



ESTUDO DO EFEITO DA RELAÇÃO DE TENSÕES E DA VARIAÇÃO DE UMIDADE NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE UM SOLO DE SUBLITO

Madalena Maria Pereira Ribeiro

Matheus Francisco da Silva

Ana Paula Furlan

Glaucio Tilio Pessa Fabbri

Agência Brasileira do ISBN
ISBN 978-85-87893-17-8



9 788587 893178



ESTUDO DO EFEITO DA RELAÇÃO DE TENSÕES E DA VARIAÇÃO DE UMIDADE NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE UM SOLO DE SUBLEITO

Madalena Maria Pereira Ribeiro

Matheus Francisco da Silva

Ana Paula Furlan

Glauco Túlio Pessa Fabbri

Universidade de São Paulo

Escola de Engenharia de São Carlos

RESUMO

Este artigo apresenta uma avaliação da influência da variação do estado de tensões e da variação de umidade na compactação na suscetibilidade à deformação permanente de um solo de súbleito. Um programa experimental foi desenvolvido considerando as variáveis estado de tensões e umidade. Para esta avaliação, foi utilizado um solo arenoso laterítico proveniente da região de Dois Córregos, SP. Foram realizados ensaios de caracterização e ensaios triaxiais de cargas repetidas (módulo de resiliência e deformação permanente). Concluiu-se que um aumento de tensões causa um aumento na deformação permanente, e que em conjunção com um teor de umidade desfavorável (mais alta) o processo de estabilização das deformações pode não ser atingido. Com relação ao módulo de resiliência observou-se que o aumento da umidade reduziu significativamente a propriedade. De modo geral, concluiu-se que o aumento da umidade do solo causou uma diminuição de sua resistência e consequentemente um aumento na sua deformação.

Palavras-Chave: Solo Laterítico, Deformação Permanente, Módulo de Resiliência, Estado de Tensões.

ABSTRACT

This paper presents an evaluation of effects of the variation of the state of stress and water content in the evolution of the permanent deformation of a subgrade soil. A lateritic sandy soil from the region of Dois Córregos, State of São Paulo, was used throughout the characterization and triaxial repeated loads tests (resilient module and permanent deformation tests). It was concluded that an increase of stress causes an increase in permanent deformation, besides in combination with a detrimental water content (high), the stabilization process of deformation can not be found. In regard to resilient modulus, it can be observed that the increase of water content decreases significantly this property. In general, it was concluded that the increase of water content caused a reduction of strength and, consequently, a increasing of deformation of soil.

Key Words: Lateritic Soils, Permanent Deformation, Resilient Modulus, State Stress.

1. DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

O pavimento deve garantir segurança, conforto e economia aos usuários. Para isso, a superfície do pavimento deve possuir boas características funcionais, o que deve resultar em melhores níveis de segurança. Infelizmente, os métodos mais comuns de dimensionamento de pavimentos rodoviários ainda contemplam apenas propriedades mecânicas estruturais.

Dentre os diversos defeitos que afetam as características funcionais do pavimento, a deformação permanente ou afundamento de trilha de roda, é um dos mais importantes. Esse defeito não só pode indicar uma degradação da estrutura do pavimento, mas também pode reduzir consideravelmente o conforto ao rolamento e a segurança do usuário, e aumentar os custos operacionais.

As deformações ocorrem devido aos esforços do tráfego que solicitam os pavimentos rodoviários ao longo da vida em serviço. Elas se caracterizam por parcelas plásticas (não recuperáveis ou irreversíveis) e elásticas (recuperáveis ou reversíveis). O acúmulo das deformações plásticas ou permanentes contribuirá para o aparecimento das trilhas de roda ou depressões longitudinais na superfície de rolamento.

A parcela permanente da deformação é pequena em resposta a cada aplicação de carga, porém, como esses deslocamentos não são recuperáveis, quando o carregamento é repetido por um número elevado de vezes, ela pode se tornar expressiva.

Em geral, o desenvolvimento da deformação permanente é explicado pela ação isolada ou conjunta das seguintes condições: misturas asfálticas de baixa densidade, de baixa estabilidade ou com excesso de ligante asfáltico; densificação ou ruptura por cisalhamento dos materiais asfálticos; compactação deficiente das camadas do pavimento; expansão ou contração das camadas inferiores; ou baixa resistência das camadas inferiores (BALBO, 2007; HUANG, 2004; MEDINA e MOTTA, 2005; YODER e WITCZAK, 1975).

Uma das principais limitações no projeto de pavimentos flexíveis está relacionada à análise do desenvolvimento do afundamento das camadas da estrutura do pavimento. Embora medir a profundidade da trilha de roda seja uma tarefa simples, a análise do desenvolvimento do afundamento é uma tarefa complexa. O problema não consiste somente em caracterizar os materiais que compõem as camadas do pavimento, mas também avaliar a natureza da deformação em tais materiais.

De acordo com as conclusões de Arnold (2004), Yang *et al.* (2008) e Lekarp *et al.* (2000), a intensidade dos esforços causados pelo tráfego tem o efeito mais significativo na deformação permanente em solos de subleito, seguido pelo número de aplicações de carga, pelos fatores locais (compactação, densidade e umidade) e pelas propriedades dos materiais (classificação, conteúdo de finos e tipo de agregado).

O estado de tensões é um dos fatores mais importantes na deformação permanente em solos. Pode ser reproduzido em laboratório através de ensaios triaxiais com carga repetida. No entanto, este ensaio não simula a inversão das tensões principais, que é uma das características que ocorrem em um elemento de solo submetido a cargas móveis. Uma simulação desta inversão foi feita por Lekarp *et al.* (1996) para um mesmo carregamento, resultando em uma deformação permanente maior quando a inversão das tensões principais era considerada.

No que diz respeito à tensão desvio, pode-se considerar que um acréscimo em seu valor leva a um acréscimo na deformação permanente, como pode ser visto em Lekarp e Dawson (1998), Odermatt (2000) e Guimarães (2009). Para a tensão de confinamento, Svenson (1980), Lekarp *et al.* (2000) e Guimarães (2009) constatam que a deformação permanente em solos granulares será menor conforme a tensão de confinamento for maior. Isto porque a resistência em solos granulares está vinculada à tensão de confinamento. Em solos argilosos, que possuem coesão, a tensão de confinamento não possui muita importância, estando a deformação permanente mais influenciada pela tensão desvio.

Segundo Guimarães (2009), a tensão cisalhante está diretamente associada à relação entre a tensão vertical (σ_1) e a tensão de confinamento (σ_3). Odermatt (2000) mostra que quanto maior a relação σ_1/σ_3 maior será a deformação permanente em solos siltosos, arenosos e argilosos. Portanto, quanto maior a tensão cisalhante maior será a deformação permanente para esses solos.

A repetição do carregamento é outro fator influente e pode colaborar com pequenos incrementos na deformação permanente total. Assim, o número de ciclos de carregamento é um fator importante a ser considerado na análise do comportamento dos solos em longo prazo. Barksdale (1972) concluiu que após um número relativamente alto de aplicação de carga, o material granular pode apresentar um aumento repentino na taxa de deformação permanente acumulada. Contrariamente, Paute *et al.* (1996) concluíram que o acúmulo de deformação permanente em materiais granulares devido ao carregamento repetido estabiliza a tal ponto que é possível definir um limite para a deformação permanente total.

Devido à variabilidade dos tipos de solos e suas condições, há certa dificuldade em se determinar o número de ciclos de aplicação de carga para o término do ensaio de deformação permanente. Motta (1991) recomenda paralisar o ensaio quando a taxa de acréscimo da deformação permanente se aproximar de zero.

A deformação permanente de solos de subleito pode sofrer uma considerável alteração a partir de pequenas variações da quantidade adequada de água. A variação da umidade do subleito pode ser consequência de dois fatores: variação de umidade na compactação e variação da umidade pós-compactação. O primeiro é resultado de algum erro no controle da umidade na compactação. Já a variação da umidade pós-compactação depende de ciclos de infiltração e secagem do solo.

Thuler (2005) observou que solos finos de comportamento laterítico apresentam baixas deformações permanentes quando compactados na umidade ótima. Porém, foi notada uma acentuada deformação permanente quando os solos foram compactados no ramo úmido. Tom e Brown (1987) *apud* Lekarp (1999) constataram que um pequeno acréscimo no teor de água em solos granulares não saturados pode levar a um elevado acréscimo na taxa de deformação permanente.

O módulo de resiliência é o parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais sob carregamento repetido. É, portanto, uma propriedade importante utilizada nos métodos de dimensionamento mecanístico de pavimentos flexíveis.

Takeda (2006) constatou, comparando solos lateríticos e não-lateríticos, que os solos lateríticos podem apresentar valores elevados de módulo de resiliência se comparados aos materiais granulares. Preussler (1978), Medina e Preussler (1980), Svenson (1980) identificaram os seguintes fatores que podem afetar o comportamento resiliente dos solos: intensidade de tensões, razão das tensões principais (σ_1/σ_3), história de tensões, duração e frequência de aplicação do carregamento, tipo de material geotécnico, massa específica aparente seca e umidade de compactação, grau de saturação e energia de compactação.

Alguns estudos tratam da influência da deformação permanente no módulo de resiliência. Guimarães (2001) realizou o ensaio de módulo de resiliência em uma argila amarela e uma laterita após os ensaios de deformação permanente. O estudo constatou que há um enrijecimento do solo com as sucessivas aplicações de carga. Guimarães (2009) concluiu que durante o ensaio de deformação permanente de longa duração ocorre um enrijecimento em solos lateríticos, fato que não foi observado para materiais não-lateríticos. Tal enrijecimento pode estar associado a aspectos físico-químicos dos solos lateríticos.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Apresenta-se o procedimento para investigação laboratorial a fim de se alcançar os objetivos propostos nesta pesquisa, que estuda a influência do estado de tensões e da variação de umidade na deformação permanente.

2.1. Materiais

Buscou-se selecionar um material com características lateríticas, com jazidas localizadas próximas à cidade de São Carlos. A partir do banco de dados de Takeda (2006), foi selecionado o solo arenoso laterítico (SL2C), coletado no talude do km 11 da rodovia SP-225, próximo à cidade de Dois Córregos, São Paulo.

Após coleta o solo foi seco ao ar, até atingir a umidade higroscópica, passado na peneira de malha 4,8 mm (nº 4), homogeneizado e quarteado. Foi requerida a utilização de outros

equipamentos e materiais como prensa e cilindros metálicos para a moldagem dos corpos-de-prova e equipamento de ensaio triaxial.

2.2. Método

O programa experimental desta pesquisa foi procedido em duas fases, a fase de caracterização e classificação dos solos, de realização dos ensaios triaxiais de módulo de resiliência e de deformação permanente.

2.2.1. Caracterização e classificação dos solos

Foram realizados os ensaios de determinação da massa específica dos sólidos segundo a norma NBR 6508. A análise granulométrica conjunta foi realizada segundo a norma NBR 7181, e a determinação dos limites de consistência segundo a norma NBR 6459. Os resultados desses ensaios permitiram a classificação segundo o Sistema Unificado e HRB (Highway Research Board).

Para a identificação do caráter laterítico do solo, aplicou-se a metodologia MCT segundo os procedimentos das normas DNER – M 256-94 e DNER – ME 254/97.

Na determinação da umidade ótima (w_o) e da massa específica seca máxima ($\rho_{d\max}$), foram realizados ensaios de compactação. Estes ensaios foram feitos na energia Proctor normal de acordo com a norma NBR 7182.

2.2.2. Condições do solo em ensaios triaxiais de cargas repetidas

A análise do comportamento mecânico foi feita considerando a variação de dois fatores: umidade e estado de tensões. O fator umidade de compactação variou em $w_o + 1,5\%$, w_o e $w_o - 1,5\%$, a fim de representar uma variação de umidade menor que a proposta pelo DNIT, segundo recomendado em Guimarães (2009).

A variação de tensão foi feita em pares, ou seja, variando-se a relação σ_d/σ_3 . Os ensaios de deformação permanente foram feitos em corpos-de-prova com umidade e pares de tensão variados. Os ensaios de módulo de resiliência foram executados analisando as condições antes e após o ensaio de deformação permanente.

2.2.2.1. Moldagem dos corpos-de-prova

As amostras do solo foram preparadas de forma que cada amostra recebeu água suficiente para atingir a umidade desejada. O material foi homogeneizado e a moldagem dos corpos-de-prova foi realizada. As dimensões dos corpos-de-prova empregados nos ensaios foram de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. A compactação dos corpos-de-prova foi realizada estaticamente em cinco camadas nas condições de w_o , $w_o+1,5\%$ e $w_o-1,5\%$. Foram compactados 12 corpos-de-prova, sendo 4 corpos-de-prova para cada umidade.

Os corpos-de-prova foram desmoldados e suas massas e dimensões foram determinadas. Os corpos-de-prova foram embalados com filme plástico e armazenados em câmara úmida, a fim de preservar a umidade até que fossem ensaiados. Para controle, foram considerados válidos os corpos-de-prova que não apresentaram variação de umidade menor que 1,5% e maior que 2% em torno da umidade ótima.

A Figura 1 mostra as etapas do ensaio na seguinte sequência: cilindros utilizados para moldagem dos corpos-de-prova, prensa hidráulica, corpo-de-prova, câmara úmida e corpo-de-prova sendo ensaiado.



Figura 1: Etapas da moldagem e ensaio dos corpos-de-prova.

2.2.2.2. Módulo de resiliência

Para determinação do módulo de resiliência (MR), foi utilizado o ensaio triaxial de cargas repetidas segundo a norma “Standart Method of test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials” (AASHTO: T 307-99).

O ensaio triaxial de cargas repetidas é feito com as tensões vertical e confinante variáveis. Possui uma fase de condicionamento do corpo-de-prova, a fim de reduzir o efeito do histórico de tensões no valor do módulo de resiliência e de eliminar as deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de carga. Em seguida, o ensaio é executado tomando-se as medidas dos deslocamentos resilientes. O ensaio de módulo de resiliência constituiu-se de 15 fases com tensões variadas, sendo σ_d variando de 18,6 a 248,2 kPa e σ_3 variando de 20,7 a 137,9 kPa.

O equipamento de ensaio triaxial é constituído de uma célula ou câmara triaxial, sistema de controle e registro de deslocamentos. Trata-se de um equipamento pneumático capaz de aplicar a tensão desvio e a tensão confinante por computador por meio de válvulas proporcionais e os deslocamentos do corpo-de-prova são medidos com o auxílio de dois LVDTs. A aquisição dos dados foi realizada por meio de um programa desenvolvido em plataforma LabView pelo Prof. Dr. Glauco Túlio Pessa Fabbri.

Os corpos-de-prova utilizados foram compactados na umidade ótima e massa específica seca máxima na energia normal, e os compactados nas condições $w_o + 1,5\%$ e $w_o - 1,5\%$. Foi produzida apenas uma réplica para cada condição de umidade. Para assegurar a qualidade dos resultados foram escolhidos os que apresentaram resultados com melhores ajustes. Avaliaram-se os desempenhos de quatro modelos matemáticos quanto a seus coeficientes de determinação (R^2). A Tabela 1 mostra esses modelos, que estão em função da tensão desvio (σ_d), tensão confinante (σ_3), primeiro invariante de tensões (θ) e da tensão cisalhante (τ_{oct}).

Tabela 1: Modelos para determinação do MR.

Modelo em função da tensão de desvio	$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$
Modelo em função da tensão confinante	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$
Modelo composto	$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$
Modelo Universal - AASHTO	$M_R = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$

2.2.2.3. Deformação permanente

O ensaio de deformação permanente consiste em se medir a parcela não recuperável da deformação acumulada a cada aplicação de carga. Para iniciar o ensaio, deve-se entrar com a tensão confinante, a tensão de desvio e o número de aplicações de carga. Foram definidos primeiramente os pares de tensões a serem utilizados, adotando relações de σ_d / σ_3 de 0,5; 1; 1,5 e 2, segundo a literatura pesquisada. Os pares de tensões utilizados foram baseados em Guimarães (2009), e são apresentados na tabela 2. Para essa pesquisa foi adotado um N igual a 300.000 aplicações a uma frequência de 1 Hz.

Tabela 2: Pares de tensões.

Ensaios	w (%)	Pares de tensão	σ_d	σ_3	σ_d / σ_3
E1	$w_o - 1,5$				
E2	w_o	T1	35	70	0,5
E3	$w_o + 1,5$				
E4	$w_o - 1,5$				
E5	w_o	T2	70	70	1
E6	$w_o + 1,5$				
E7	$w_o - 1,5$				
E8	w_o	T3	105	70	1,5
E9	$w_o + 1,5$				
E10	$w_o - 1,5$				
E11	w_o	T4	140	70	2
E12	$w_o + 1,5$				

A obtenção dos dados foi realizada por meio de um programa desenvolvido em plataforma LabView pelo Prof. Dr. Glauco Túlio Pessa Fabbri.

3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

3.1 Classificação e caracterização dos materiais

A caracterização do solo foi realizada com a finalidade de classificá-lo a partir dos sistemas tradicionais (TRB e USCS). A partir da análise do índice de plasticidade, conclui-se que o solo é medianamente plástico com $7 \leq IP < 15$. Já no que se refere à curva granulométrica, nota-se uma grande porcentagem de areia fina e grossa nesse solo.

Para a classificação do solo segundo os sistemas TRB e USCS, foram analisados os resultados dos ensaios de massa específica dos sólidos, da análise granulométrica conjunta e dos limites de consistência. De acordo com esses resultados o solo foi classificado como SM-SC (areia argilo-siltosa), segundo o sistema USCS, e como A-2-4 (grupo dos solos granulares), segundo o sistema TRB. Para a classificação do solo segundo o sistema MCT, foram obtidos os coeficientes c' igual a 1,30 e e' igual a 0,96, que o classifica como LA', solo arenoso laterítico.

O ensaio de compactação foi realizado na energia do Proctor normal para determinação da umidade ótima e da massa específica seca máxima (w_o e $\rho_{dmáx}$) do solo. Esses resultados foram respectivamente de 11,8% e 2,035 g/cm³.

3.2 Módulo de resiliência

Para a caracterização do solo nas diferentes condições de umidade foram realizados ensaio de módulo de resiliência antes do ensaio de deformação permanente e como critério para medida da adequação de cada modelo, obtido na regressão, foi adotado o coeficiente de determinação (R^2) de ensaios dos quatro diferentes modelos utilizados.

As regressões foram calculadas a partir dos ensaios em que se obteve um número mínimo de doze estágios de pares de tensão dos 15 totais. A tabela 3 apresenta os valores encontrados do Módulo de Resiliência para as diferentes condições de umidade testadas. Observa-se que, de maneira geral, os Modelos Composto e o Universal da AASHTO exibiram melhores resultados que os outros, pois consideraram as tensões desvio e a tensão confinante. Mas, o Modelo Composto apresentou o melhor desempenho para todas as condições.

Tabela 3: Resultados dos modelos.

Condição	Modelo	k_1	k_2	k_3	R^2
$w_o - 1,5\%$	Função de σ_d	80,475	0,321	-	0,14
	Função de σ_3	89,654	0,052	-	0,40
	Modelo Composto	27,184	0,679	-0,111	0,97
	Modelo Universal	52,625	0,253	-0,852	0,87
w_o	Função de σ_d	56,653	0,428	-	0,17
	Função de σ_3	45,028	0,154	-	0,36
	Modelo Composto	10,21	0,785	-0,106	0,98
	Modelo Universal	74,324	0,738	-0,637	0,81
$w_o + 1,5\%$	Função de σ_d	35,894	0,028	-	0,11
	Função de σ_3	20,251	0,589	-	0,29
	Modelo Composto	5,051	0,901	-0,097	0,97
	Modelo Universal	26,451	0,899	-0,255	0,93

Com base nos coeficientes das equações da tabela 3, observam-se valores de k_2 positivos, indicando a influência da tensão confinante no aumento do MR. Esse resultado permite enquadrar o solo testado na classe de solos granulares, devido à boa representação do modelo em função da tensão confinante. Na Figura 2 são apresentadas as representações dos modelos nas condições testadas ($w_o - 1,5\%$, w_o e $w_o + 1,5\%$), onde pode-se notar que:

- todos os gráficos possuem formatos similares, diferenciando-se apenas pelos valores máximos do MR;
- o efeito da tensão confinante aumenta com o aumento da umidade do solo;
- o efeito da tensão desvio aumenta com a redução da umidade;
- a variação de umidade influencia diretamente nos valores do módulo de resiliência e em seu comportamento, sendo que na condição mais seca são encontrados o maior valor de MR.

Foi calculado o valor de MR para o estado de tensões de $\sigma_3 = 180$ KPa e $\sigma_d = 71$ KPa, que seria representativo das tensões atuantes no topo do subleito. A partir desses valores encontrou-se um módulo de resiliência de 164,09 MPa para o solo testado na umidade ótima. Esse valor encontrado é compatível a valores apresentados na literatura técnica, por exemplo, o valor MR de 150 MPa apresentado por Balbo (2007) para um solo de classificação similar, e o intervalo de MR entre 160 e 220 MPa apresentado por Guimarães (2009) para um solo LA'.

A Figura 3 apresenta a variação do MR em função das condições de umidade testadas. Nota-se que o módulo de resiliência foi menor para o solo na condição mais úmida e 94% maior na condição mais seca.

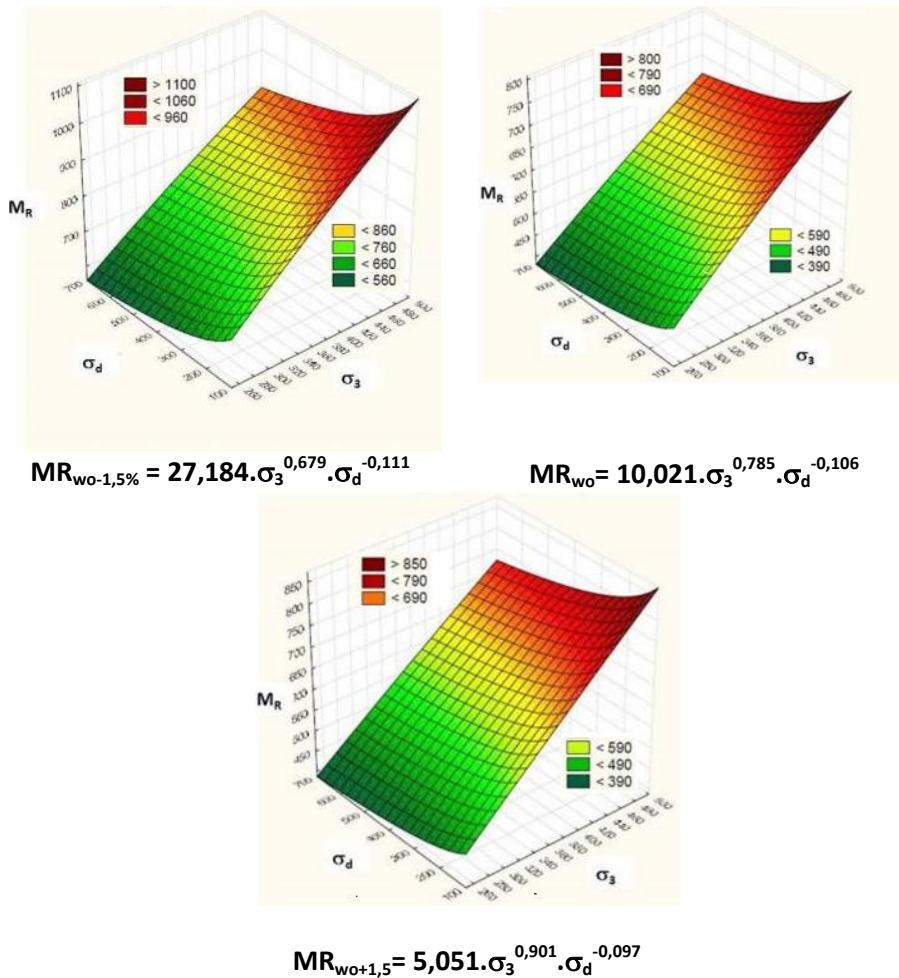


Figura 2: Variação do MR nas condições testadas.

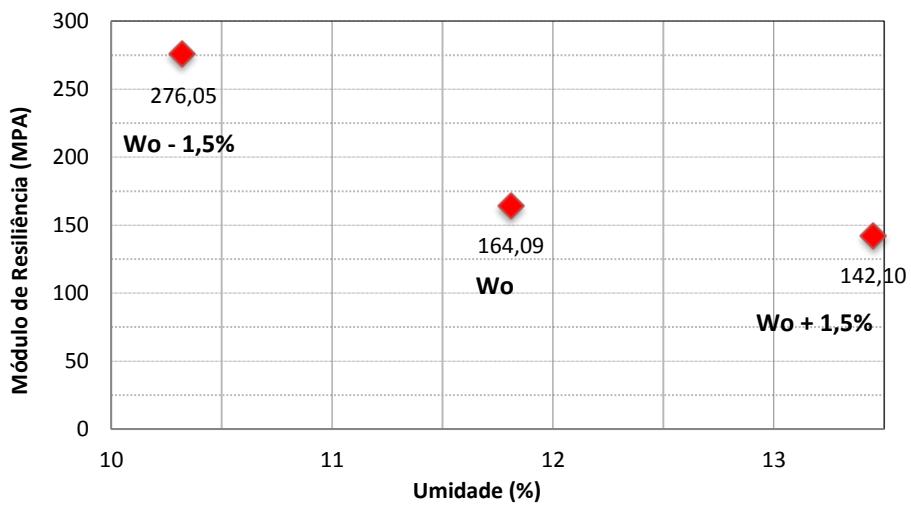


Figura 3: Variação do MR em função das condições de umidade.

3.3 Deformação permanente

Os resultados de ensaios de deformação permanente são apresentados a fim de possibilitar observar a influência de alguns dos principais fatores sobre a deformação permanente em solos, tais como umidade de compactação, tensão desvio (σ_d) e estado de tensões (σ_d/σ_3). A

tabela 4 apresenta as condições do programa experimental dessa pesquisa, assim como os resultados de ensaios e relações entre eles para observar taxas de acúmulo e desaceleração da deformação permanente.

Tabela 4: Resultados da deformação permanente.

Ensaios	CE	W_{teste} (%)	σ_d / σ_3	ϵ^l (%)	$\epsilon^{50.000}$ (%)	$\epsilon^{300.000}$ (%)	$\epsilon^l / \epsilon^{300.000}$ (%)	$\epsilon^{50.000} / \epsilon^{300.000}$ (%)
E1	$w_o - 1,5$	10,11		0,0018	0,0468	0,0532	3,30	87,85
E2	w_o	11,57	0,50	0,0014	0,0543	0,0575	2,49	94,51
E3	$w_o + 1,5$	13,12		0,0018	0,0666	0,0705	2,57	94,39
E4	$w_o - 1,5$	10,21		0,0037	0,0849	0,0854	4,29	99,38
E5	w_o	11,62	1,00	0,0030	0,1056	0,1155	2,62	91,39
E6	$w_o + 1,5$	13,14		0,0027	0,1230	0,1255	2,11	97,95
E7	$w_o - 1,5$	10,17		0,0028	0,1112	0,1221	2,26	91,04
E8	w_o	11,64	1,50	0,0104	0,1239	0,1357	7,65	91,37
E9	$w_o + 1,5$	13,29		0,0040	0,1328	0,1454	2,76	91,32
E10	$w_o - 1,5$	10,08		0,0039	0,1724	0,1774	2,21	97,14
E11	w_o	11,71	2,00	0,0096	0,1905	0,2011	4,80	94,75
E12	$w_o + 1,5$	13,24		0,0063	0,2099	0,2189	2,89	95,87

Observando-se os valores apresentados na tabela 4 nota-se um acentuado acréscimo de deformação permanente nos ciclos iniciais (ϵ^l) que se estende até 50.000 repetições de cargas ($\epsilon^{50.000}$). A partir daí, a taxa de crescimento da deformação permanente diminui, tornando-se praticamente constante.

É importante destacar que os valores de deformação permanente são muito baixos, mesmo para a condição $w_o+1,5\%$, sendo que o maior valor de deformação permanente obtido foi de 0,22% para o ensaio E12 ($\sigma_d = 140\text{kPa}$ e $\sigma_3 = 70\text{kPa}$). Esse resultado indica um material de elevada resistência à deformação permanente.

Ainda a partir dos dados apresentados na Tabela 4, pode-se observar que:

- As deformações permanentes são maiores para relações σ_d / σ_3 maiores.
- As deformações permanentes iniciais são de 2% a 5% da deformação final, com exceção do ensaio E8 que teve 7,65%.
- As deformações permanentes nos 50.000 ciclos já atingem cerca de 90% da deformação total, exceto para os ensaios E1 cujo valor é de, aproximadamente, 88%.
- É preciso um certo número de golpes para se alcançar a estabilização da deformação permanente, e para o solo desta pesquisa esse número é superior a 50.000 ciclos.

Para melhor visualizar o efeito do estado de tensões na deformação permanente, são apresentados os gráficos da Figura 5, onde se observa que a deformação permanente aumenta com o aumento da relação de tensões σ_d/σ_3 . O aumento dessa relação está associado a um aumento da tensão desvio com relação à confinante. Como a resistência dos solos granulares é governada pela tensão confinante, o aumento da relação σ_d/σ_3 causa um aumento na deformação permanente.

Com relação ao efeito da variação da umidade do solo, nota-se que:

- na condição $w_o-1,5\%$, houve um acentuado acréscimo dos valores de deformação nos ciclos iniciais que se estende até aproximadamente 100.000 ciclos, para a relação de tensões T3. Ao contrário da rápida acomodação sofrida pelo solo na relação de tensões T2;

- na condição w_o , nota-se que o solo ainda continua tendo um escoamento plástico com exceção da relação de tensões T2;
- na condição $w_o+1,5\%$ nota-se que para as relações de tensões mais altas (T3 e T4) o solo continua tendo um escoamento plástico, enquanto que nas mais baixas (T1 e T2) o solo apresenta rápida estabilização das deformações.

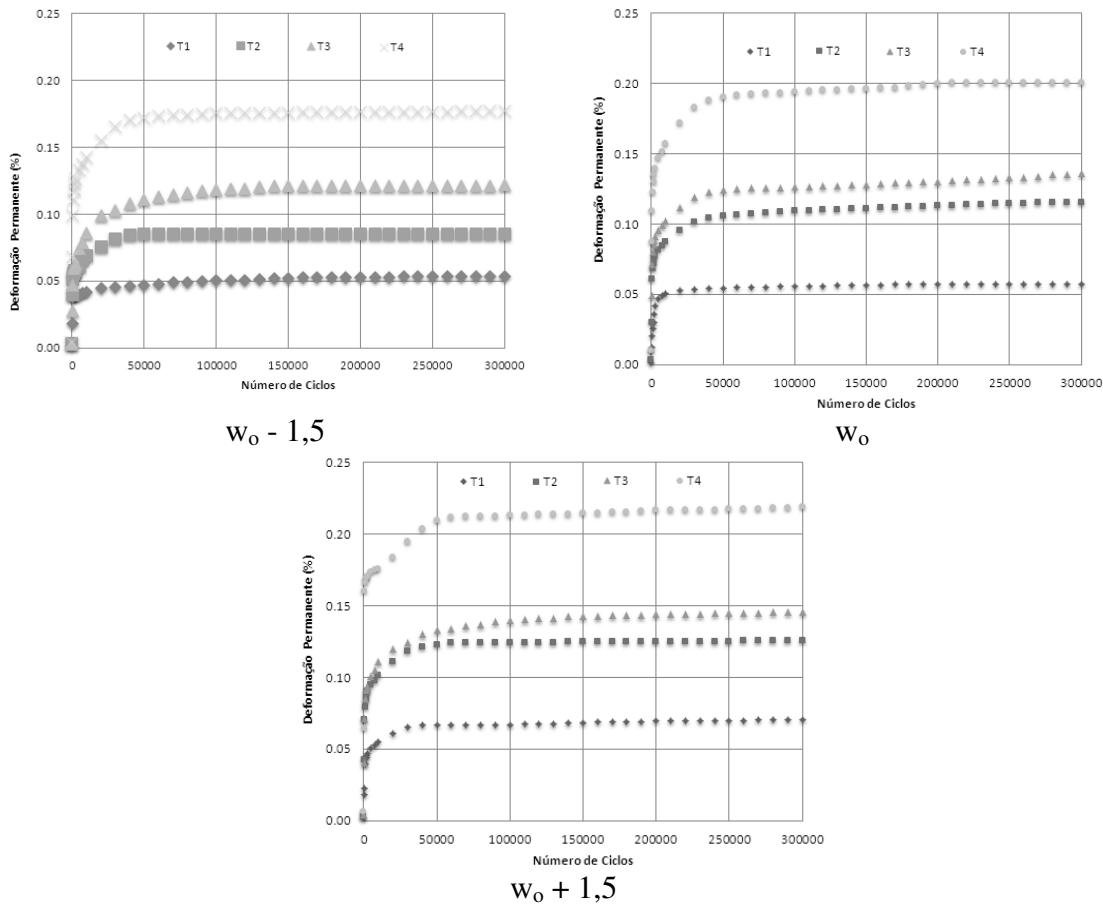


Figura 5: Variação da ε para as condições de umidade testadas.

Para as três condições de umidade, $w_o-1,5\%$, w_o e $w_o+1,5\%$, a relação entre a deformação permanente de T1 e T4 é respectivamente de 213%, 223% e 198%. Assim, de maneira geral, pode-se dizer que para um aumento da relação de tensões em 4 vezes, a deformação permanente duplica.

No que se refere ao efeitos da umidade na deformação permanente, são apresentados os gráficos da Figura 6 que se referem às relações de tensão T1, T2, T3 e T4. Analisando-se o comportamento das curvas, pode-se observar que a deformação permanente aumenta com o aumento da umidade. Porém, a intensidade do efeito da variação da umidade é menor que a da variação de tensões, isto porque o distanciamento entre as curvas é menor quando comparado ao distanciamento provocado pela variação de tensões (Figura 5).

A Figura 6 ainda permite concluir que para as tensões T3 e T4, o aumento em 3% na umidade do solo levou a um aumento da ordem de 20% na deformação permanente. Para as condições de tensões estudadas, a deformação permanente não se mostrou sensível à variação de umidade. Esse aprendizado é também suportado pela literatura técnica, que diz que os solos granulares não são afetados significativamente pela saturação, ao contrário dos solos argilosos.

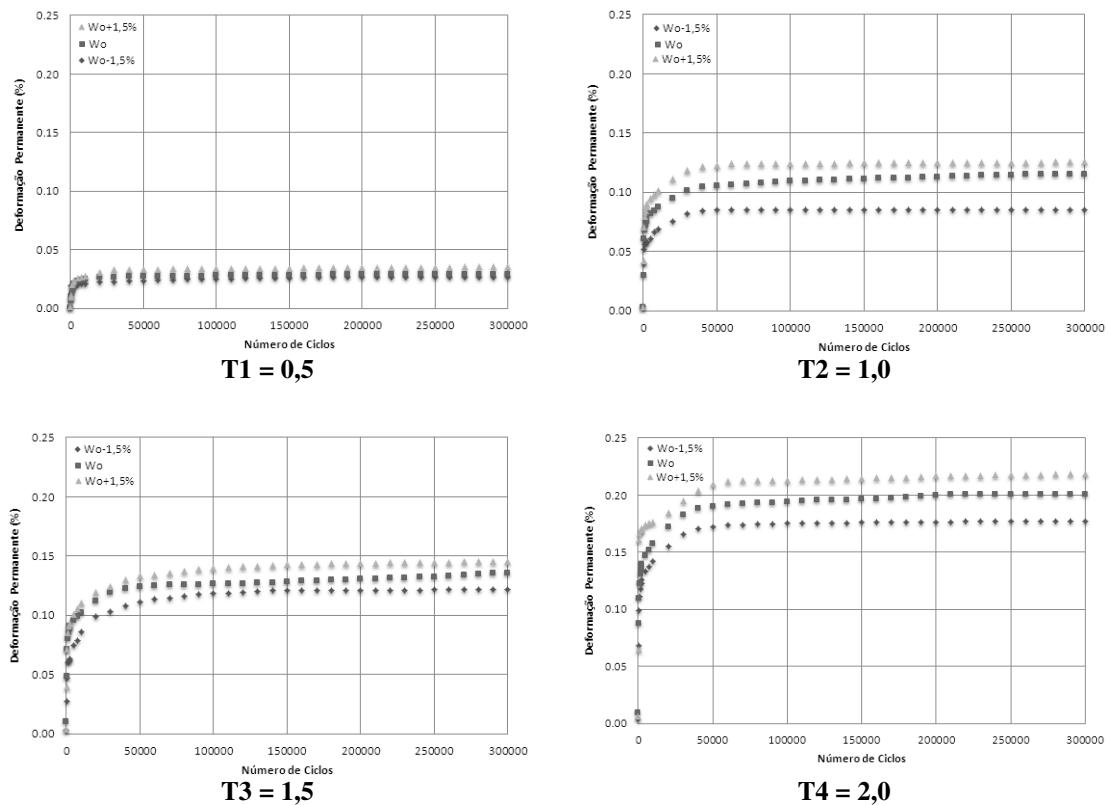


Figura 6: Variação da ε para as condições de tensões testadas.

4. CONCLUSÕES

Este artigo teve por objetivo entender a influência do estado de tensões e da umidade na deformação permanente de um solo de subleito. Os resultados deste estudo permitem concluir:

A variação de umidade teve uma grande influência no módulo de resiliência. Sendo que a compactação do solo, na umidade abaixo da ótima, causou um aumento no módulo de resiliência. Já a deformação permanente foi pouco sensível à variação da umidade, contudo o aumento da umidade sempre levou ao aumento da deformação permanente. Assim, para as condições estudadas, o aumento da umidade do solo causou uma diminuição de sua resistência e consequentemente um aumento na sua deformação.

Quanto ao módulo de resiliência, entendeu-se que quanto mais úmido estiver o solo maior a influência da tensão desvio e menor a da tensão confinante com relação ao módulo de resiliência, mostrando a sua similaridade de comportamento aos solos granulares.

O aumento na relação de tensões (σ_d/σ_3) teve influência importante no aumento da deformação permanente. A despeito de se tratar de um ensaio longo, nas condições experimentais de tensões e umidade mais altas, as deformações ainda não haviam se estabilizados. Indicando que a concomitância de condições de umidade desfavoráveis e carregamentos mais altos é muito prejudicial ao subleito.

Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo auxílio financeiro concedido, e ao programa de pós-graduação do Departamento de Transportes EESC/USP.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 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 (1984b) *NBR 6459 – Solo – Determinação do Limite de Liquefaz*. 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.
- Arnold, G. K. (2004) *Rutting of Granular Pavements* (Thesis - Philosophy). University of Nottingham, Nottingham, United Kingdom.
- Balbo, J. T. (2007) *Pavimentação Asfáltica, Materiais, Projeto e Restauração*. Oficina de Textos, São Paulo, SP.
- Barksdale, R. D. (1972) Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. *3rd Int. Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, London*. London, England, Proceedings, v. 1, p. 161-174.
- 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). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.
- 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). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.
- Huang, Y. H. (2004) *Pavement Analysis and Design*. Prentice Hall, New Jersey, USA.
- Lekarp, F.; I. R. Richardson e A. Dawson (1996) Influences on Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials. *Transportation Research Record*, Washington, D.C., n.1547, p.68-75.
- Lekarp, F. e A. Dawson (1998) Modelling Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials. *Construction and Building Materials*, vol. 12, n.1, p.9-18.
- Lekarp, F. (1999) *Resilient and Permanent Deformation Behaviour of Unbound Aggregates under Repeated Loading* (Thesis – Philosophy). Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
- Lekarp, F.; U. Isacsson e A. Dawson (2000) State of the Art II: Permanent Strain Response of Unbound Aggregates. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Reston, V.A., vol. 6, n.1, p.76-83.
- Medina, J. e L. M. G. Motta (2005) *Mecânica dos Pavimentos*. Editora UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- Medina, J. e E. S. Preussler (1980) Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos. *Associação Brasileira de Mecânica dos Solos*, Rio de Janeiro, RJ, vol. 3, n.1, p.3-26.
- Motta, L. M. G. (1991) *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade de Ensaios de Cargas Repetidas* (Tese - Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.
- Odermatt, N. (2000) *Permanent Deformation in Fine-Grained Subgrade Material – Triaxial and Accelerated Pavement Tests* (Thesis - Licentiate). Division of Highway Engineering, Royal Institute of Technology, Sweden.
- Pauta, J. L.; P. Hornych e J. P. Benaben (1996) Repeated load triaxial testing of granular materials in the French network of Laboratoires des Ponts et Chausse's. *Eur. Symp. Euroflex, The Netherlands*. Rotterdam, The Netherlands, Proceedings, v. 2, p.53-64.
- Preussler, E. S. (1978) *Ensaio Triaxial Dinâmico de Solo Arenoso* (Dissertação – Mestrado em Engenharia Civil). COPPE, Universidade Federal Do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.
- Svenson, M. (1980) *Ensaio Triaxial Dinâmico de Solos Argilosos* (Dissertação - Mestrado em Engenharia Civil). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.
- 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 Civil). EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- Thuler, R. B. (2005) *Estudo de Solos do Estado do Rio de Janeiro para Aplicação em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego* (Dissertação - Mestrado em Engenharia Civil). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.
- Yang, S. R.; Y. H. Huang e C. C. Liao (2008) Correlation Between Resilient Modulus and Plastic Deformation for Cohesive Subgrade Soil Under Repeated Loading. *Transportation Research Record*, Washington, D.C., n. 2053, p.72-79.
- Yoder, E. J. e M. W. Witczak (1975) *Principles of pavements design*. Wiley, New York, USA.