais, em sua maioria, são bastante semelhantes àquelas impostas no Brasil. Porém, transferir a responsabilidade das deficiências das rodovias nacionais para as tolerâncias nas cargas máximas legais é uma simplificação inadequada. Cabe aos procedimentos de dimensionamento e projetistas considerarem adequadamente a demanda rodoviária, representada também por elevadas cargas por eixo.

Todavia, quando se trata de fiscalização, a realidade brasileira é bastante diferente. Fontenele e Fernandes Júnior (2014, b) afirmam que dos 78 postos de pesagem que existem no país (fixos ou móveis), 66% se encontravam não operantes, ou localizados inadequadamente, possibilitando a utilização de rotas de fuga. Nos EUA, estavam em operação, no ano de 2009, 680 estações de pesagem distribuídas ao longo das principais rodovias americanas (FHWA, 2009).

Segundo Chou (1996), a inexistência ou inoperação dos postos de pesagem afeta não só o cumprimento da lei, mas dificulta a obtenção de fatores de carga reais e, a partir daí, a equivalência de carga por eixo, que influencia no dimensionamento de estruturas de pavimentos.

Ademais, a deterioração de um pavimento não está limitada às cargas do tráfego. Fatores como o material utilizado na estrutura e a pressão de inflação dos pneus também podem inferir na vida útil do pavimento. Entretanto, nota-se que os órgãos fiscalizadores atribuem exclusiva atenção para a carga dos eixos dos veículos comerciais e negligenciam a pressão de inflação dos pneus – fator que age diretamente no processo de degradação do pavimento.

Vale ressaltar que os fabricantes de pneus disponibilizam recomendações para a pressão de enchimento dos pneus em função da carga atuante por roda simples e dupla e para cada diferente tamanho dos pneumáticos. Todavia, a forma, o valor e a distribuição da pressão de contato é uma questão de difícil generalização. Sendo assim, a negligência perante a fiscalização da pressão de inflação dos pneus (no cenário rodoviário nacional e internacional) pode ser atribuída à dificuldade do processo fiscalizatório, o qual engloba diferentes fatores, tais como o tipo e tamanho do pneu, além da própria borracha utilizada na fabricação do material.

## 2. MODELOS DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Durante as últimas décadas, tanto na Europa quanto nos Estados Unidos, houve uma tendência destacada de substituição dos tradicionais métodos de dimensionamento de pavimentos (empíricos) pelos chamados métodos mecanicistas (SOARES et al, 2009).

Segundo Motta (1991), o dimensionamento mecanicista nada mais é do que a seleção de materiais e espessuras das diversas camadas do pavimento, de tal maneira que as tensões de tração do revestimento e as tensões verticais no subleito suportem a ação do tráfego comercial, antes que ocorram trincas por fadiga ou um determinado afundamento máximo estabelecido na trilha de roda.

Fontenele e Fernandes Júnior (2014, b) ressaltam que existem vários fatores que podem afetar o desempenho de um pavimento e estes se agrupam nas categorias de: fatores associados ao tráfego (volumes de tráfego, pressão de inflação dos pneus, tipos e cargas de eixos, mecanismos de aplicação de carga e tempo), à composição e propriedade dos materiais (capacidade de suporte, módulo de resiliência e elasticidade, coeficiente de Poisson e distribuição granulométrica), associados ao ambiente (temperatura, umidade, congelamento e descongelamento, precipitação e águas subterrâneas) e outros (dispositivos de drenagem, espessura do pavimento, macro e micro textura da superfície e nível de manutenção). Frente a todos esses fatores, existem os modelos de desempenho, isto é, expressões matemáticas que modelam o dano específico do pavimento.

Franco (2007) explica que os modelos de desempenho funcionam como limitantes para a determinação de espessuras de camadas estruturais no dimensionamento do pavimento e que um dos fatores essenciais para o desenvolvimento de um projeto estrutural de pavimentação é o critério de ruptura, pois influencia diretamente nos custos da obra. Em pavimentos revestidos por concreto asfáltico, a grande parte desses modelos é referente a dois mecanismos de ruptura: o trincamento por fadiga da camada asfáltica e a deformação permanente nas trilhas de roda.

Medina e Motta (2015) afirmam que o trincamento na camada superior de concreto asfáltico, desenvolvido pela flexão alternada da camada superficial apoiada em camadas granulares (em geral deformáveis elasticamente), é o defeito mais frequente nos pavimentos flexíveis brasileiros. Papagiannakis e Masad (2007) citam variados tipos de trincas, explicando que, quando o pavimento é solicitado pelo carregamento dos eixos, as trincas originadas pelo sucessivo dano de fadiga na estrutura aparecem como um padrão de polígonos interconectados que se assemelham ao couro de crocodilo.

Neste estudo, o modelo utilizado para o cálculo dos valores de solicitações admissíveis para fadiga foi desenvolvido por Franco (2007), conforme Equação 1.

$$N = fcl \cdot 1,904 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{2,821} \cdot \left(\frac{1}{MR}\right)^{0,74} \quad (1)$$

Onde:

**N** = valor de solicitações admissíveis à fadiga;

**$\varepsilon_t$**  = deformação horizontal de tração no fundo do concreto asfáltico (m/m);

**MR** = Módulo de Resiliência do CA (MPa);

**fcl** = fator campo laboratório =  $10^5$  (conforme recomendações de Pinto, 1991).

Destacam-se também, nas rodovias brasileiras, a ocorrência de deformações permanentes nas trilhas de rodas dos veículos comerciais em estradas, corredores de ônibus urbanos, e nos pátios de estacionamento revestidos com concreto asfáltico. O afundamento de trilha de roda, segundo Balbo (2007), é

uma deformação plástica/permanente que atinge o revestimento asfáltico e/ou o sistema.

Franco (2007) afirma que para a previsão de desempenho frente à deformação por afundamento em trilha de roda, o critério da deformação limite no topo do subleito é o mais utilizado pelos métodos de dimensionamento, uma vez que, à medida que se aumenta a espessura total do pavimento, as tensões que chegam ao topo do subleito tendem a diminuir.

Utilizou-se então, para este mecanismo de ruptura, um dos modelos do método de dimensionamento do Asphalt Institute, apresentado por Monismith e Brown (1999), através da Equação 2.

$$N = 1,365 \cdot 10^{-9} \cdot \varepsilon_c^{-4,477} \quad (2)$$

Onde:

$N$  = valor de solicitações admissíveis à deformação permanente;

$\varepsilon_c$  = deformação vertical de compressão no topo do subleito (m/m).

Vale salientar que estes modelos de desempenho escolhidos para o estudo calculam os valores de solicitações admissíveis através de critérios presentes em grande parte dos modelos existentes na literatura. Como a intenção do trabalho é verificar a influência causada pelo aumento da pressão de inflação e da carga na degradação de estruturas típicas, a aplicação de outros modelos de desempenho, tais como o do Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) ou o do FHWA – calibrado a partir de dados obtidos em pistas experimentais da AASHO Road Test (FHWA, 2015, b) –, resultam em reduções percentuais do número de solicitações admissíveis semelhantes, causadas tanto pelo aumento da pressão dos pneus quanto pelo acréscimo de carga. Isto acontece, pois, nos modelos citados, o critério utilizado para a fadiga da camada asfáltica é a deformação horizontal de tração no fundo do concreto asfáltico, o mesmo adotado por Franco (2007).

Analogamente, os modelos de desempenho frente à deformação permanente que utilizam o critério da deformação vertical no topo do subleito, tais como o do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées da França – apresentado por Monismith e Brown (1999) – ou o modelo do Corpo dos Engenheiros do Exército Americano (USACE), utilizado pela FAA (2006), resultam em percentuais de redução, nos valores de solicitações, equiparáveis àqueles obtidos com o modelo do Asphalt Institute.

### 3 . PRESSÃO DE INFLAÇÃO DOS PNEUS

Para o dimensionamento de pavimentos, Yoder e Witczak (1975) indicam a variação da pressão de inflação dos pneus como um dos fatores responsáveis pela degradação da estrutura. Os autores explicam que o aumento da pressão de inflação dos pneus proporciona a redução do raio de contato do pneu com o pavimento, aumentando a incidência de defeitos na estrutura. No Brasil, Fernandes Júnior (1995) avaliou os impactos econômicos dos fatores de tráfego a partir da aplicação do modelo HDM III. O autor constatou que os custos de manutenção e construção correspondentes à menor pressão de inflação dos pneus avaliada (0,56MPa) foram significativamente inferiores aqueles correspondentes à pressão de enchimento de 0,84MPa.

No trabalho de Albano (1998), foi desenvolvida uma pesquisa de campo junto ao Posto de Pedágio da rodovia RS/240, no município de Portão-RS, aonde foram coletados dados referentes à pressão de inflação dos pneus da frota de veículos pesados. O autor verificou que a pressão de enchimento média na amostra de todos os pneus não dianteiros (radiais e convencionais) foi de 0,72MPa.

O estudo do autor constatou, em 1998, que os veículos comerciais trafegavam com maiores pressões de inflação do que as consideradas nos métodos de dimensionamento e avaliação de pavimentos. Com avanço da tecnologia dos equipamentos rodoviários, das montadoras de caminhões e das fabricantes de pneus, acredita-se que, atualmente, estes valores sejam ainda maiores.

Ademais, Fernandes Júnior et al (2007) indicam que pressão de inflação dos pneus dos veículos influencia não apenas o dimensionamento de pavimentos, mas também a dosagem de misturas asfálticas, os critérios de alocação de custos rodoviários e a regulamentação técnica.

No âmbito internacional, Owende et al (2001) atentou para o potencial da tecnologia de pressão de inflação dos pneus para minimizar os danos em pavimentos com camadas delgadas de concreto asfáltico. A partir dos resultados, os autores concluíram que menores pressões de inflação (0,35 e 0,49MPa) aumentam a vida de fadiga da camada de revestimento em relação a maiores pressões (0,63 e 0,77MPa).

Machemehl et al (2005) descrevem um estudo com variação dos valores de carga do eixo e da pressão de inflação dos pneus, onde concluem que a pressão de enchimento apresenta uma forte relação com as deformações horizontais de tração na fibra inferior do revestimento, bem como com tensões próximas à superfície do revestimento. Isto ocorre, pois, mantendo o carregamento constante e elevando o valor de pressão de inflação dos pneus, ocorre uma redução da área de contato, tornando a pressão de contato pneu-pavimento maior. Assim, há maiores esforços atuantes no revestimento asfáltico, acelerando o processo de degradação por fadiga. Em contrapartida, segundo os autores, os efeitos da pressão de enchimento dos pneus na deformação permanente são menores, principalmente nas estruturas robustas.

Segundo Romero e Lozano (2006), a variação da rigidez dos pneus, causada pelo aumento da pressão de inflação, pode influenciar a distribuição espacial do carregamento dos eixos, quando considerada uma situação de tráfego de diferentes tipos de veículos. Xue et al (2016) conduziram avaliações em duas rodovias americanas utilizando três diferentes pressões de inflação, com quatro diferentes tipos de pneus. Critérios mecanicistas empíricos foram utilizados para prever a degradação por fadiga e deformação permanente nas pistas experimentais, a partir de dados coletados por strain gages. Seus resultados indicaram que a condição mais favorável, para os quatro diferentes tipos de pneus, foi encontrada para a menor pressão de inflação.

#### 4. MATRIZ FATORIAL DO ESTUDO

Para a realização deste estudo, foram considerados diferentes conjuntos com variação na espessura das camadas e nos módulos de resiliência dos materiais que constituem as camadas de pavimentos revestidos por concreto asfáltico. Para cada conjunto, foi simulado o carregamento do Eixo Simples de Rodas Duplas (ESRD) de 70kN, 80kN, 100kN, 120kN, 140kN e 170kN, cada um com pressão de inflação dos pneus de 0,55MPa (80psi), 0,69MPa (100psi) e 0,83MPa (120psi).

A utilização de valores elevados para pressão dos pneus busca investigar os casos extremos, mencionados por Albano (1998) e Fernandes Júnior et al (2007). A faixa de carga por eixo adotada é baseada nas avaliações realizadas por Balbo (2007), através de campanhas de pesagem amostral, as quais destacam o desrespeito constante das cargas máximas legais dos eixos de veículos comerciais regulamentados nas rodovias federais. Sendo assim, justifica-se a utilização das cargas elevadas do ESRD, de até 70% acima da carga máxima legal, estudadas neste trabalho.

As espessuras do revestimento e da base e os módulos de resiliência do revestimento, da base e do subleito foram variados de acordo com a Tabela 1.

**Tabela 1:** Espessuras e parâmetros elásticos adotados

Camada	Material	Espessura (mm)	MR (MPa)	Poisson
Revestimento	CA	50 – 75 – 100 – 125	4.000 – 5.000 – 6.000 – 7.000	0,35
Base Granular	BGS	200 – 300 – 400	100 – 300 – 500	0,40
Subleito	Subleito	-	29 – 79 – 123	0,45

Onde:

CA = Concreto Asfáltico;

BGS = Brita Graduada Simples;

MR = Módulo de Resiliência.

Vale ressaltar que foram consideradas configurações de estruturas e materiais típicos de pavimentos brasileiros. A opção por um sistema de duas camadas sobrepostas ao subleito, com a camada granular robusta (até 400mm) foi adotada visando englobar estruturas com sub-base granular sem a inclusão de uma nova camada, objetivando não estender ainda mais o tamanho da matriz fatorial.

Os valores adotados para os módulos de resiliência do revestimento e da base granular, além dos coeficientes de Poisson de todas as camadas, seguem os valores referenciais encontrados na literatura (BALBO, 2007; BERNUCCI et al, 2010; MEDINA E MOTTA, 2015). Em relação à rigidez do subleito, estas foram determinadas a partir de CBRs obtidos em solos típicos da região do estudo.

Com os dados propostos, realizou-se uma análise combinatória com o carregamento imposto ao pavimento pelo Eixo Simples de Rodas Duplas e sua respectiva pressão de inflação dos pneus, obtendo-se variadas configurações de pavimentos flexíveis. Foram simulados 432 conjuntos (estrutura mais módulos de resiliência) combinados com três diferentes valores de pressão dos pneus e seis carregamentos distintos do ESRD, totalizando 7.776 simulações numéricas realizadas no software SisPav, na ferramenta de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC).

Foram avaliadas, através do AEMC, a deformação horizontal de tração no fundo do concreto asfáltico ( $\epsilon_t$ ) e a deformação vertical de compressão no topo do subleito ( $\epsilon_c$ ). De posse destes valores, foram aplicados os modelos de desempenho descritos anteriormente nas Equações 1 e 2, para identificar os valores de solicitações admissíveis para fadiga ( $N_{FADIGA}$ ) e deformação permanente ( $N_{ATR}$ ). Desta maneira, foi possível avaliar, para casos específicos, a influência da pressão de inflação dos pneus e da carga do eixo na deterioração do pavimento por estes dois mecanismos de ruptura. Além disso, identificou-se como esta influência da pressão se comporta à medida que o carregamento do eixo é elevado e as configurações da estrutura do pavimento são modificadas.

## 5. RESULTADOS

Por meio das informações obtidas com o AEMC e a aplicação dos modelos de desempenho, realizou-se um cruzamento de dados (Figura 1) entre todos os casos avaliados e os seus respectivos valores de solicitações admissíveis à fadiga ( $N_{FADIGA}$ ) e à deformação permanente ( $N_{ATR}$ ), calculados para cada estrutura.

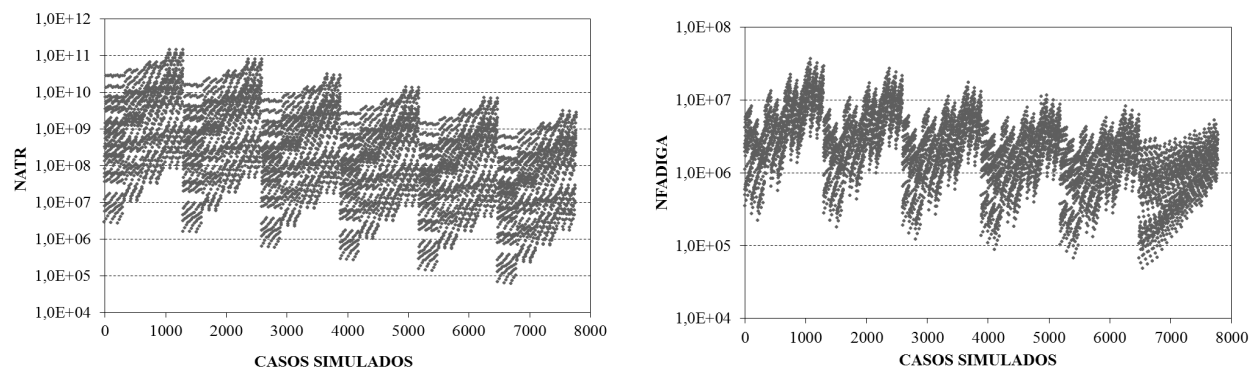


Figura 1: Comportamento do  $N_{FADIGA}$  e  $N_{ATR}$  de todos os casos simulados

Com estas informações, buscaram-se verificar quais das variáveis independentes (carga do eixo, pressão de inflação dos pneus, espessuras das camadas e módulos de resiliência dos materiais que a constituem) possuem maior influência na composição das variáveis de resposta (valores de solicitações admissíveis para fadiga e deformação permanente). A partir dos resultados, verificou-se que, para deformação permanente, a pressão de enchimento dos pneus tem baixa influência na composição da variável de resposta, a qual é majoritariamente delimitada pelo carregamento do eixo. Já para o mecanismo de ruptura por fadiga, verificou-se que a pressão dos pneus se aproxima em relevância da ainda preponderante carga do eixo.

É importante salientar que esta constatação não é uma característica exclusiva do ESRD. Estudos realizados por Fontenele e Fernandes Júnior (2014, a), com o Eixo Simples de Rodas Simples e Bueno et al (2015), com o Eixo Duplo Direcional, também indicaram forte influência da pressão de inflação dos pneus no mecanismo de ruptura por fadiga. Todavia, no presente trabalho, as análises foram realizadas para o ESRD devido a sua maior incidência na composição dos veículos comerciais.

Em face da dificuldade de apresentação de todos os dados em um artigo, devido ao montante significativo de resultados acumulados, foram escolhidos alguns conjuntos característicos para avaliação da influência do aumento da pressão de inflação dos pneus no  $N_{FADIGA}$  e no  $N_{ATR}$ . Esses conjuntos são considerados de desempenho intermediário, uma vez que os valores de módulo de resiliência e espessura fixados são de caráter mediano. É importante salientar que os demais dados geraram resultados com a mesma tendência destes que serão apresentados.

Nesse primeiro caso, o objetivo foi verificar o efeito causado pelo aumento da pressão nas solicitações admissíveis para cada um dos mecanismos de ruptura avaliados à medida que a camada de concreto asfáltico se tornava mais espessa. A Tabela 2 apresenta as espessuras e módulos de resiliência dos conjuntos simulados.

Tabela 2: Conjuntos característicos com variação de espessura do revestimento

Material	Espessura (mm)	MR (MPa)
CA	50 – 75 – 100 – 125	5.000
BGS	400	300
Subleito	-	79

Os gráficos exibidos na Figura 2 confrontam, para cada uma das diferentes pressões de inflação dos pneus avaliadas, o  $N_{ATR}$  em relação à Carga do Eixo. O valor percentual destacado sobre a série de valores apresenta a redução causada no  $N_{ATR}$  quando a pressão de inflação dos pneus foi aumentada do seu valor mínimo (0,55MPa) para o seu valor máximo (0,83MPa).

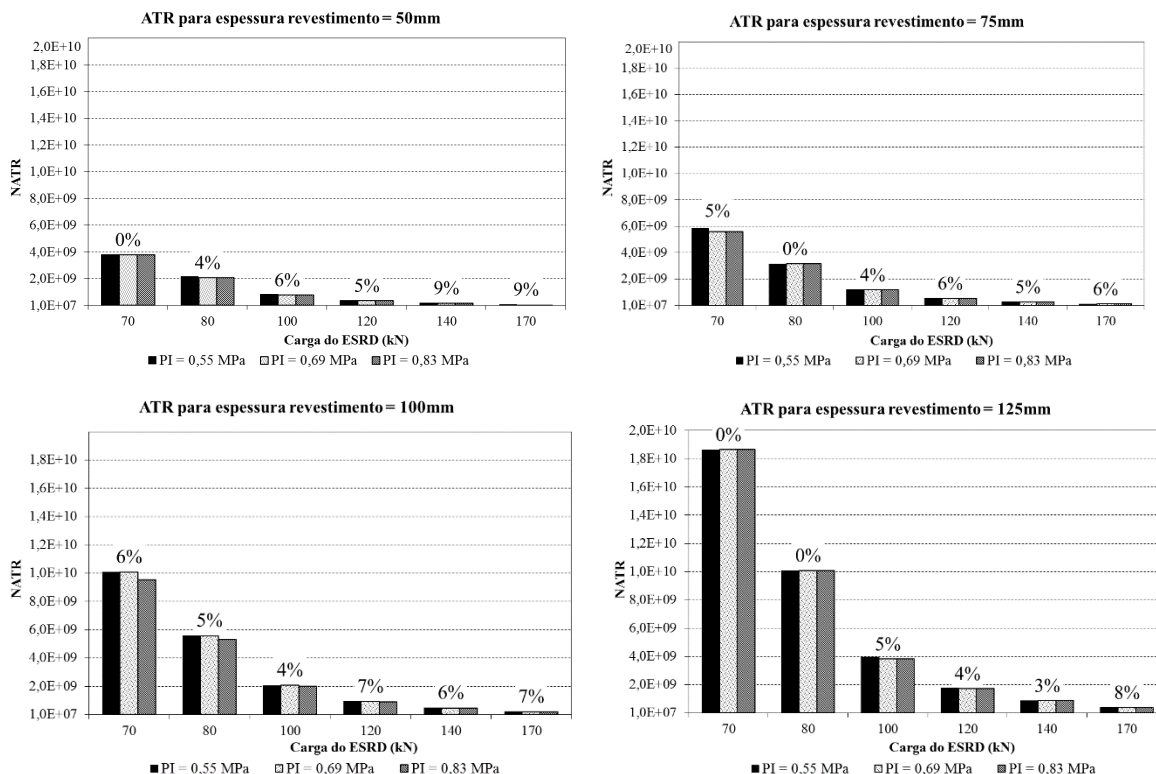


Figura 2: Carga do ESRD x  $N_{ATR}$  com variação de espessura do revestimento da estrutura característica.

Conforme o esperado, o valor do  $N_{ATR}$  aumenta à medida que o revestimento se torna mais robusto e diminui à medida que o carregamento do eixo simples de rodas duplas é elevado. No entanto, pode-se perceber, através da Figura 2, que quando a pressão de inflação dos pneus é elevada de 0,55 para 0,83MPa não ocorrem mudanças significativas no valor de  $N_{ATR}$  (redução percentual de no máximo 9% nos casos de revestimento asfáltico igual a 50mm). Sendo assim, pode-se dizer que o efeito da pressão de inflação dos pneus não apresenta relevância considerável para este mecanismo de ruptura. Desta forma, os resultados condizem com aqueles encontrados por Machemehl et al (2005). Percebe-se também que à medida que a carga do ESRD é elevada, o percentual de redução do  $N_{ATR}$ , causado pelo aumento de pressão, não sofre variações significativas, sem possibilitar a identificação de um padrão de comportamento ao decorrer do crescimento do carregamento.

A Figura 3 apresenta os valores de solicitações admissíveis à fadiga do pavimento ( $N_{FADIGA}$ ), para os mesmos conjuntos de dados da Tabela 2, carregamento do eixo e pressão de inflação dos pneus.

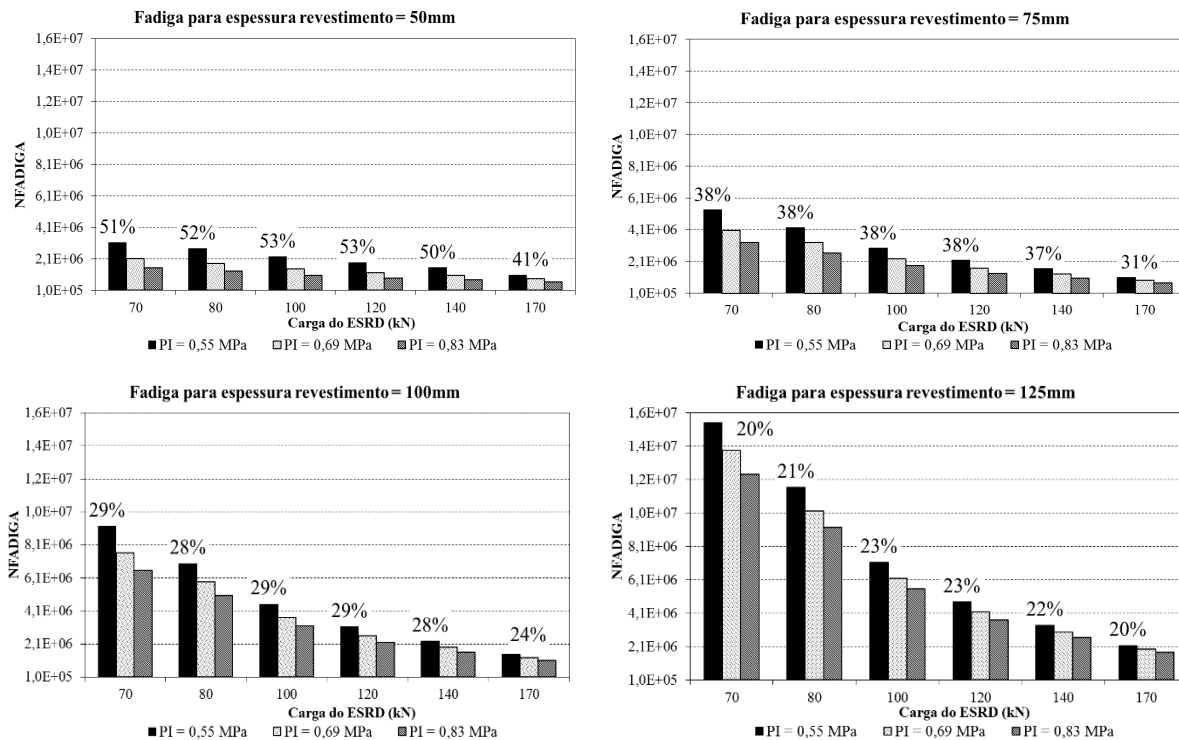


Figura 3: Carga do ESRD x  $N_{FADIGA}$  com variação de espessura do revestimento dos conjuntos característicos.

Pode-se visualizar, através da Figura 3, o aumento do  $N_{FADIGA}$  de maneira diretamente proporcional ao aumento da espessura da camada de concreto asfáltico. Da mesma forma ocorrida para o  $N_{ATR}$ , o aumento do carregamento do ESRD causa redução no valor do  $N_{FADIGA}$ .

Percebe-se que a pressão dos pneus se torna uma variável muito influente na composição do  $N_{FADIGA}$ . O aumento da pressão de inflação de 0,55 para 0,83MPa causa, quando avaliado o conjunto com espessura da camada de concreto asfáltico igual a 50mm, mais de 50% de redução no número de solicitações admissíveis para fadiga do pavimento. Ou seja, numa mesma estrutura, quando aumentado em 50% o valor da pressão de inflação dos pneus, o eixo pode danificar até duas vezes mais o pavimento, acelerando o processo de ruptura. Verificou-se também que à medida que a espessura do revestimento se torna mais robusta, o percentual de redução do  $N_{FADIGA}$  causado pelo aumento da pressão se torna significativamente menor, ou seja, necessita-se de uma camada mais espessa de concreto asfáltico para neutralizar o efeito da circulação de eixos com pressão de inflação dos pneus elevadas.

Desta forma, pode-se fazer a seguinte análise: quando a espessura do revestimento é baixa (50mm) e a pressão de inflação dos pneus é elevada em 50% (0,55 para 0,83MPa), o  $N_{FADIGA}$  reduz cerca de 50%. Já quando a carga do eixo é aumentada em 50% (80kN para 120kN) o  $N_{FADIGA}$  reduz cerca de 30%. Ou seja, com espessuras de revestimento delgadas, a pressão de inflação dos pneus representa maior influência na redução do  $N_{FADIGA}$  do que a própria carga do ESRD. À medida que a espessura do revestimento se torna mais espessa, estes valores percentuais vão se invertendo. Quando as mesmas observações são feitas com a espessura de revestimento máxima (125mm), o aumento de 50% na pressão dos pneus causa redução de aproximadamente 20% no  $N_{FADIGA}$ ; já o mesmo aumento percentual de carga causa redução de cerca de 60% no  $N_{FADIGA}$ .

Em relação ao comportamento da influência da pressão à medida que aumentamos a carga aplicada pelo eixo em uma mesma estrutura, assim como ocorrido para deformação permanente, não é possível identificar um padrão de comportamento dos percentuais de redução do  $N_{FADIGA}$ . Estes percentuais mantêm valores bastante parecidos ao decorrer do acréscimo de carga, com exceção ao carregamento de 170kN, que apresenta um percentual relativamente menor em relação aos demais.

Na sequência, procurou-se verificar a influência da espessura da camada de base granular na redução do  $N_{FADIGA}$  causado pelo aumento na pressão de inflação dos pneus. A Tabela 3 apresenta as espessuras e módulos de resiliência dos conjuntos simulados.

**Tabela 3:** Conjuntos característicos com variação de espessura da base granular

Material	Espessura (mm)	MR (MPa)
CA	75	5.000
BGS	200 – 300 – 400	300
Subleito	-	79

É importante salientar que para esta análise e as que seguem, o  $N_{ATR}$  apresentou o mesmo comportamento, em relação ao aumento da pressão de inflação dos pneus, visualizado no caso em que foram variadas as espessuras do revestimento. Ou seja, quando foram elevadas as pressões de inflação, a redução no  $N_{ATR}$  foi de baixa significância, com valores sempre menores do que 10%. Portanto, optou-se por dar continuidade às análises com enfoque no  $N_{FADIGA}$ .

A Figura 4 apresenta, para os conjuntos exibidos na Tabela 3, os valores de  $N_{FADIGA}$  analisados para cada carregamento de eixo e pressão dos pneus à medida que são modificadas as espessuras da base granular.

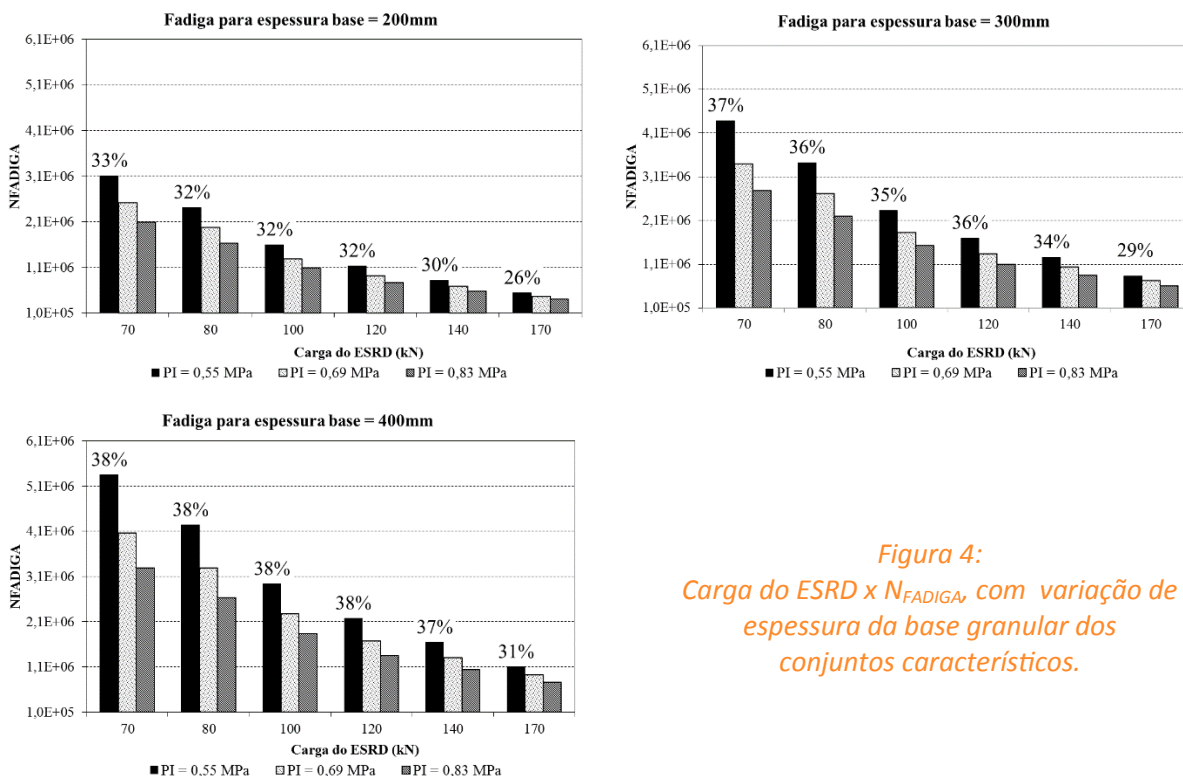


Figura 4: Carga do ESRD x  $N_{FADIGA}$ , com variação de espessura da base granular dos conjuntos característicos.

Novamente, percebe-se que os valores de  $N_{FADIGA}$  crescem juntamente ao aumento de espessura da camada granular. Porém, em relação ao aumento da pressão de inflação dos pneus, pode-se perceber que à medida que a camada de brita graduada se torna mais robusta, o aumento da pressão de inflação dos pneus causa mais impacto na redução do  $N_{FADIGA}$ . Realizando a mesma análise feita para o caso anterior, com o aumento da pressão de inflação dos pneus em 50%, o  $N_{FADIGA}$  reduz em cerca de 30% quando a espessura da base é igual a 200mm. Já o aumento da carga em 50% reduz o  $N_{FADIGA}$  em aproximadamente 50%.

Aumentando a espessura da base para 400mm e novamente realizando o aumento percentual de 50% na pressão dos pneus, a redução no  $N_{FADIGA}$  varia pouco em relação à espessura anterior, não chegando a 40%; quando a carga é elevada em 50%, a redução do  $N_{FADIGA}$  também não sofre grandes modificações, se aproximando dos 45%. Assim, comparando a alteração da menor espessura de base para a maior, há redução – ainda que pouco significativa – da influência da carga e aumento da significância da pressão, constatando-se, portanto, um comportamento inverso em relação ao caso anterior (aonde foram variadas as espessuras do revestimento).

Em relação ao aumento de carga em uma mesma estrutura, nota-se que, analogamente ao caso anterior, quando foi trabalhado com um carregamento 70% maior do que a carga máxima legal do eixo, os valores percentuais de redução do  $N_{FADIGA}$ , originados pelo aumento de pressão de infla-

Tabela 4: Conjuntos característicos com variação do módulo de resiliência do revestimento

Material	Espessura (mm)	MR (MPa)
CA	100	4.000 – 5.000 – 6.000 – 7.000
BGS	400	300
Subleito	-	79

A Figura 5 apresenta, para os conjuntos exibidos na Tabela 4, os valores de  $N_{FADIGA}$  analisados para cada carregamento de eixo e pressão dos pneus. As variações foram realizadas apenas nos valores de módulo de resiliência do concreto asfáltico.

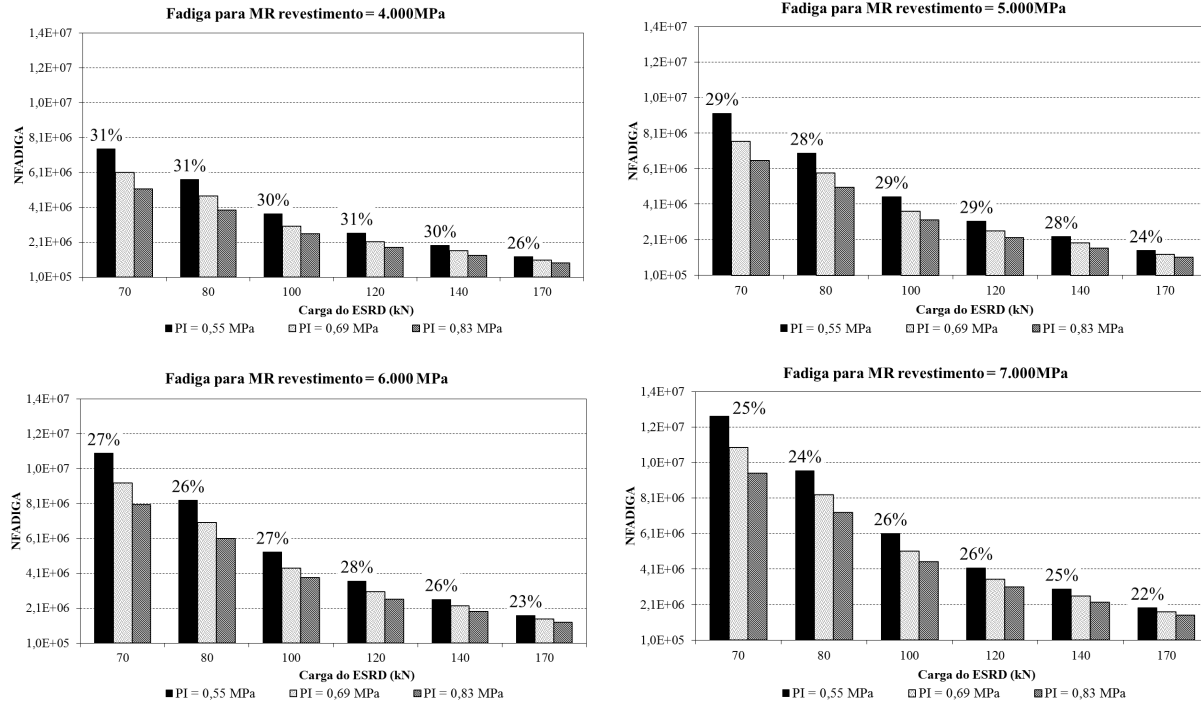


Figura 5: Carga do ESRD x  $N_{FADIGA}$ , com variação do módulo de resiliência do revestimento dos conjuntos característicos.

À medida que o módulo de resiliência do concreto asfáltico se torna mais rígido, o número de solicitações para fadiga do pavimento também aumenta. Ou seja, a deformação de tração no fundo do concreto asfáltico, utilizada no modelo de Franco (2007), reduz com o aumento do MR do revestimento.

Pode-se perceber que, assim como no caso em que foi variada a espessura do concreto asfáltico, quando o módulo de resiliência deste material é elevado, tornando a camada mais rígida, o percentual de redução do  $N_{FADIGA}$  causado pelo aumento da pressão dos pneus, de 0,55 para 0,83MPa, diminui, porém com pouca representatividade.

Quando a pressão de inflação dos pneus é elevada em 50%, o  $N_{FADIGA}$  reduz cerca de 30% para os conjuntos avaliados com o menor MR do concreto asfáltico (4.000MPa). Já quando a carga do eixo é aumentada em 50%, o  $N_{FADIGA}$  reduz cerca de 50%. À medida que o concreto asfáltico se torna mais rígido estes valores percentuais sofrem pequena alteração, conforme pode ser observado nos gráficos da Figura 5.

Os conjuntos apresentados na Tabela 5 foram escolhidos para analisar a influência do aumento do módulo de resiliência da base granular no efeito da pressão de inflação dos pneus no  $N_{FADIGA}$ .

Tabela 5: Conjuntos característicos com variação do módulo de resiliência da base granular

Material	Espessura (mm)	MR (MPa)
CA	100	5.000
BGS	400	100 – 300 – 500
Subleito	-	79

Os valores de  $N_{FADIGA}$  analisados para cada carregamento de eixo e pressão dos pneus com variação nos valores de módulo de resiliência da camada de brita graduada simples (conforme Tabela 5) estão exibidos na Figura 6.

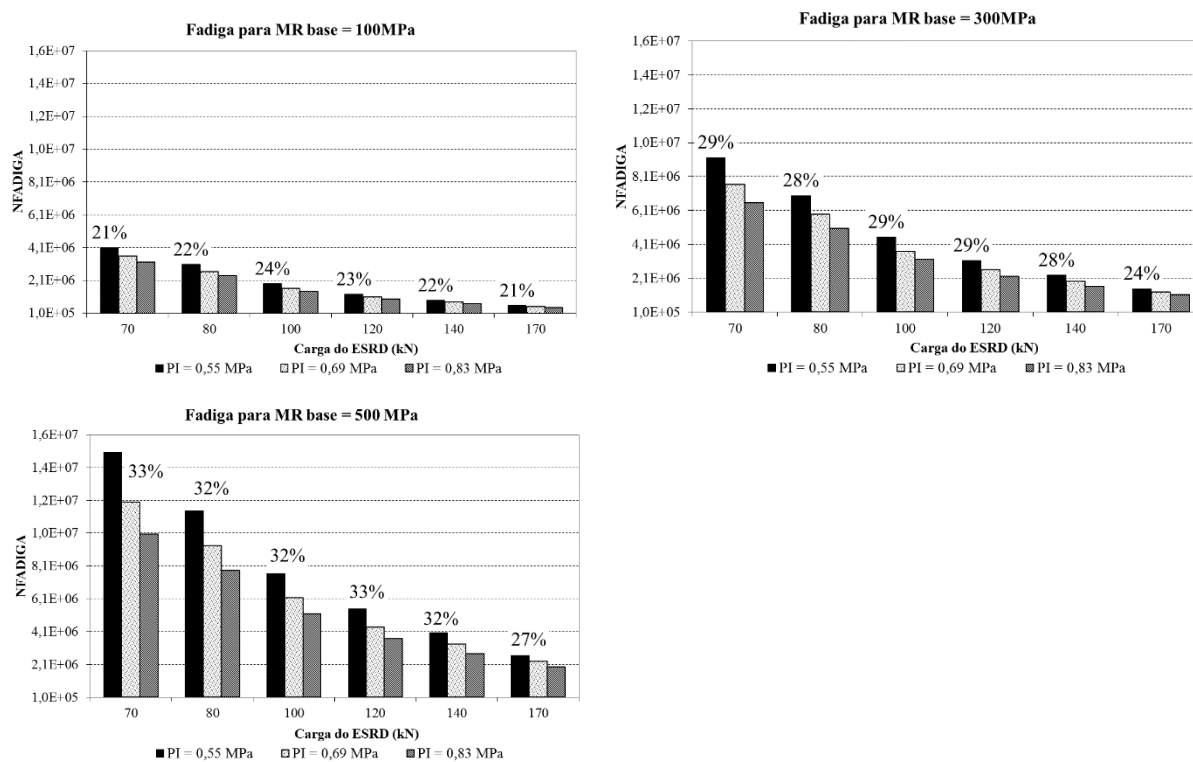


Figura 6: Carga do ESRD x  $N_{FADIGA}$ , com variação do módulo de resiliência da base granular dos conjuntos característicos.

Assim como ocorrido para a camada de revestimento, à medida que a rigidez da base granular é elevada, os valores de  $N_{FADIGA}$  aumentam, ou seja, o número de solicitações admissíveis para fadiga deste pavimento é maior.

O aumento do módulo de resiliência da camada de brita graduada simples gera um comportamento, em relação ao efeito causado pela pressão de inflação dos pneus no  $N_{FADIGA}$ , inverso em comparação com o caso em que foi variada a rigidez da camada de concreto asfáltico. Quando todas as variáveis são mantidas fixas e apenas o módulo de resiliência do material granular é elevado, o percentual de redução do  $N_{FADIGA}$  causado pelo acréscimo da pressão de inflação dos pneus torna-se maior. Ou seja, à medida que esta camada se torna mais rígida a pressão de inflação se torna mais significativa na composição do  $N_{FADIGA}$  e a carga do eixo menos.

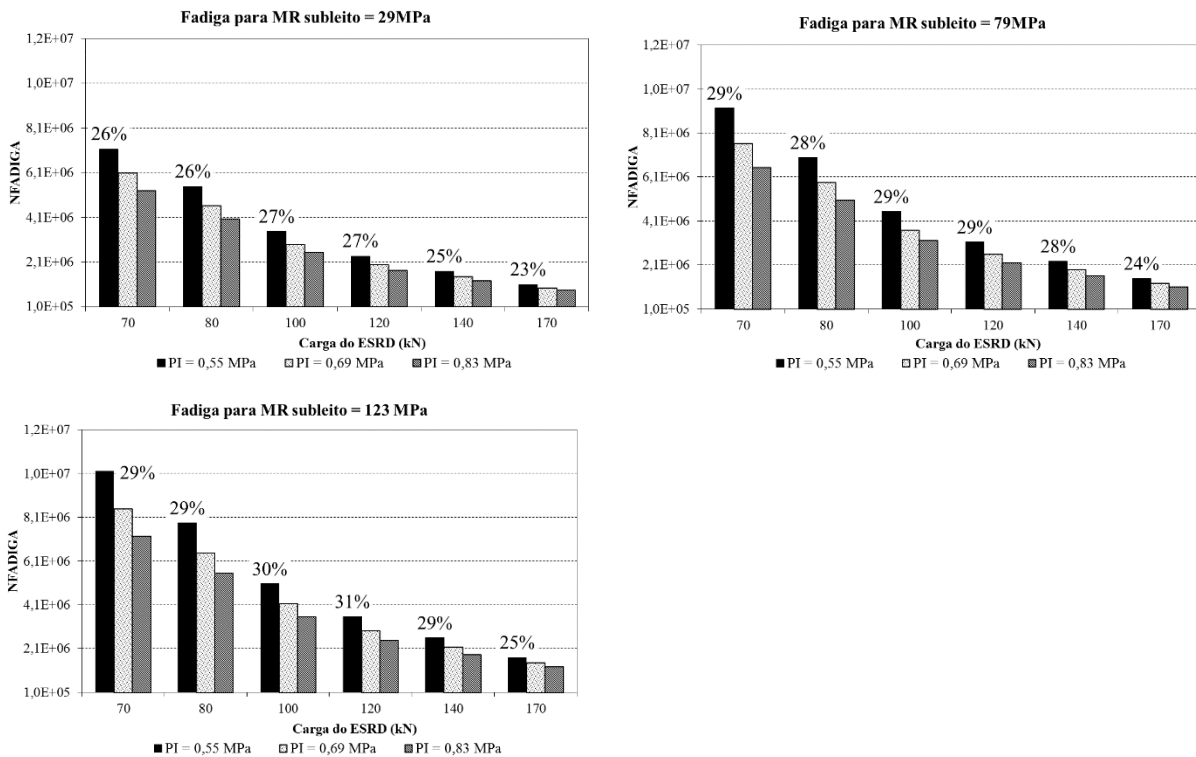
Em relação ao módulo de resiliência do subleito, a Tabela 6 destaca os conjuntos avaliados quando apenas esta variável é modificada no decorrer das simulações numéricas.

**Tabela 6: Conjuntos característicos com variação do módulo de resiliência do subleito**

Material	Espessura (mm)	MR (MPa)
CA	100	5.000
BGS	400	300
Subleito	-	29 – 79 – 123

O comportamento deste caso, conforme apresentado na Figura 7, é análogo àquele que se variou apenas o módulo de resiliência da base granular, porém, com uma magnitude menor. Variando-se apenas o MR do subleito, os percentuais de redução do  $N_{FADIGA}$ , à medida que a pressão de inflação é elevada do seu valor mínimo para o seu valor máximo, modificam-se de maneira sutis, mantendo-se praticamente constantes quando a camada de solo se torna mais rígida.

Assim como em todos os casos anteriores, o aumento do módulo de resiliência da camada (neste caso, o subleito) acarreta em aumento do  $N_{FADIGA}$ .



**Figura 7: Carga do ESRD x  $N_{FADIGA}$ , com variação do módulo de resiliência do subleito dos conjuntos característicos.**

Com o objetivo de sintetizar os resultados anteriormente discutidos, a Tabela 7 apresenta, de maneira resumida, os efeitos de redução percentual médios causados pelo aumento de 50% na pressão de inflação dos pneus (0,55 para 0,83MPa) e por 50% na carga do eixo (80 para 120kN) no  $N_{FADIGA}$  e no  $N_{ATR}$ . As configurações estruturais com as quais foram calculados os percentuais são aquelas expostas nas Tabelas 2 à 6.

Tabela 7: Resumo dos resultados

		$N_{FADIGA}$		$N_{ATR}$	
		$\uparrow p$ (0,55 – 0,83MPa)	$\uparrow Q$ (80 – 120kN)	$\uparrow p$ (0,55 – 0,83MPa)	$\uparrow Q$ (80 – 120kN)
$H_{CA}$ (mm)	50	↓ 50%	↓ 33%	↓ 6%	↓ 83%
	75	↓ 37%	↓ 49%	↓ 4%	↓ 83%
	100	↓ 28%	↓ 56%	↓ 6%	↓ 83%
	125	↓ 22%	↓ 59%	↓ 3%	↓ 83%
$HBGS$ (mm)	200	↓ 31%	↓ 53%	↓ 7%	↓ 82%
	300	↓ 34%	↓ 51%	↓ 7%	↓ 83%
	400	↓ 37%	↓ 49%	↓ 4%	↓ 83%
$MRCA$ (MPa)	4.000	↓ 30%	↓ 54%	↓ 6%	↓ 83%
	5.000	↓ 28%	↓ 56%	↓ 6%	↓ 83%
	6.000	↓ 26%	↓ 56%	↓ 5%	↓ 83%
	7.000	↓ 25%	↓ 57%	↓ 5%	↓ 83%
$MRBGS$ (MPa)	100	↓ 22%	↓ 59%	↓ 5%	↓ 83%
	300	↓ 28%	↓ 56%	↓ 6%	↓ 83%
	500	↓ 31%	↓ 53%	↓ 4%	↓ 83%
$MRSubl.$ (MPa)	29	↓ 26%	↓ 57%	↓ 3%	↓ 83%
	79	↓ 28%	↓ 56%	↓ 6%	↓ 83%
	123	↓ 29%	↓ 55%	↓ 5%	↓ 83%

Comprovou-se assim, a pertinência de controle da pressão dos pneus, assim como da carga do eixo, nas rodovias submetidas ao tráfego intenso de veículos comerciais. Além disso, é importante que os métodos de dimensionamento considerem a realidade do tráfego, composto atualmente por veículos com elevadas pressões de inflação dos pneumáticos combinadas com altos carregamentos. Portanto, torna-se indispensável que os elementos de dimensionamento relacionados ao tráfego (carga do eixo e pressão de inflação dos pneus) sejam melhor investigados na fase de projeto.

## 6. CONCLUSÕES

A partir das simulações numéricas realizadas em acordo com o delinear metodológico deste trabalho, foi possível concluir que:

- À medida que os valores de módulo de resiliência ou espessura de qualquer uma das camadas são elevados, aumenta-se também o valor do  $N_{FADIGA}$  e  $N_{ATR}$ .
- Nota-se uma influência importante na composição dos valores de  $N_{FADIGA}$  por parte da pressão de inflação dos pneus. Quando elevados os valores de espessura e módulo de resiliência do revestimento de concreto asfáltico, a porcentagem de redução no  $N_{FADIGA}$  (causada pelo aumento da menor para a maior pressão de inflação dos pneus) diminui. Assim, entende-se que em uma espessura e módulo de resiliência máximos do concreto asfáltico, a estrutura sente menos a influência da variação da pressão de inflação dos pneus e mais da carga aplicada pelo eixo no pavimento. Destaca-se o fato que, em espessuras delgadas de concreto asfáltico, o aumento de 50% na pressão de inflação dos pneus causa um impacto na redução do  $N_{FADIGA}$  maior do que o

aumento de 50% na carga aplicada pelo ESRD.

- Ainda para fadiga, aumentando os valores de espessura e módulo de resiliência da base, diferentemente do que acontece no revestimento, nota-se que aumenta também a porcentagem de variação da influência da pressão de inflação, indicando que quanto maior a espessura da camada de base, e quanto maior a rigidez desta camada, maior a influência da pressão de inflação dos pneus na redução do  $N_{FADIGA}$ . Já para o subleito, o aumento de rigidez da camada de solo mostrou pouca influência nos valores de redução do  $N_{FADIGA}$  causada pelo aumento da pressão de enchimento dos pneus.
- Para a deformação permanente, vale ressaltar que alguns estudos já verificaram que quanto maior a pressão de contato, mais rápido haverá formação de trilhas de rodas provocadas por veículos pesados. Nas análises numéricas realizadas nesta pesquisa, o aumento da pressão de inflação dos pneus mostrou pouco efeito no  $N_{ATR}$  quando comparado ao  $N_{FADIGA}$ ; porém, esse efeito existe e merece ser investigado, principalmente em relação à influência que exerce nas camadas asfálticas.

Sustentou-se assim, por meio de uma análise mecanicista adaptada ao cenário rodoviário nacional, a necessidade de discussão em relação ao controle não só da carga do eixo, mas também da pressão de inflação dos pneus dos veículos comerciais. Cabe também ressaltar que um projeto estrutural de pavimentação deve investigar e considerar corretamente os elementos de dimensionamento relacionados ao tráfego (carregamento do eixo e pressão dos pneus) na fase de projeto, englobando também os casos de sobrecarga e excesso de pressão de inflação nos pneumáticos.

### Agradecimentos

À REDE TEMÁTICA DO ASFALTO ANP/PETROBRAS pelo apoio às pesquisas do Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária – GEPPASV da Universidade Federal de Santa Maria.

### 7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALBANO, J. F. Efeitos da variação de carga por eixo, pressão de inflação e tipo de pneu na resposta elástica de um pavimento. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Porto Alegre/RS: UFRGS – PPGE, 1998.
- ALBANO, J. F. Efeitos dos excessos de carga sobre a durabilidade de pavimentos Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Porto Alegre/RS: UFRGS – PPGE, 2005.
- BALBO, J. T. Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração. Oficina de Textos, São Paulo, 2007.
- BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J.A. P.; SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros. Petrobras; Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto, Rio de Janeiro, 2010.
- BUENO, L.D.; OLIVEIRA, M.F.; TRINDADE, G.S.; OLIVEIRA, R.L.; PEREIRA, D.S.; SPECHT, L.P.; ROSSATO, F.P. Determinação do Fator de Equivalência de Carga do Eixo Duplo Direcional. 44ª Reunião Anual de Pavimentação. Foz do Iguaçu - PR, 2015.
- CHOU, C. J. Effect of overloaded heavy vehicles on pavement and bridge design. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board n.1539, p.58-65. Washington, 1996.
- CONTRAN. Conselho Nacional de Trânsito. Resolução nº 489 de 05/06/2014. Brasília, 2014
- FAA. Federal Aviation Administration. Airport pavement design and evaluation. Advisory Circular - AC 150/5320- 6D Change 4, Federal Aviation Administration, Washington, 2006.

- FHWA. 2015, a. Federal Highway Administration. Freight Management and Operations – Truck Size and Weight. Disponível em: <<http://ops.fhwa.dot.gov/Freight/sw/index.htm>>. Acesso em: janeiro/2016.
- FHWA. 2015, b. Federal Highway Administration. Pavement Management Systems. Disponível em: <http://www.fhwa.dot.gov/advancedresearch/pubs.cfm>. Acesso em: janeiro/2016.
- FERNANDES JÚNIOR, J. L. Investigação dos efeitos das solicitações de tráfego sobre o desempenho de pavimentos. 313 p. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.
- FERNANDES JUNIOR, J. L.; PAES, J. C.; PEREIRA, P. A. A. Avaliação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos flexíveis portugueses e brasileiros. Revista Pavimentação, Ano II, n.5, pp.28-38. Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv, Rio de Janeiro, 2007.
- FONTENELE, H. B.; FERNANDES JÚNIOR, J.L. O efeito da caracterização do tráfego no desempenho de pavimento flexível. Ciência e Engenharia (Science & Engineering Journal). V. 23, n. 1, p. 09-16, 2014, a.
- FONTENELE, H. B.; FERNANDES JÚNIOR, J.L. Representação do tráfego de veículos rodoviários de carga através de espectros de carga por eixo e seu efeito no desempenho dos pavimentos. CLA Cultural Ltda., São Paulo, 2014, b.
- FRANCO, F. A. C. P. Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav. 294 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.
- MACHEMEHL, R.B.; WANG, F.; PROZZI, J.A. Analytical study of effects of truck tire pressure on pavements using measured tire-pavement contact stress data. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board. TRB 2005 Annual Meeting CD-ROOM. Washington, 2005.
- MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. Mecânica dos Pavimentos – 3ª edição. Editora Interciência, Rio de Janeiro, 2015.
- MONISMITH, C. L.; BROWN, S. F. Developments in the structural design and rehabilitation of asphalt pavements over three quarters of a century. In: The Association of Asphalt Paving Technologists, 75th Anniversary Volume, 1999.
- MOTTA, L.M.G. Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas. 365 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. Guide for mechanistic-empirical pavement design. NCHRP, Washington-DC, USA, 2004.
- OWENDE, P. M.; HARTMAN, A. M.; WARD, S. M.; GILCHRIST, M. D.; & O'MAHONY, M. J. (2001). Minimizing distress on flexible pavements using variable tire pressure. Journal of Transportation Engineering, 127(3), 254–262.
- PAPAGIANNAKIS, A.T.; MASAD, E.A. Pavement design and materials. Hoboken: John Wiley & Sons. 542p, 2007.
- PINTO, S. Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos. 477 f. Tese (Doutorado) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação - COPPE, Rio de Janeiro, 1991.
- ROMERO, J. A.; LOZANO, A. Effect of trucks suspension and tire properties on pavement damage spatial distribution. 85th Annual Meeting of the Transportation Research Board, 2006.
- SOARES, J. B.; MORENO, A. M.; MOTTA, L. M. G. Aspectos gerais de Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos de vários países e a relação com um novo método brasileiro. Revista Pavimentação, Ano IV, n° 14, p. 20-35, 2009.
- XUE, W.; WEAVER, E.; WANG, L.; WANG, Y (2016). Influence of tyre inflation pressure on measured pavement strain responses and predicted distresses. Road Materials and Pavement Design, 17:2, 328-344.
- YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. Principles of pavement design. John Wiley e Sons, Inc, New York, 1975.

## Submissão de Trabalhos Técnicos para a 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.
- 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.
- 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, editadas 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(res) 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. Estas 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](mailto:abpv@abpv.org.br), sugestões e se associando à ABPv.



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

