

## ESTUDO DE MODELOS DE PREVISÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE PARA UM SOLO ARENOSO LATERÍTICO

Madalena Maria Pereira Ribeiro

Matheus Francisco da Silva

Ana Paula Furlan

Universidade de São Paulo

Escola de Engenharia de São Carlos

### RESUMO

Este artigo apresenta um estudo sobre o enquadramento dos resultados de deformação permanente de um solo arenoso laterítico em dois modelos: modelo de Monismith e modelo proposto pelos autores. O solo foi coletado na cidade de Dois Córregos/SP, caracterizado e classificado de acordo com as metodologias USCS, HRB e MCT. Os ensaios de deformação permanente foram realizados em 12 condições diferentes (3 umidades de compactação e 4 relações de tensões) a 300.000 aplicações de carga. Os resultados não mostraram um enquadramento adequado ao modelo de Monismith. O modelo proposto mostrou um bom enquadramento aos resultados de deformação permanente. As análises estatísticas conduziram à conclusão de que o modelo proposto é válido, preciso e exato. A aplicação do modelo proposto a um caso hipotético de rodovia de baixo volume de tráfego mostrou-se satisfatória.

### ABSTRACT

This paper presents a study on the fitting of the results of permanent deformation of a lateritic sandy soil in two models: Monismith model and the model proposed by the authors. The soil was collected in the town of Dois Córregos/SP, characterized and classified according to the USCS, HRB and MCT systems. The permanent deformation tests were performed in 12 different conditions (3 water contents and 4 stress ratios) at 300,000 load applications. The results did not show an adequate adjustment to the Monismith model. The proposed model showed a good adjustment to the results of permanent deformation. Statistical analyzes have led to the conclusion that the proposed model is valid, precise and accurate. The application of the proposed model to a hypothetical case of a low-volume road was satisfactory.

### 1. INTRODUÇÃO

A deformação permanente é um dos principais defeitos que ocorrem nos pavimentos flexíveis, podendo estar presente em todas as camadas. É causada pelo acúmulo das deformações plásticas geradas a cada carregamento imposto pelo tráfego, resultando em depressões longitudinais ao longo das trilhas de roda. O desenvolvimento excessivo da deformação permanente é consideravelmente prejudicial às camadas, podendo levar o pavimento à ruptura.

A caracterização do material quanto à deformação permanente é comumente realizada através de ensaios triaxiais de cargas repetidas. O ensaio consiste em medir a deformação permanente sob um estado de tensões e um número de aplicações de carga determinados previamente. Embora apresente resultados satisfatórios, esse tipo de ensaio possui algumas limitações, como: tempo de duração longo (em caso de número de aplicações de carga elevado) e representatividade restrita ao estado de tensões ensaiado.

Para ampliar a representatividade do ensaio, a fim de englobar diferentes variáveis (estados de tensões e números de aplicações de carga) e reduzir a quantidade de ensaios realizados, modelos matemáticos são ajustados aos resultados dos ensaios triaxiais. No decorrer dos anos, pesquisadores propuseram diferentes modelos de previsão da deformação permanente para os materiais que compõem as várias camadas constituintes de uma estrutura de pavimento, abrangendo seu relacionamento com variáveis como número de aplicações de carga, estado de tensões e umidade de compactação.

A utilização desses modelos propostos para representar a deformação permanente em solos é uma abordagem técnica amplamente difundida, sendo aplicada em estudos recentes, como os de Romanoschi (2017) e Guimarães et al. (2018).

O modelo matemático mais popular na literatura técnica usado para representar a deformação permanente é o modelo simplificado proposto por Monismith et al. (1975), apresentado na Equação 1.

$$\varepsilon_p = A N^B \quad (1)$$

em que  $\varepsilon_p$ : deformação específica plástica [%];

$N$ : número de aplicações de carga;

$A$  e  $B$ : parâmetros experimentais.

De acordo com Medina e Motta (2015), o modelo de Monismith para cálculo da deformação permanente é amplamente empregado nos estudos com solos brasileiros. Svenson (1980), Motta (1991), Santos (1998) e Guimarães (2001) são alguns exemplos dessa aplicação, onde os autores conseguiram um bom ajuste dos resultados dos ensaios de deformação permanente ao modelo de Monismith et al. (1975). Vale ressaltar que os ensaios de deformação permanente destes estudos foram realizados com solos característicos de rodovias brasileiras, solicitados por um número de aplicação de cargas menor ou igual a 100.000 ciclos.

Por outro lado, Malysz (2009) relata que quando as deformações iniciais são muito elevadas, ou os ensaios são executados para um número elevado de aplicações de carga, o modelo de Monismith perde sua representatividade.

Apesar de sua ampla utilização, o modelo de Monismith não considera a influência do estado de tensões sobre a deformação permanente do material. Em vista disso, Ullidtz (1993) foi um dos primeiros autores a propor um modelo para o cálculo da deformação permanente em função do estado de tensões. O modelo, que é apresentado na Equação 2, também considera a influência do número de aplicações de carga ( $N$ ).

$$\varepsilon_p = A \cdot N^\alpha \cdot \left( \frac{\sigma_z}{\sigma} \right)^\beta \quad (2)$$

em que  $\varepsilon_p$ : deformação permanente;

$N$ : número de aplicações de carga;

$\sigma_z$ : tensão vertical efetiva [kPa];

$\sigma$ : pressão atmosférica [kPa];

$A$ ,  $\alpha$  e  $\beta$ : constantes de calibração.

É importante ressaltar que a maioria dos modelos propostos para o cálculo da deformação permanente foram desenvolvidos em países de clima temperado, onde o intemperismo físico é o processo predominante de formação dos solos, dando origem a solos com características e comportamentos distintos dos solos formados em regiões de clima tropical.

Considerando o comportamento particular dos solos tropicais, Guimarães (2009) realizou ensaios triaxiais em solos brasileiros e propôs um modelo para o cálculo da deformação permanente específica. O modelo (Equação 3) relaciona a deformação permanente específica com o número de aplicações de carga, a tensão desvio e a tensão confinante.

$$\varepsilon_p = \Psi_1 \cdot \sigma_3^{\Psi_2} \cdot \sigma_d^{\Psi_3} \cdot N^{\Psi_4} \quad (3)$$

em que  $\varepsilon_p$ : deformação específica plástica [%];  
 N: número de aplicações de carga;  
 $\sigma_d$ : tensão desvio [kgf/cm<sup>2</sup>];  
 $\sigma_3$ : tensão confinante [kgf/cm<sup>2</sup>];  
 $\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \Psi_4$ : parâmetros do modelo.

Tendo em vista a diversidade de modelos existentes para o cálculo da deformação permanente e o comportamento particular dos solos tropicais, essa pesquisa tem como objetivo: verificar o enquadramento dos resultados de deformação permanente de um solo arenoso laterítico no modelo de Monismith et al. (1975), e propor um modelo que relate a deformação permanente com o número de aplicações de carga, a relação de tensões e a umidade de compactação do solo.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

Para esta pesquisa foi selecionado um solo de caráter laterítico, coletado em um talude de corte no km11 da rodovia SP-225, na cidade de Dois Córregos/SP. A escolha do material foi baseada nos estudos de Takeda (2006) que o classificou como um solo arenoso fino laterítico. Após a coleta, o solo foi seco ao ar, passado na peneira nº 4 (4,8 mm), homogeneizado, quarteado e estocado em sacos plásticos.

### 2.1. Métodos

O programa experimental desta pesquisa foi realizado na seguinte sequência: caracterização e classificação do solo; moldagem dos corpos de prova; ensaios de deformação permanente; e modelagem dos resultados. A Figura 1 apresenta uma esquematização do programa experimental.

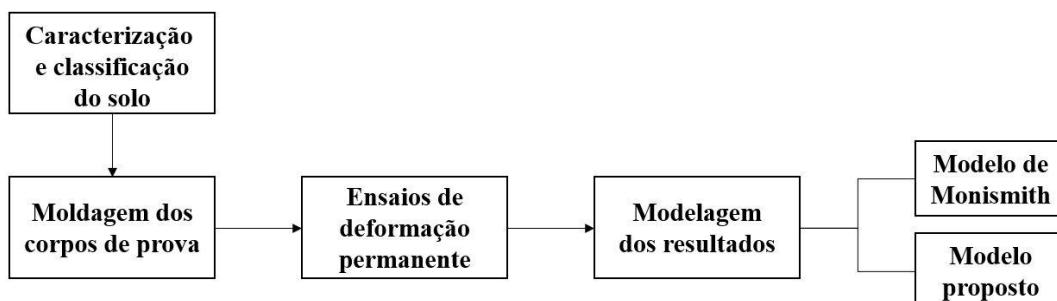


Figura 1: Esquematização do programa experimental

#### 2.1.1. Caracterização/classificação do solo e moldagem dos corpos de prova

Para a caracterização do solo foram realizados os ensaios de determinação da massa específica dos sólidos (NBR 6508), limite de liquidez (NBR 6459), limite de plasticidade (NBR 7180) e análise granulométrica conjunta (NBR 7181). Esses ensaios permitiram a classificação do solo segundo o Sistema Unificado (USCS) e HRB (*Highway Research Board*).

O solo também foi classificado de acordo com a metodologia MCT, de acordo com a norma DER/SP – M196/89, para identificação de seu caráter laterítico. A umidade ótima ( $w_o$ ) e a massa específica seca máxima ( $\rho_{dmax}$ ) foram determinadas pelo ensaio de compactação (NBR 7182) na energia Proctor normal.

Após a caracterização e classificação do solo, foram definidas as condições das amostras para

os ensaios de deformação permanente. Foi considerada a variação de dois fatores: umidade de compactação e estado de tensões, conforme mostrado na Tabela 1, onde  $\sigma_d$  é a tensão desvio e  $\sigma_3$  é a tensão de confinamento. A variação da umidade de compactação teve como objetivo representar um intervalo de variação da umidade menor que o proposto pelo DNIT.

**Tabela 1:** Condições das amostras

Ensaios	w (%)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d / \sigma_3$
E1	$w_o - 1,5$			
E2	$w_o$	35	70	0,5
E3	$w_o + 1,5$			
E4	$w_o - 1,5$			
E5	$w_o$	70	70	1,0
E6	$w_o + 1,5$			
E7	$w_o - 1,5$			
E8	$w_o$	105	70	1,5
E9	$w_o + 1,5$			
E10	$w_o - 1,5$			
E11	$w_o$	140	70	2,0
E12	$w_o + 1,5$			

Os corpos de prova foram moldados estaticamente em 5 camadas com o auxílio de uma prensa hidráulica e moldes metálicos. Foram moldados 12 corpos de prova (20 x 10 cm) para cada condição de ensaio (Tabela 1). Após a moldagem, foram determinadas as dimensões e as massas dos corpos de prova, que depois foram embalados em plástico filme e colocados na câmara úmida para preservar a umidade de compactação antes dos ensaios.

### 2.1.2. Ensaios de deformação permanente e modelagem dos resultados

Para a determinação da deformação permanente, foi utilizado um equipamento triaxial de cargas repetidas. Os deslocamentos foram obtidos através de LVDTs posicionados no terço médio do corpo de prova. Os pares de tensões (Tabela 1) foram baseados nos valores utilizados por Guimarães (2009). O número de aplicações (N) adotado foi de 300.000 a uma frequência de 1Hz. É importante ressaltar, também, que os ensaios foram realizados na condição não-drenada.

Após os ensaios, os resultados foram analisados e ajustados a dois modelos: modelo de Monismith e o modelo proposto nessa pesquisa. Os parâmetros do modelo de Monismith foram obtidos através de uma linha de tendência (do tipo potência) adicionada ao gráfico de deformação permanente para cada uma das 12 condições de ensaio.

A obtenção do modelo de previsão foi realizada a partir dos resultados obtidos nos ensaios, totalizando 468 pontos. Foi utilizada a técnica de regressão não-linear múltipla, que consistiu na verificação da colinearidade entre as variáveis do modelo (utilizando o Excel); verificação da colinearidade entre a variável dependente e as outras variáveis do modelo (utilizando a ferramenta PHStat2 do Excel); e análise da variância através do teste Anova (com o auxílio do programa Statistica 10.0). O teste Anova apresenta os resultados da distribuição normal, distribuição de Fischer-Snedecor e distribuição Stat t, para a validação do modelo.

## 3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

### 3.1. Caracterização e classificação do solo

A Tabela 2 apresenta os resultados da caracterização e classificação do solo. O solo desta pesquisa apresentou uma grande porcentagem de areia fina e grossa. A análise dos índices de plasticidade ( $LL = 23\%$  e  $LP = 16\%$ ) indicou que o solo é medianamente plástico ( $7 \leq IP < 15\%$ ).

**Tabela 2:** Caracterização e classificação do solo

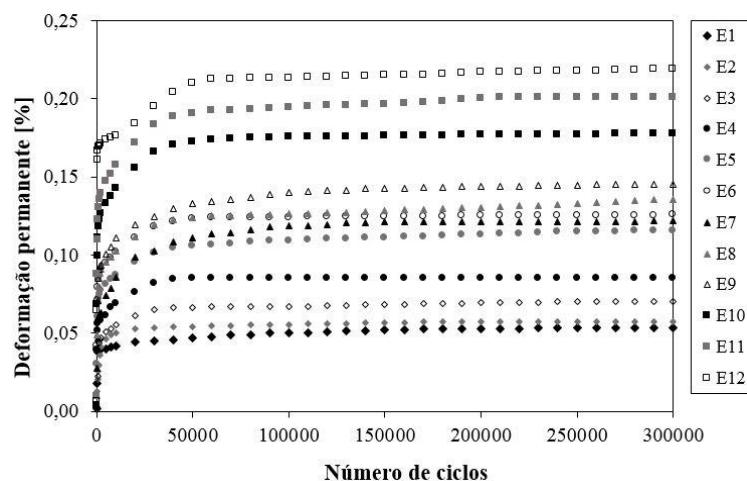
$\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	% que passa				LL [%]	LP [%]	$\rho_{dmáx}$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$w_o$ [%]	HRB	USCS	MCT
	#4	#10	#40	#200							
1,994	100	100	69	27	23	16	2,035	11,8	A-2-4	SM-SC	LA'

A partir dos resultados dos ensaios de massa específica dos sólidos, análise granulométrica conjunta e limites de consistência, foi possível classificar o solo de acordo com os sistemas HRB e USCS. O solo foi classificado como A-2-4 (grupo dos solos granulares) pelo sistema HRB; e como SM-SC (areia argilo-siltosa) pelo sistema USCS.

Os ensaios para a classificação MCT conduziram aos coeficientes  $c'$  igual a 1,30 e  $e'$  igual a 0,96, o que classifica o solo como LA', solo arenoso laterítico. Os ensaios de compactação Proctor na energia normal resultaram em uma umidade ótima de 11,8% e uma massa específica seca máxima de 2,035 g/cm<sup>3</sup>.

### 3.2. Ensaios de deformação permanente

Os ensaios de deformação permanente foram realizados de acordo com as condições (relação de tensões e umidade de compactação) apresentadas na Tabela 1 (item 2.1.1). Os resultados do ensaio são apresentados na Figura 2.



**Figura 2:** Resultados dos ensaios de deformação permanente

Analizando a Figura 2 é possível verificar que, quanto maior a relação de tensões, maior é a deformação permanente do solo. Em relação à umidade de compactação pode-se notar que, para as quatro relações de tensões, as amostras na condição  $w_o + 1,5\%$  (E3, E6, E9 e E12) apresentaram valores de deformação permanente superiores aos das amostras na condição  $w_o - 1,5\%$  (E1, E4, E7 e E10). Portanto, pode-se concluir que, quanto maior a relação de tensões e a umidade de compactação, maior será a deformação permanente. Desta forma, combinações em campo de situações como acréscimos na umidade de compactação da camada e sobrecarga do tráfego atuante podem acelerar a deterioração do pavimento em

relação à deformação permanente.

### 3.3. Parâmetros do modelo de Monismith

Os parâmetros do modelo de Monismith, obtidos pelo ajuste de uma linha de tendência aos resultados dos ensaios de deformação permanente são apresentados na Tabela 3, para 300.000 e 100.000 aplicações de carga.

**Tabela 3:** Parâmetros do modelo de Monismith

Ensaio	Modelo de Monismith ( $\varepsilon = A \cdot N^B$ )					
	N = 300.000			N = 100.000		
	A	B	R <sup>2</sup>	A	B	R <sup>2</sup>
E1	0,0833	0,0760	0,90	0,0906	0,0680	0,95
E2	0,1028	0,0664	<b>0,61</b>	0,0875	0,0841	<b>0,66</b>
E3	0,1100	0,0768	<b>0,72</b>	0,0869	0,1019	0,88
E4	0,1710	0,0576	<b>0,67</b>	0,1087	0,1029	0,91
E5	0,1672	0,0823	0,86	0,1386	0,1018	0,97
E6	0,2406	0,0610	<b>0,67</b>	0,1702	0,0962	0,95
E7	0,1261	0,1115	<b>0,84</b>	0,0788	0,1587	0,97
E8	0,2091	0,0760	0,90	0,1685	0,0981	0,96
E9	0,1970	0,0886	0,87	0,1587	0,1106	0,99
E10	0,3358	0,0619	<b>0,76</b>	0,2352	0,0977	0,95
E11	0,3447	0,0694	0,87	0,2586	0,0983	0,96
E12	0,4292	0,0581	<b>0,76</b>	0,3573	0,0768	0,90

Considerando que, para haver um bom enquadramento do modelo, o coeficiente de determinação R<sup>2</sup> deve ser superior a 0,85 e analisando os dados da Tabela 3, é possível verificar que para 300.000 aplicações de carga 58% dos ensaios não obtiveram um bom enquadramento no modelo de Monismith. Já para 100.000 aplicações de carga, apenas 8% dos ensaios não apresentaram bom enquadramento no modelo. Nota-se também uma melhoria na representatividade do modelo quando o número de aplicações de carga reduz de 300.000 para 100.000 ciclos. Este resultado é condizente com a afirmação de Malysz (2009) de que o modelo de Monismith perde sua representatividade para números elevados de aplicações de carga.

### 3.4. Parâmetros do modelo proposto

Com os resultados dos ensaios de deformação permanente foi possível obter, utilizando-se regressão múltipla, uma correlação entre a deformação permanente total, a relação de tensões, a umidade e o número de aplicações de carga, resultando no modelo testado, representado na Equação 4.

$$\varepsilon = \theta N^{\theta 1} (\sigma_d/\sigma_3)^{\theta 2} w^{\theta 3} \quad (4)$$

em que  $\varepsilon$ : deformação permanente [mm];  
 $N$ : número de aplicações de carga;  
 $\sigma_d$ : tensão desvio [kPa];  
 $\sigma_3$ : tensão confinante [kPa];  
 $w$ : umidade de compactação [%];  
 $\theta, \theta 1, \theta 2, \theta 3$ : parâmetros do modelo.

Para esta pesquisa, considerou-se o teste da seguinte hipótese nula ( $H_0^1$ ): não há interação entre o número de aplicações de carga, a relação de tensões e a umidade de compactação

sobre o resultado da deformação permanente. Após a definição da hipótese nula ( $H_0^1$ ), foram verificadas as correlações entre as variáveis analisadas. Os resultados são apresentados na Tabela 4.

**Tabela 4:** Correlação entre as variáveis

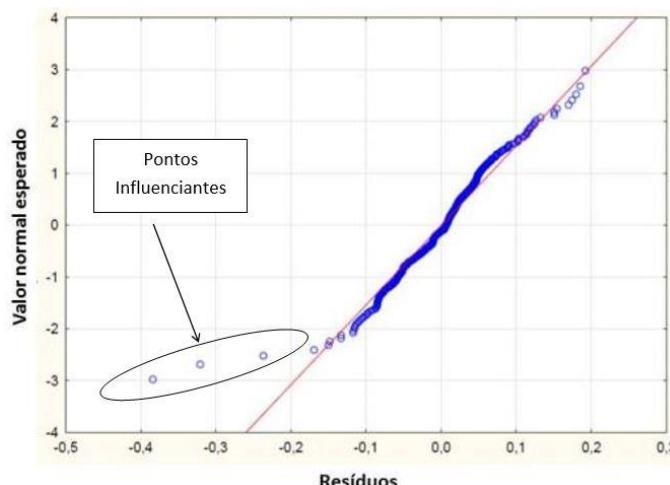
	N	$\sigma_d/\sigma_3$	w	$\epsilon$
N	1			
$\sigma_d/\sigma_3$	4,47E-18	1		
w	3,15E-18	0,0247	1	
$\epsilon$	0,3160	0,8091	0,2232	1

Segundo Dantas (2005), correlações acima de 0,7 podem ser prejudiciais ao modelo. Analisando a Tabela 4, nota-se que as variáveis  $\sigma_d/\sigma_3$  e  $\epsilon$  apresentaram correlação igual a 0,81, dessa forma, uma das duas variáveis deve ser excluída. Também é possível observar que as outras variáveis tiveram boa correlação com a deformação permanente total ( $\epsilon$ ).

Como a deformação permanente total é a variável dependente e, portanto, não pode ser excluída do modelo, e considerando que a relação de tensões ( $\sigma_d/\sigma_3$ ) é a principal variável a ser analisada nesta pesquisa, optou-se por fazer um outro tipo de análise. Assim, será verificada a correlação entre as variáveis de acordo com o fator inflacionário da variância (VIF), obtido da ferramenta PHStat2 do Excel.

Enquanto a tabela de correlação fornece a correlação das variáveis uma a uma, o VIF fornece a correlação da variável dependente com todas as outras variáveis do modelo. Para esta pesquisa, adotou-se um valor crítico de VIF igual a 5, conforme definido em Dantas (2005). Após a análise foram obtidos os valores do VIF para N,  $\sigma_d/\sigma_3$  e w, para todas as variáveis o valor encontrado foi igual a 1,00, descartando-se, portanto, o problema de colinearidade entre as variáveis independentes e o modelo testado.

Para o cálculo das constantes do modelo, foi realizada a regressão não-linear múltipla e o teste Anova, com auxílio do programa Statistica 10.0, trabalhando com um intervalo de confiança de 95% e 456 observações. Obteve-se um valor de  $R^2$  (correlação entre as variáveis independentes e a variável dependente) igual a 0,955, o que se pode considerar como uma boa colinearidade. A Figura 3 apresenta a probabilidade normal para a hipótese nula ( $H_0^1$ ).



**Figura 3:** Gráfico dos resíduos da probabilidade normal da  $H_0^1$

Analizando a Figura 3, pode-se observar, visualmente, a boa relação entre as variáveis e o modelo testado. Contudo, alguns pontos estão distantes da massa de dados estudados. De acordo com Dantas (2005), esses pontos que possuem pequenos resíduos são chamados de pontos influenciantes e podem alterar completamente as tendências naturais de comportamento da variável dependente.

Com o auxílio do programa Statistica 10.0 foi possível localizar esses resultados. Os pontos identificados correspondem aos primeiros pontos de aplicação de carga (entre 1 e 500 ciclos). Lekarp et al. (1996) sugeriram que, para o estudo da deformação permanente acumulada, os quinhentos ciclos iniciais de carregamento fossem eliminados em função do efeito de pós-compactação. Assim, com o intuito de melhorar o modelo, optou-se por excluir todos os pontos de 1 a 500 ciclos de aplicação de carga dos 12 ensaios realizados, o que corresponde à 0,16% da amostra.

Repetiu-se a regressão múltipla e o teste Anova, trabalhando com um intervalo de confiança de 95% e com 444 observações. Obteve-se um valor de  $R^2$  igual a 0,968, comparando-se com o resultado anterior, observou-se uma pequena melhora no modelo de regressão adotado com a exclusão dos pontos iniciais de aplicação de carga. A Figura 4 apresenta a nova probabilidade normal para o modelo após a exclusão dos pontos.

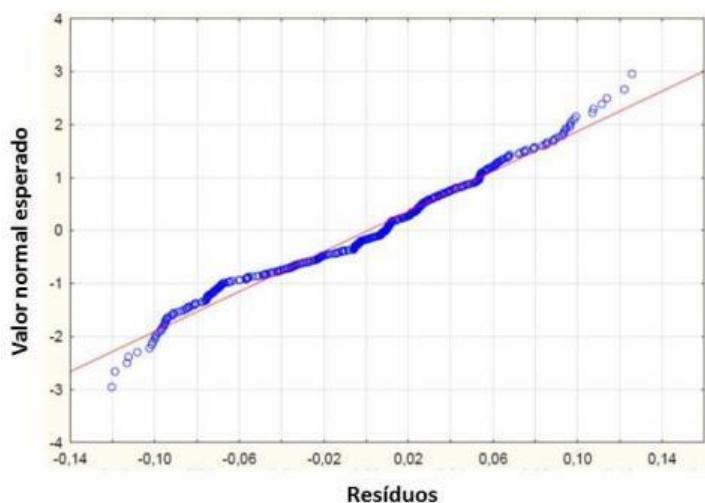


Figura 4: Novo gráfico dos resíduos da probabilidade normal da  $H_0^1$

A Tabelas 5 apresenta os resultados complementares do teste de análise de variâncias (Anova) para o modelo adotado.

Tabela 5: Teste Anova

ANOVA	gl	SQ	MQ	F	F de significação
Regressão	3	16,3818	5,4606	1129,7083	6,76E-203
Resíduo	441	2,0688	0,0048		
Total	444	18,4506			

A partir dos resultados apresentados na Tabela 5, pode-se retirar as seguintes conclusões:

- Como  $SQ$  (soma dos quadrados) para a regressão é maior que para o resíduo, rejeita-se  $H_0^1$ ;

- Como MQ (quadrado médio, divisão da soma dos quadrados pelos respectivos graus de liberdade) para a regressão é maior que para o resíduo, rejeita-se  $H_0^1$ ;
- Como F de significação (nível de significância em que se aceita a hipótese pela distribuição de Fischer-Snedecor) é menor que 0,01 (considerando rejeição à nível de 1%), rejeita-se  $H_0^1$ .

Portanto, de acordo com o teste Anova, a hipótese nula é rejeitada e, por conseguinte, o modelo é válido. Constata-se que o F de significação é significativamente menor que 0,01, mostrando a boa correlação do modelo.

A Tabela 6 apresenta os resultados da regressão múltipla para cada variável em estudo.

**Tabela 6:** Regressão múltipla das variáveis

Coeficientes	Erro padrão	Stat t	valor-P	95% inferiores	95% superiores
0	0,0139	0,0336	-14,9923	3,85E-41	-0,5698
01	0,0769	3,44E-08	13,5604	4,23E-35	3,99E-07
02	0,8806	0,0060	54,0977	1,8E-193	0,3120
03	1,0042	0,0028	15,3522	1,09E-42	0,0376

A partir dos resultados apresentados na Tabela 6, pode-se retirar as seguintes conclusões:

- Como o valor-P (nível de significância em que se aceita a hipótese nula dos coeficientes) de todas as variáveis é menor que 0,05, rejeita-se  $H_0^1$  ao nível de 5%;
- Como o valor Stat t (nível de significância em que se aceita a hipótese nula dos coeficientes), em módulo, dos coeficientes são maiores que o valor do t crítico (5,841), valor este tabelado conforme a distribuição t de Student, rejeita-se  $H_0^1$  ao nível de 1%.

Portanto, de acordo com a regressão múltipla, a hipótese nula é rejeitada e, por conseguinte, o modelo é válido. Vale ressaltar que a análise do modelo pelo Valor-P indica a sua validade, pelo Teste f a sua precisão e pelo Teste t a sua exatidão. Sendo assim, o modelo proposto é válido, preciso e exato.

A partir das estatísticas da regressão múltipla e do teste Anova, o modelo para o cálculo de deformação permanente do solo LA' é representado pela Equação 5, onde a deformação permanente ( $\epsilon$ ) é determinada em milímetros (mm).

$$\epsilon = 0,0139 N^{0,0769} (\sigma_d/\sigma_3)^{0,8806} w^{1,0042} \quad (5)$$

Para o cálculo da deformação permanente em porcentagem, o modelo do solo LA' pode ser representado pela Equação 6.

$$\epsilon = 0,00695 N^{0,0769} (\sigma_d/\sigma_3)^{0,8806} w^{1,0042} \quad (6)$$

### 3.4.1. Aplicação do modelo proposto em um pavimento hipotético

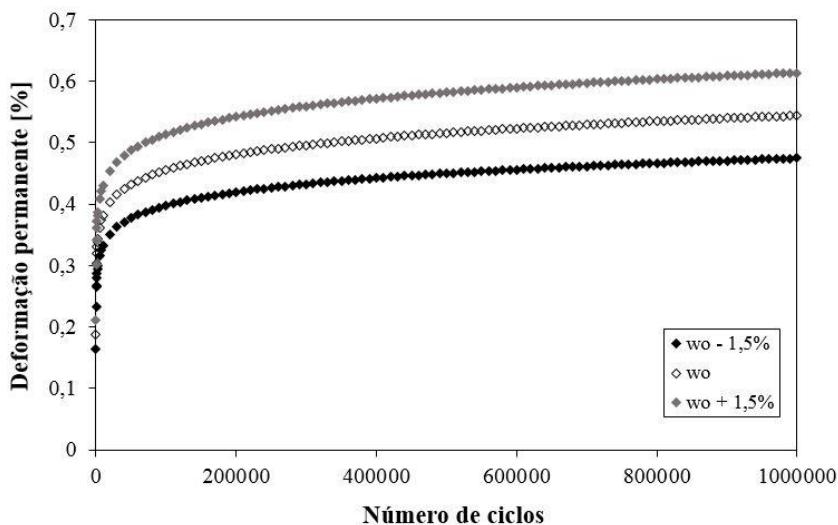
Com o modelo proposto determinado, optou-se por sua aplicação a um caso hipotético de uma estrutura típica de rodovia de baixo volume de tráfego (RBVT), em que o solo LA' foi considerado como subleito. Foi adotado um carregamento de  $N = 10^6$  solicitações do eixo-padrão do DNIT (8,2 tf), com pressão de enchimento dos pneus igual a 80 psi. As características do pavimento hipotético como espessura das camadas, coeficiente de Poisson e módulo de resiliência (MR) são apresentadas na Tabela 7.

**Tabela 7:** Características do pavimento hipotético

Camada	Espessura [mm]	Coeficiente de Poisson	Módulo de resiliência [MPa]
Tratamento superficial	25	0,30	1500
Base	220	0,35	350
Subleito	Semi-infinito	0,40	164

O módulo de resiliência do solo LA' foi obtido em Ribeiro (2013) na condição de umidade ótima de compactação. As tensões atuantes foram calculadas com o auxílio do programa ELSYM5® e o ponto de análise adotado foi o topo do subleito. Desta forma, as tensões calculadas foram  $\sigma_d = 180$  kPa e  $\sigma_3 = 71$  kPa.

Com as tensões atuantes no topo do subleito definidas e adotando a umidade ótima de compactação ( $w_o = 11,8\%$ ), aplicou-se o modelo apresentado na Equação 6 para um intervalo de aplicações de carga de 0 a  $10^6$  solicitações do eixo-padrão. Adicionalmente, foram assumidas variações de umidade de compactação de  $\pm 1,5\%$  em torno da umidade ótima, a fim de verificar a compatibilidade de comportamento em relação aos ensaios realizados. Os resultados são apresentados na Figura 5.



**Figura 5:** Deformação permanente prevista para o subleito de uma RBVT

Analizando a Figura 5, pode-se notar que o comportamento da deformação permanente em relação à umidade de compactação é compatível com o apresentado nos ensaios realizados, ou seja, acréscimos no valor da umidade conduzem a uma maior susceptibilidade à deformação. Também é possível verificar que a taxa de acréscimo de deformação permanente é maior no intervalo de 0 a aproximadamente 100.000 ciclos. Após esse intervalo o acréscimo de deformação permanente reduz consideravelmente, resultando em deformações totais de 0,47% ( $w_o - 1,5\%$ ), 0,54% ( $w_o$ ) e 0,61% ( $w_o + 1,5\%$ ) a um número de 1.000.000 de ciclos. De acordo com Guimarães et al. (2018), valores de deformação permanente menores que 0,7% podem ser considerados muito baixos. Portanto, a  $10^6$  solicitações do eixo-padrão de 8,2 tf, o solo LA' (atuando como subleito) apresenta um comportamento satisfatório em relação à deformação permanente.

#### 4. CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como objetivo verificar o enquadramento dos resultados de deformação permanente de um solo arenoso laterítico no modelo de Monismith et al. (1975), e propor um modelo de cálculo relacionando a deformação permanente com o número de aplicações de carga, a relação de tensões e a umidade de compactação do solo.

Pode-se concluir que o modelo de Monismith et al. (1975) não apresentou um bom enquadramento com os resultados dos ensaios de deformação permanente a 300.000 aplicações de carga. No entanto, quando a análise foi realizada para 100.000 aplicações de carga, o modelo apresentou um enquadramento satisfatório. Esse comportamento indica que o modelo de Monismith perde sua representatividade para números de aplicações de carga elevados.

O modelo proposto nesta pesquisa mostrou um enquadramento adequado aos resultados dos ensaios de deformação permanente do solo arenoso laterítico. As análises estatísticas realizadas conduziram à conclusão de que o modelo é válido, preciso e exato, constituindo-se, desta forma, em uma ferramenta satisfatória para a previsão da deformação permanente no solo estudado. O modelo foi aplicado para um caso hipotético de subleito de uma rodovia de baixo volume de tráfego. Os resultados indicaram que o solo LA' mostrou um comportamento satisfatório em relação à deformação permanente, apresentando valores considerados muito baixos.

#### Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao programa de Apoio à Pós-Graduação (PROAP) pelo auxílio financeiro.

#### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1984b) *NBR 6459 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (1984a) *NBR 6508 – Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica*. Associação Brasileira De Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (1984c) *NBR 7180 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (1984d) *NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- ABNT (1986) *NBR 7182 – Solo – Ensaio de Compactação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.
- Dantas, R. A. (2005) *Engenharia de Avaliações: uma Introdução à Metodologia Científica*. PINI, São Paulo, SP.
- DER/SP (1989) *M196-89 – Classificação de Solos Tropicais Segundo a Metodologia MCT*. Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo, São Paulo.
- Guimarães, A. C. R. (2001) *Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis* (Dissertação – Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Guimarães, A. C. R. (2009) *Um Método Mecânico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos* (Tese – Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Guimarães, A. C. R.; L. M. G. Motta e C. D. Castro (2018) Permanent Deformation Parameters of Fine-Grained Tropical Soils. *Road Materials and Pavement Design*, DOI: 10.1080/14680629.2018.1473283.
- Lekarp, F.; I. R. Richardson e A. Dawson (1996) Influences on Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials. *Transportation Research Record*, n. 1547, p. 68-75.
- Malysz, R. (2009) *Desenvolvimento de um Equipamento Triaxial de Grande Porte para a Avaliação de Agregados Utilizados como Camada de Pavimentos* (Tese – Doutorado em Engenharia Civil).

- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- Medina, J. e L. M. G. Motta (2015) *Mecânica dos Pavimentos* (3<sup>a</sup> ed.). Editora Interciência, Rio de Janeiro, RJ.
- Monismith, C. L.; N. Ogawa e C. R. Freeme (1975) Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils due to Repeated Loading. *Transportation Research Record*, n. 537, p. 1-17.
- Motta, L. M. G. (1991) *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis, Critério de Confiabilidade de Ensaios de Cargas Repetidas* (Tese – Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Ribeiro, M. M. P. (2013) *Contribuição ao Estudo da Deformação Permanente dos Solos de Subleito* (Dissertação – Mestrado em Engenharia de Transportes). Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Romanoschi, S. A. (2017) Empirical Models for Permanent Deformation of Subgrade Soils from the Data Collected at the Pavement Subgrade Performance Study. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 29, n. 3, p. 1-8.
- Santos, J. D. G. (1998) *Contribuição ao Estudo dos Solos Lateríticos Granulares como Camada de Pavimento* (Tese – Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Svenson, M. (1980) *Ensaios Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos* (Dissertação – Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- Takeda, M. C. (2006) *A Influência da Variação de Umidade Pós-Compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias do Interior Paulista* (Tese – Doutorado em Engenharia de Transportes). Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Ullidtz, P. (1993) Mathematical Model for Pavement Performance under Moving Wheel Load. *Transportation Research Record*, n. 1384, p. 94-99.

---

Madalena Maria Pereira Ribeiro (madalenap4@hotmail.com)

Matheus Francisco da Silva (matheus.francisco.silva@usp.br)

Ana Paula Furlan (afurlan@sc.usp.br)

Departamento de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo  
Av. Trabalhador São-Carlense, 400 – São Carlos, SP, Brasil