MADALENA MARIA PEREIRA RIBEIRO

Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo para obtenção do Título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.
Orientadora: Profa. Dra. Ana Paula Furlan.

São Carlos

2013

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

RIBEIRO, MADALENA MARIA PEREIRA
R484c Contribuição ao Estudo da Deformação Permanente dos Solos de Subleito / MADALENA MARIA PEREIRA RIBEIRO; orientadora ANA PAULA FURLAN. São Carlos, 2013.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes e Área de Concentração em Infra-Estrutura de Transporte -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2013.

1. SOLOS LATERÍTICOS. 2. DEFORMAÇÃO PERMANENTE. 3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA. 4. ESTADO DE TENSÕES. 5. SHAKEDOWN. 6. SUBLEITO. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **MADALENA MARIA PEREIRA RIBEIRO**.

Título da dissertação: "Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito".

Data da defesa: 05/08/2013

Comissão Julgadora:	**Resultado:**
Profa. Dra. **Ana Paula Furlan (Orientadora)** (Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)	Aprovada.
Prof. Titular **Alexandre Benetti Parreira** (Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)	APROVADO
Prof. Dr. **Dario Cardoso de Lima** (Universidade Federal de Viçosa-MG)	Aprovado

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes:
Prof. Associado **Antônio Nélson Rodrigues da Silva**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

“A Deus e aos meus pais, Tereza e Lázaro”.

AGRADECIMENTOS

A Deus e à Virgem Maria, sem Eles nada seria possível.

Aos meus pais, Tereza e Lázaro, pelos sábios ensinamentos, apoio afetivo, compreensão, carinho e ajuda incondicional.

Às minhas irmãs e aos meus sobrinhos, pelo carinho, ensinamentos, brincadeiras e principalmente pela unidade que mantemos, apesar da distância.

Aos meus amigos Marcelo Mancini e Tiago Bastos, pelo constante apoio, pelos conselhos, incentivo, paciência, amizade e confiança.

À minha orientadora, Professora Ana Paula Furlan, pelos ensinamentos, orientação, paciência e, em especial, pela confiança depositada no desenvolvimento deste trabalho.

Aos amigos Andressa NG, Felipe Bethonico, Luciana Spigolon, Robert Becerra, Vivian Bardini, Victor Frazão, pelo apoio e por todos os momentos e experiências vividas. Em especial, ao Luis Miguel e ao Wallace Fioravanti, pelas valiosas contribuições a esta pesquisa.

A todos os professores do Departamento de Transportes da EESC-USP, pelos conhecimentos transmitidos.

Aos funcionários do Laboratório de Estradas e do Departamento de Transportes, pela constante atenção e cordialidade.

Ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Transportes da EESC-USP e ao CNPq, pela bolsa de estudos concedida.

A todos os meus colegas e amigos do Departamento de Transportes, de São Carlos e de Passa-Quatro. E a todos que colaboraram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho, muito obrigada!

RESUMO

Ribeiro, M. M. P. (2013). **Contribuição ao Estudo da Deformação Permanente dos Solos de Subleito.** 2013. 119 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

Esta pesquisa apresenta uma contribuição ao entendimento do efeito da variação do estado de tensões e variação de umidade na compactação, na suscetibilidade à deformação permanente dos solos de subleito. Assim, um programa experimental foi desenvolvido considerando as variáveis o estado de tensões e a umidade, que são importantes na análise da evolução da deformação permanente dos solos de subleito. Para esta avaliação, foi utilizado um solo arenoso laterítico proveniente da região de Dois Córregos, estado de São Paulo, Brasil. Foram realizados ensaios de caracterização e ensaios triaxiais de cargas repetidas (módulo de resiliência e deformação permanente). Adicionalmente, foi analisado o efeito do acúmulo de deformação permanente nos valores de módulo de resiliência, que foi efetuado a partir de ensaios realizados antes e após o ensaio de deformação permanente. Além disso, de posse dos resultados de deformação permanente foi verificada a ocorrência do *Shakedown*. Concluiu-se que um aumento de tensões causa um aumento na deformação permanente, não sendo possível avaliar o efeito da variação de umidade na deformação permanente. Observou-se a ocorrência do *Shakedown*, porém não foi possível definir seu limite. Não foi possível o enquadramento da deformação permanente no modelo de Monismith, sendo proposto, por meio de regressão múltipla, um modelo para avaliação da deformação permanente, considerando as variáveis, umidade, número de aplicações de carga e estado de tensões.

Palavras-Chaves: Solos Lateríticos, Deformação Permanente, Módulo de Resiliência, Estado de Tensões, *Shakedown*.

ABSTRACT

Ribeiro, M. M. P. (2013). **Contribution to Study of Subgrade Soil Permanent Deformation**. 2013. 119 p. Thesis (Ms) - Engineering School of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 2013.

This research presents a contribution to understanding the effect of the variation of the state of stress and water content in the evolution of the permanent deformation of subgrade soils. A lateritic sandy soil from the region of Dois Córregos, State of São Paulo, Brazil, was used throughout the characterization and triaxial repeated loads tests (resilient module and permanent deformation tests). Additionally, it was analyzed the effect of the accumulation of permanent deformation in the values of resilient module from tests performed before and after the permanent deformation tests, as well as it was verified the occurrence of Shakedown. It was concluded that an increase of stress causes an increase in permanent deformation, but it was not possible to evaluate the effect of the variation of moisture content in permanent deformation. It was also observed the occurrence of Shakedown, but it was not possible to set its limit. Furthermore, it was not possible to fit the permanent deformation testing data in the model of Monismith, being proposed, by means of multiple regression, a model for the assessment of permanent deformation considering the variables moisture content, number of load applications and state of stress.

Key Words: lateritic soils, Permanent Deformation, Resilient Modulus, State Stress, Shakedown.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Comportamento Tensão x Deformação 18

Figura 2.2 – Designação genética de ocorrência das camadas de solos tropicais (VILLIBOR e NOGAMI, 2009) 20

Figura 2.3 – Valor da tensão de desvio em um elemento qualquer 23

Figura 2.4 – Influência da tensão desvio (GUIMARÃES, 2001) 25

Figura 2.5 – Influência da tensão confinante (GUIMARÃES, 2001) 25

Figura 2.6 – Variação da deformação permanente (BERNARDES, 2008)..... 26

Figura 2.7 – Deformações iniciais (BERNARDES, 2008)..... 27

Figura 2.8 – Influência da umidade (GUIMARÃES, 2001) 30

Figura 2.9 – Teoria do Shakedown (WERKMEISTER et al., 2001)..... 33

Figura 2.10 – Modelo de Werkmeister et al. (2001) 35

Figura 3.1 – Perfil de Identificação do SL2C 45

Figura 3.2 – MEV do solo SL2C (TAKEDA, 2006) 46

Figura 3.3 – MEV de um solo NA' (TAKEDA, 2006)..... 47

Figura 3.4 – Corpo-de-prova 10x20cm..... 49

Figura 3.5 – Prensa e cilindros utilizados..... 50

Figura 3.6 – Corpo-de-prova na câmara úmida..... 51

Figura 3.7 – Equipamento Triaxial de Cargas Repetidas 52

Figura 3.8 – Tela do software para obtenção dos dados do MR..... 53

Figura 3.9 – Tela do programa LabView 56

Figura 4.1 – Curva granulométrica do SL2C 59

Figura 4.2 – Curva de compactação 60

Figura 4.3 – Curvas de compactação (PINTO, 2006). 60

Figura 4.4 – Resultados da classificação MCT 61

Figura 4.5 – Variação do MR na condição $w_{ót}$-1,5% 65

Figura 4.6 – Variação do MR na condição $w_{ót}$ 66

Figura 4.7 – Variação do MR na condição $w_{ót}$+1,5% 66

Figura 4.9 – Variação do MR antes da ε 67

Figura 4.10 – Deformação permanente 70

Figura 4.11 – Variação da ε na condição $w_{ót}$ - 1,5% 72

Figura 4.12 – Variação da ε na condição $w_{ót}$ 73

Figura 4.13 – Variação da ε na condição wót + 1,5% 74

Figura 4.14 – Variação da ε para a condição T1 75

Figura 4.15 – Variação da ε para a condição T2 76

Figura 4.16 – Variação da ε para a condição T3 77

Figura 4.17 – Variação da ε para a condição T4 78

Figura 4.18 – Variação do MR após a ε 80

Figura 4.19 – Variação do MR após a ε. 81

Figura 4.20 – Variação do MR x ε 82

Figura 4.21 – Variação do MR com a relação σ_d/σ_3 83

Figura 4.22 – Comportamento do *Shakedown* T1 84

Figura 4.23 – Comportamento do *Shakedown* T2 85

Figura 4.24 – Comportamento do *Shakedown* T3 85

Figura 4.25 – Comportamento do *Shakedown* T4 86

Figura 4.26 – Análise do *Shakedown* 87

Figura 4.27 – Análise do *Shakedown* T1 88

Figura 4.28 – Análise do *Shakedown* T2 88

Figura 4.29 – Análise do *Shakedown* T3 89

Figura 4.30 – Análise do *Shakedown* T4 89

Figura 4.31 – Gráfico dos resíduos da probabilidade normal para a Hipótese - Ho^2 95

Figura 4.32 – Novo gráfico dos resíduos da probabilidade normal para a Hipótese - Ho^2 96

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Emprego dos solos tropicais 21

Tabela 2.2 – Emprego das relações σ_d/σ_3 e σ_1/σ_3 na literatura 24

Tabela 2.3 – Valores das tensões (GUIMARÃES, 2001) 24

Tabela 2.4 – Parâmetros do modelo (BERNARDES, 2008)..... 27

Tabela 2.5 – Valores das umidades (GUIMARÃES, 2001) 29

Tabela 2.6 – Valores da deformação (THULER, 2005)..... 30

Tabela 2.7 – Valores dos parâmetros A e B (SVENSON,1980)..... 37

Tabela 3.1 – Modelos para determinação do MR..... 54

Tabela 3.2 – Pares de tensões..... 55

Tabela 4.1 – Resultados da caracterização 58

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de mini-CBR. 62

Tabela 4.3 – Valores para classificação (VILLIBOR E NOGAMI, 2009)..... 62

Tabela 4.4 – Resultados dos modelos 64

Tabela 4.5 – Pares de tensões do ensaio 68

Tabela 4.7 – Resultado do MR após ε. 79

Tabela 4.8 – Parâmetros do modelo de Monismith. 91

Tabela 4.9 – Correlação dos dados Ho^2..... 93

Tabela 4.10 – Teste Anova - Ho^2 96

Tabela 4.11 – Regressão múltipla variáveis - Ho^2..... 96

Tabela 4.12 – Grau de precisão 99

LISTA DE SIGLAS

AASHO	American Association of State Highway Officials
AASHTO	American Association of state Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing and Materials
RBVT	Rodovias de baixo volume de tráfego
PIB	Produto Interno Bruto
SL2C	Solo Laterítico de Dois Córregos – SP
CBR	Índice de suporte Califórnia
MCT	Miniatura Compactado Tropical
LA’	Solo arenoso laterítico
LA	Areia fina laterítica
LG’	Solo argiloso laterítico
NA’	Solo arenoso não laterítico
NS’	Solo siltoso não laterítico.
NG’	Solo argiloso não laterítico.
TDP	Taxa de deformação constante
MR	Módulo de Resiliência
TRB	Transportation Research Board
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
USP	Universidade de São Paulo
IAC	Instituto Agronômico de Campinas (IAC)
Embrapa	Empresa Brasíleira de Pesquisa Agropecuária
PVA	Argissolos vermelho-amarelo.
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
NBR	Norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

ME	Método de Ensaio
ES	Especificação de Serviço
Mini-MCV	Ensaio MCV ou valor de MCV da metodologia MCT.
Mini-CBR	Ensaio de suporte da metodologia MCT.
MCT	Miniatura Compactado Tropical.
MCV	Moisture Condition Value
USCS	Unified Soil Classification System
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
IP	Índice de Plasticidade
LVDTs	Linear Variable Differential Transducers
VIF	Fator Inflacionário da Variância.
ANOVA	Análise da Variância.

LISTA DE SÍMBOLOS

e’	caráter laterítico
c’	argilosidade dos solos
σ_h	tensão horizontal
σ_d	tensão desvio
σ_3	tensão confinante
σ_1	tensão vertical
%	porcentagem
W	umidade
Wot	umidade ótima
P_{dmax}	massa específica seca máxima
ρ_s	massa específica seca.
ε	deformação permanente
N	número de aplicações de carga.
R^2	coeficiente de determinação
#	peneira
V	coeficiente de poisson
$\varepsilon^{Inicial}$	deformação permanente Inicial
$\varepsilon^{50.000}$	deformação permanente para 50000 ciclos.
$\varepsilon^{300.000}$	deformação permanente para 300000 ciclos.
Ho	hipótese nula.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 15
1.1 Objetivo 16
1.2 Organização do trabalho 17
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 18
2.1 Definições Básicas 18
2.2 Solos Lateríticos 19
2.3 Influência do estado de tensões 22
2.4 Influência do carregamento repetido 28
2.5 Influência da umidade 28
2.6 Influência no Módulo de Resiliência 31
2.7 A Teoria do *Shakedown* 32
2.8 Modelos de previsão da deformação permanente 36
3 MATERIAIS E MÉTODOS 44
3.1 Materiais 44
3.2 Metodologia 47
3.2.1 Caracterização e classificação dos solos 47
3.2.2 Ensaios Triaxiais de Cargas Repetidas 48
3.2.3 Análise dos Dados 55
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS 58
4.1 Caracterização Física do Solo 58
4.1.1 Ensaio de Compactação 59
4.1.2 Classificações MCT, TRB e USCS 61
4.2 Módulo de resiliência antes da deformação permanente 63
4.3 Deformação permanente 68
4.3.1 Influência das tensões 72
4.3.2 Influência da umidade 74
4.4 Módulo de resiliência após a deformação permanente 78
4.5 Pesquisa do *Shakedown* 83
4.6 Parâmetros do Modelo de Monismith 90
4.7 Parâmetros do modelo proposto 91
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS 100
5.1 Conclusões 100
5.2 Sugestões para novas pesquisas 102

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 103
APÊNDICES 109
ANEXOS 118

1 INTRODUÇÃO

A principal função de um pavimento rodoviário é garantir segurança, conforto e economia aos usuários. Para cumprir essa função, a superfície do pavimento deve possuir boas características funcionais, tais como aderência, regularidade geométrica e capacidade de drenagem das águas superficiais.

As características funcionais dos pavimentos são cada vez mais valorizadas, isso decorre da procura por melhores níveis de segurança. Porém, os métodos mais comuns de dimensionamento de pavimentos rodoviários levam em consideração apenas a sua capacidade estrutural, sendo, por isso, necessário maior conhecimento na área das propriedades funcionais.

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, pois além de evidenciar uma degradação da estrutura do pavimento, pode reduzir consideravelmente o conforto ao rolamento e a segurança do usuário, e também aumentar os custos operacionais.

No decorrer da vida útil do pavimento, a cada solicitação do tráfego, o pavimento acumula deformações. Essas deformações são “compostas” de 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. Tal processo pode ser considerado uma condição de ruptura que ocorrerá com maior ou menor participação de cada camada da estrutura do pavimento (BALBO, 2007).

As deformações permanentes desenvolvem gradativamente devido ao carregamento repetido gerado pelo tráfego. Em geral, podem ocorrer segundo cinco mecanismos (BALBO, 2007; HUANG, 1993; MEDINA e MOTTA, 2005; YODER e WITCZAK, 1975):

1. Misturas asfálticas de baixa densidade, de baixa estabilidade ou com excesso de ligante asfáltico;

2. Densificação ou ruptura por cisalhamento dos materiais asfálticos;
3. Compactação deficiente das camadas do pavimento;
4. Expansão ou contração das camadas inferiores;
5. Baixa resistência das camadas inferiores.

Nota-se que os mecanismos de 3 a 5 podem estar relacionados com o subleito. Medina e Motta (2005) citam resultados da pista experimental da American Association of State Highway Officials (AASHO), onde foi possível determinar a porcentagem de contribuição de cada camada do pavimento para o afundamento da trilha de roda. Constatou-se naquelas condições que a camada de revestimento foi responsável por 32% desse afundamento, a base de brita por 14%, a sub-base por 45% e o subleito por 9%.

Observando essas porcentagens, poder-se-ia concluir, antecipadamente, que a influência do subleito no potencial de deformação permanente de um pavimento não é importante. Entretanto, quando a estrutura de um pavimento não é provida de sub-base, por exemplo, essa contribuição pode tornar-se preocupante. Além disso, deve-se ter em mente que a concepção de pavimentos para vias com baixo volume de tráfego, por exemplo, não contempla a execução de pavimentos em camadas, sendo o próprio subleito, após algum serviço de melhoria, o responsável pelo recebimento das cargas do tráfego. Consoante a isso, justifica-se a necessidade de análises mais profundas em relação à deformação permanente em solos de subleito.

1.1 Objetivo

A presente pesquisa tem como objetivo estudar a deformação permanente em um solo laterítico, focando principalmente na análise da influência do estado de tensões, da influência da variação de umidade e do efeito da deformação permanente sobre o módulo de resiliência. Também visa compreender e detectar a ocorrência do *shakedown* e propor um modelo de previsão da deformação permanente em solos de subleito.

1.2 Organização do trabalho

Este texto está dividido em cinco partes. Na introdução é apresentada uma breve justificativa sobre a relevância do estudo, o objetivo do trabalho e como esse foi organizado. O primeiro capítulo aborda os principais assuntos pesquisados que dão suporte científico à pesquisa, tais como: os solos lateríticos, a influência das tensões aplicadas, a influência do carregamento repetido, a influência da variação de umidade, a influência no módulo de resiliência, a teoria do *Shakedown* e os modelos de avaliação da deformação permanente. No segundo capítulo são descritos os materiais escolhidos e os procedimentos laboratoriais empregados. No terceiro capítulo, são apresentados e analisados os resultados laboratoriais. Por último, nas considerações finais, são relatadas as principais conclusões obtidas nesta pesquisa e feitas algumas sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Definições Básicas

A deformação permanente é definida como o acúmulo de pequenos deslocamentos irreversíveis das camadas do pavimento em resposta às solicitações do tráfego (GUIMARÃES, 2001; MOTTA, 1991). Em resposta às solicitações do tráfego, as deformações do pavimento são compostas de duas parcelas, uma elástica ou resiliente e outra plástica ou permanente, como se ilustra na figura 2.1, em que se apresenta o comportamento tensão *versus* deformação durante um ciclo de aplicação de carga.

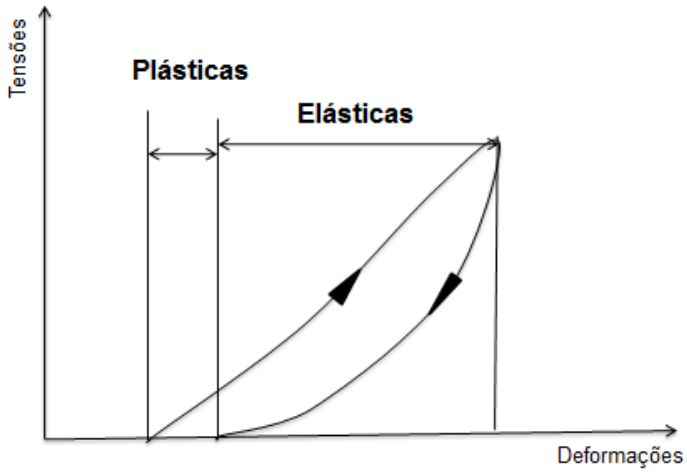


Figura 2.1 – Comportamento Tensão x Deformação

A parcela permanente 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.

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).

Uma estrutura típica de pavimento é composta por camadas e pode ser minimamente representada pelas camadas de rolamento e de base acomodadas sobre o terreno de fundação, chamado de subleito. O subleito é considerado a infraestrutura do pavimento e deve ser estudado até a profundidade em que atuam as cargas impostas pelo tráfego, que, geralmente, são aliviadas no primeiro metro (BERNUCCI *et al*., 2008; MEDINA e MOTTA, 2005; YODER e WITCZAK, 1975).

Os estudos dos solos que constituem o subleito devem englobar tanto uma análise dos materiais quanto uma análise de projeto. Na análise dos materiais, incluem-se as análises geotécnicas, que possibilitam o seu reconhecimento, identificação e caracterização das propriedades físicas e mecânicas. Enquanto que na análise de projeto é necessário conhecer os mecanismos de deterioração do pavimento e, por conseguinte ao subleito (BALBO, 2007).

2.2 Solos Lateríticos

Pedologicamente, solo é um material natural, geralmente não consolidado, constituído por minerais e matéria orgânica, diferenciando-se por horizontes, morfologia, constituição, propriedades físicas e características biológicas.

Solos tropicais são aqueles que apresentam peculiaridades quanto às propriedades e ao comportamento em relação aos solos não tropicais, em decorrência da atuação

de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas (VILLIBOR e NOGAMI, 2009).

Dentre os solos tropicais, destacam-se duas grandes classes: os solos lateríticos e os solos saprolíticos. Na figura 2.2 encontra-se um perfil esquemático da ocorrência destes solos em regiões tropicais.

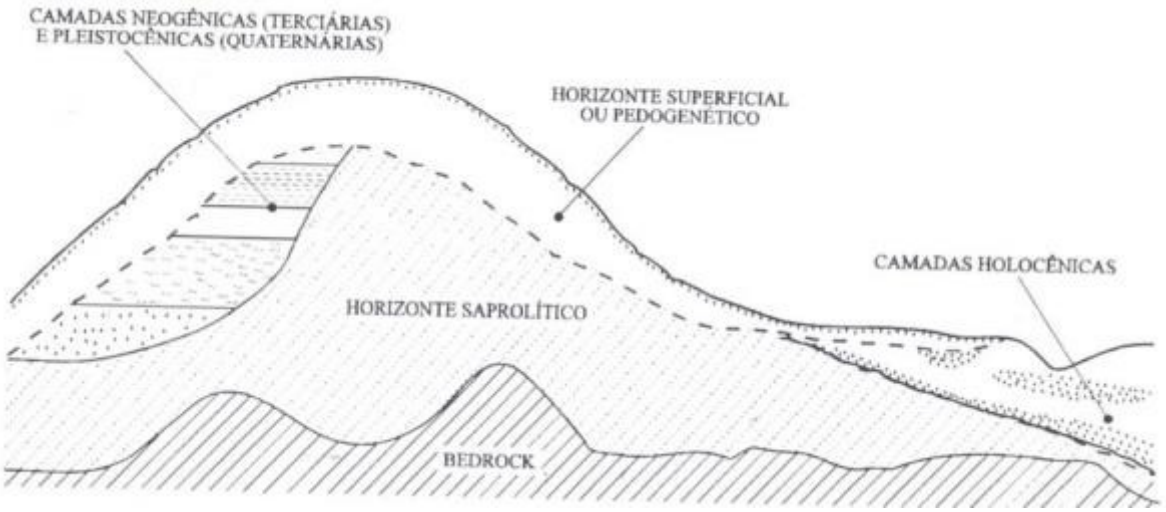


Figura 2.2 – Designação genética de ocorrência das camadas de solos tropicais (VILLIBOR e NOGAMI, 2009)

Os solos lateríticos constituem a camada mais superficial das áreas bem drenadas das regiões tropicais úmidas. Eles são resultantes da atuação do intemperismo por um processo denominado latossolização. Pertencem aos horizontes A ou B e possuem espessuras que podem atingir até dois metros, porém raras vezes ultrapassam dez metros. Esses solos apresentam a caulinita como argilo-mineral predominante e óxidos de ferro e alumínio nas frações finas, conferindo-lhe as cores vermelho, amarelo, marrom e alaranjado (BALBO, 2007; VILLIBOR e NOGAMI, 2009).

Os solos tropicais lateríticos, geralmente, apresentam Índice de Suporte Califórnia (CBR) mais elevado, na condição de densidade seca máxima da energia intermediária, sendo que as areias finas argilosas podem atingir CBR de 80% e as argilas de 40%. Esses solos possuem reduzida perda de suporte por imersão em água, baixa expansão e baixa permeabilidade (BALBO, 2007).

A metodologia Miniatura Compactado Tropical (MCT) foi criada no Brasil em 1981 com finalidade de classificar os solos tropicais. Essa metodologia foi concebida tendo em vista as propriedades mecânicas e hidráulicas diferenciadas dos solos tropicais quando compactados e devido a sua vasta aplicação na pavimentação brasileira.

Com base na relação entre as propriedades do solo (expansão, contração, mini-CBR, coeficiente de sorção e permeabilidade) e seu potencial de aplicação na pavimentação, a MCT busca diferenciar os solos de comportamento laterítico (L) daqueles de comportamento não laterítico (N).

A classificação MCT possibilita a previsão das propriedades do solo, assim é possível estimar o comportamento e a adequação do solo para o uso na pavimentação, como pode ser observado na tabela 2.1, que mostra o emprego dos solos tropicais.

O processo de classificação MCT baseia-se na determinação dos índices *e'* e *c'* que expressam, respectivamente, o caráter laterítico e a argilosidade dos solos, enquadrando determinado solo em um dos sete grupos: LA (areia laterítica), LA' (laterítico arenoso), NA (areia não laterítica), NA' (não laterítico arenoso), LG' (laterítico argiloso), NG' (não laterítico argiloso) e NS' (não laterítico siltoso).

Tabela 2.1 – Emprego dos solos tropicais

Tipo de solo	Denominação	Emprego em Pavimentação
LA	Areia fina laterítica	Subleitos e reforços de subleitos (eventualmente como base ou sub-base)
LA'	Solo arenoso laterítico	Subleitos, reforços, sub-base e bases
LG'	Solo argiloso laterítico	Subleitos e reforços de subleitos
NA'	Solo arenoso não laterítico	Subleitos quando não substituíveis (raramente como base ou sub-base)
NS'	Solo siltoso não laterítico	Subleitos quando não substituíveis (embora não recomendável)
NG'	Solo argiloso não laterítico	Subleitos quando não substituíveis

Takeda (2006) estudou o comportamento mecânico de alguns solos lateríticos do interior paulista e observou que, na maior parte dos casos, os solos lateríticos

apresentam valores de módulo de resiliência maiores do que os solos não-lateríticos, concluindo também que a classificação MCT consegue prever com eficiência o caráter laterítico dos solos.

2.3 Influência do estado de tensões

O estado de tensões é um dos fatores mais importantes na deformação permanente em solos. Para quantificar essa influência, os ensaios de laboratórios devem reproduzir as condições de atuação no campo, com atenção especial à reorientação das tensões principais que ocorre em solos submetidos a cargas móveis no campo.

Uma das limitações do equipamento triaxial de cargas repetidas se refere à sua impossibilidade de simular a inversão das tensões principais que ocorre em um elemento de solo submetido à ação de cargas móveis. Lekarp et al. (1996) observou que ao simular a inversão das tensões principais, para um mesmo carregamento, a deformação permanente foi maior do que a obtida com ensaios triaxiais de cargas repetidas.

O comportamento de um solo quanto à deformação permanente também está relacionado com à sequência de tensões à que foi submetido. Monismith et al. (1975) indicou que uma série de aplicações de tensões na argila siltosa pode produzir um considerável efeito de enrijecimento do material.

Observando a configuração das cargas aplicadas em um ensaio triaxial de cargas repetidas, pode-se considerar que o acréscimo da tensão desvio gera um acréscimo da deformação permanente total, tal como pode ser constatado em Lekarp et al. (1996), Odermatt (2000), Guimarães (2009), entre muitos outros. Com relação à influência da tensão confinante, examina-se que a diminuição da tensão confinante gera aumento da deformação permanente.

Odermatt (2000) mostrou que para solos argilosos, siltosos e arenosos quanto maior a razão σ_1/σ_3 maior será a deformação permanente, sendo que esta relação está diretamente associada à tensão cisalhante.

Para Lekarp *et al.* (2000), Guimarães (2009) e Svenson (1980), o desenvolvimento da deformação permanente nos solos granulares será menor à medida que a tensão de confinamento for maior, isso porque a resistência dos solos granulares é dependente da tensão de confinamento. Por analogia, nos solos argilosos, em que a tensão de confinamento é menos importante devido à existência da coesão, a suscetibilidade à deformação permanente é regida pela intensidade da tensão desvio.

O valor da tensão de desvio (σ_d) é calculado conforme a figura 2.3, na qual se apresenta o valor da tensão de desvio em um elemento qualquer. A tensão confinante (σ_3) é igual à tensão horizontal maior.

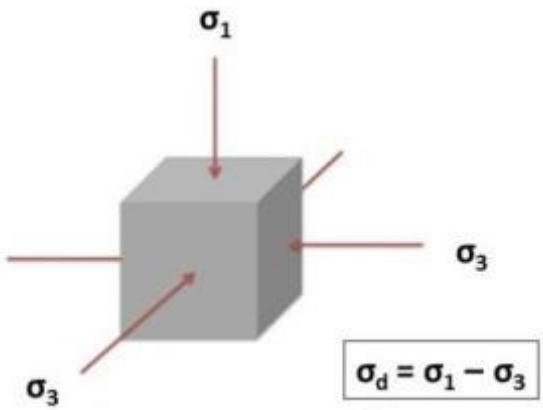


Figura 2.3 – Valor da tensão de desvio em um elemento qualquer

Muitos pesquisadores adotam uma relação entre a tensão desvio e a tensão confinante, ou entre a tensão vertical (σ_1) e a tensão confinante. Guimarães (2009) relata que a relação entre a tensão vertical e a tensão confinante está diretamente associada à tensão cisalhante, cuja inversão está associada à ação do movimento horizontal dos veículos. Esses dados podem ser analisados na tabela 2.2, nela é exposto o emprego das relações σ_d/σ_3 e σ_1/σ_3 para ensaios de deformação permanente.

Tabela 2.2 – Emprego das relações σ_d/σ_3 e σ_1/σ_3 na literatura

Ano	Autor	σ_d/σ_3	σ_1/σ_3
1996	Behzadi e Yandell	2,5 - 7	
1996	Lekarp *et al.*	0,8 - 2	
2001	Werkmeister *et al.*	0,5 - 11	
2001	Guimarães		1,5 - 3,0
2005	Thuler		2 - 4
2009	Guimarães	0,67 - 3	
2009	Medrado	1 - 3	

Guimarães (2001) analisou uma argila amarela do Rio de Janeiro quanto à influência de alguns fatores na deformação permanente, tais como: umidade de compactação, tensão desvio, tensão confinante e razão de tensões (σ_1/σ_3).

Nos ensaios 2 e 3, da tabela 2.3, manteve-se o valor da tensão confinante, variando apenas o da tensão desvio. A figura 2.4 apresenta as curvas de deformação permanente específica *versus* número de ciclos de aplicação de carga para estes ensaios realizados na argila amarela. Nota-se da figura 2.4 um aumento significativo, aproximadamente 43%, na deformação permanente (ε) quando se varia a tensão de desvio de 35 para 70kPa, mantendo-se a tensão confinante em 70kPa.

Tabela 2.3 – Valores das tensões (GUIMARÃES, 2001)

Ensaio	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_1/σ_3
2	70	70	2,0
3	35	70	1,5
7	70	50	2,5

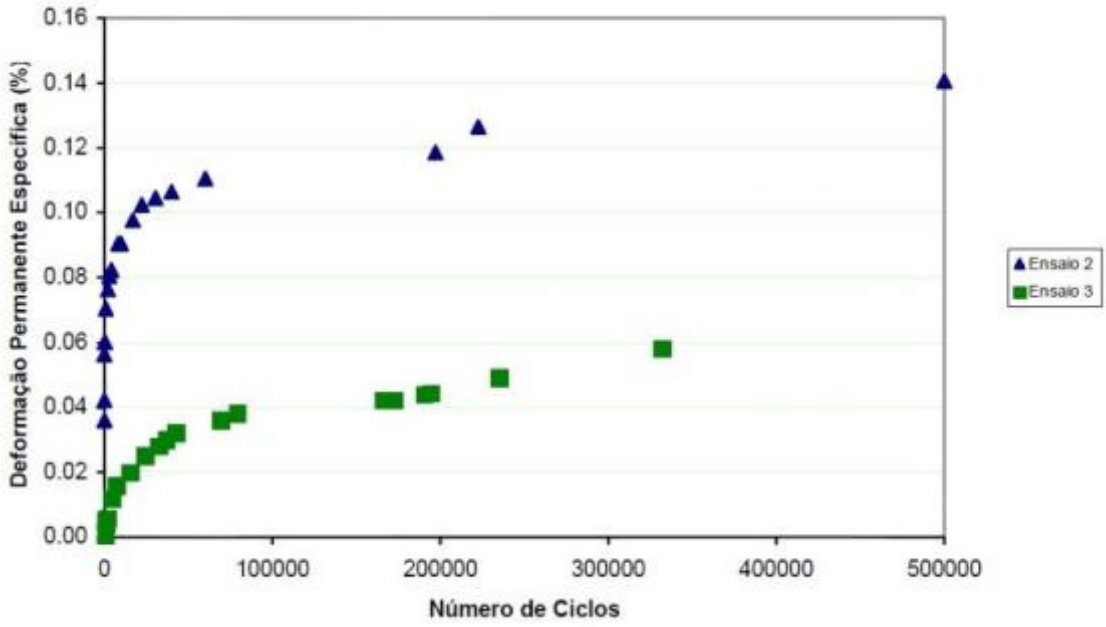


Figura 2.4 – Influência da tensão desvio (GUIMARÃES, 2001)

A figura 2.5 apresenta os resultados dos ensaios 2 e 7 da tabela 2.3, nos quais manteve-se a mesma tensão desvio de 70kPa, e variou-se apenas a tensão confinante de 50 para 70kPa. Nota-se, na figura 2.5, um pequeno aumento de aproximadamente 17% na deformação permanente. A partir dos ensaios, Guimarães (2001) verifica a grande influência da tensão desvio nos solos argilosos.

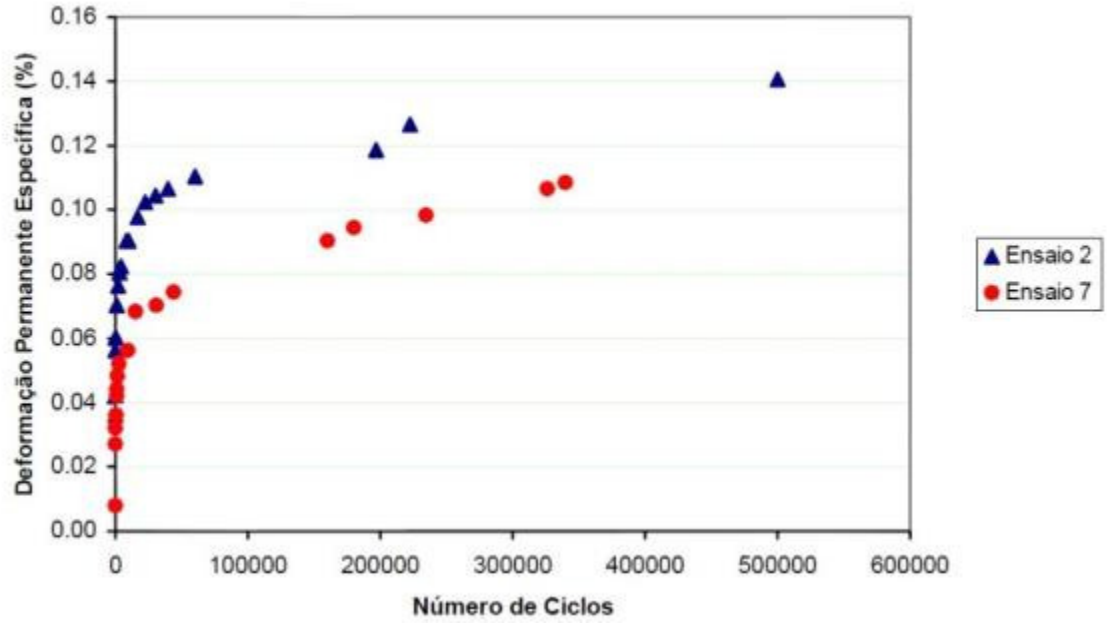


Figura 2.5 – Influência da tensão confinante (GUIMARÃES, 2001)

Guimarães (2009), analisando a influência da tensão desvio na deformação permanente de uma areia argilosa (LG') do Espírito Santo, constatou que, para uma tensão confinante igual a 40 kPa, a deformação permanente para a razão de tensões (σ_d/σ_3) igual a 1 foi menor que 1,0 mm, já para a razão igual a 3 esse valor foi superior a 5 mm. Com isso, o autor demonstrou a grande influência da tensão desvio na avaliação da deformação permanente.

Bernardes (2008) analisou o comportamento mecânico de um solo residual de arenito para ser utilizado como subleito de pavimentos. Os ensaios foram realizados segundo o método de carregamento em multiestágios, no qual a pressão confinante é mantida constante, enquanto a tensão desvio sofre um incremento quando as deformações cessam ou atingem uma taxa de deformação constante (TDP). O número de ciclos definidos para os incrementos de tensão foi de 80.000 ciclos.

Em sua pesquisa, Bernardes (2008) apresentou três ensaios em multiestágios de carga, com pressões confinantes de 21, 35 e 53 kPa, respectivamente. Para cada ensaio, a primeira tensão desvio aplicada foi igual à tensão confinante e cada incremento correspondeu a um acréscimo de tensão igual ao valor da tensão confinante, variando a relação σ_d/σ_3 de 1 a 5. Como pode ser observado no gráfico da figura 2.6, em que se apresenta a variação da deformação permanente com as tensões aplicadas para uma mesma relação σ_d/σ_3, a maior deformação permanente ocorreu na condição de maior tensão confinante.

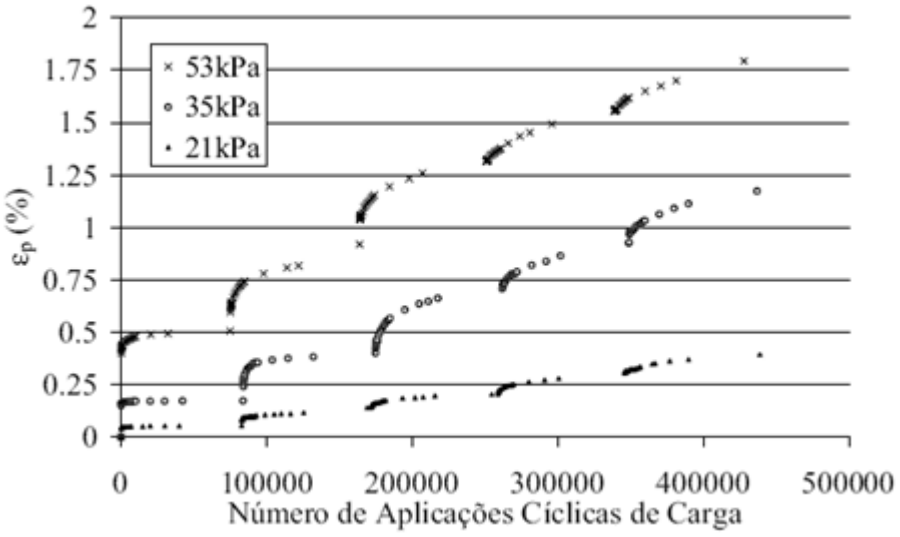


Figura 2.6 – Variação da deformação permanente (BERNARDES, 2008)

Os resultados obtidos por Bernardes (2008) para deformação permanente inicial são apresentados na tabela 2.4 e figura 2.7, nelas pode ser observado como os valores da deformação permanente aumentam com a tensão desvio. No entanto, para uma mesma tensão desvio, os valores da deformação aumentam com o acréscimo de tensão confinante. Este fato pode ser explicado pela história de tensões acumuladas pelos corpos-de-prova. O corpo-de-prova que foi submetido inicialmente aos estados de tensões menores apresentou deformações permanentes iniciais inferiores àquele que foi submetido diretamente aos estados de tensões maiores.

Tabela 2.4 – Parâmetros do modelo (BERNARDES, 2008)

σ_3 (KPa)	σ_d (KPa)	ε_{pi} (%)	TDP (%ciclox10^{-8})
21	21	0,05026	6,633
21	42	0,09702	49,32
21	63	0,1799	29,16
21	84	0,2536	59,52
21	105	0,3472	51,18
35	35	0,1678	6,36
35	70	0,354	53,21
35	105	0,6026	120,3
35	140	0,8133	126,7
35	175	1,061	126,7
53	53	0,4782	37,43
53	106	0,7229	216,6
53	159	1,171	171,7
53	212	1,417	165,9
53	265	1,599	222,4

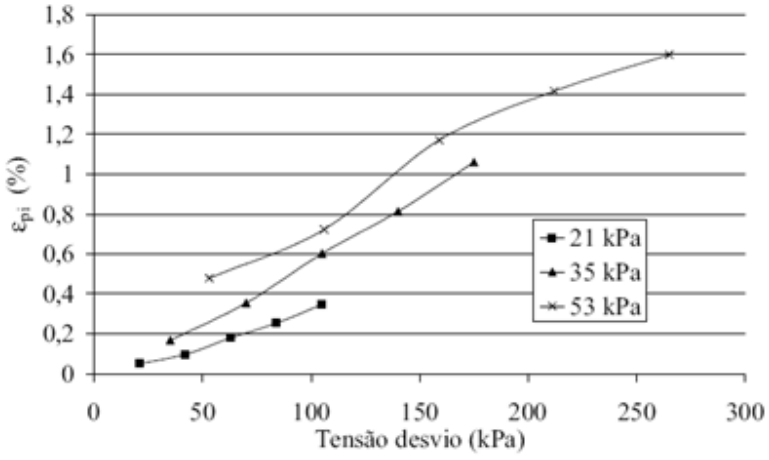


Figura 2.7 – Deformações iniciais (BERNARDES, 2008)

2.4 Influência do carregamento repetido

O acúmulo de deformação permanente é um processo gradual, onde a repetição do carregamento contribui com pequenos incrementos na deformação permanente total. Portanto, o número de ciclos de carregamento é um fator importante a se considerar na análise do comportamento dos materiais em longo prazo. Esse fator foi observado por muitos autores na literatura. Barksdale (1972), por exemplo, notou que, a deformação permanente acumulada ainda pode apresentar um aumento significativo, mesmo após um elevado número de repetições de carga. Por outro lado, Brown e Hyde (1975) mostraram que um estado de equilíbrio foi estabelecido depois de 1000 ciclos de aplicações de carga. Paute *et al.* (1996) concluíram que o acúmulo da deformação permanente em materiais granulares devido ao carregamento repetido estabiliza a tal ponto que é possível definir um valor limite para a deformação permanente total.

Guimarães (2009) observou dois comportamentos da deformação permanente quanto ao carregamento repetido, um, onde a deformação é crescente até a ruptura do corpo-de-prova; e outro, onde a deformação é crescente até que se atinja um estado de equilíbrio, quando cessa o aumento.

Há uma dificuldade muito grande em se estabelecer o número de ciclos de aplicação de cargas para o término do ensaio de deformação permanente, como ocorre com o ensaio de módulo de resiliência, pois o efeito do carregamento repetido sobre a deformação permanente está condicionado aos fatores como tipo de solo e condições de umidade. Motta (1991) recomendou que fosse observada a taxa de acréscimo da deformação permanente e, quando esse valor se aproximar a zero, o ensaio poderia ser paralisado.

2.5 Influência da umidade

A presença da quantidade adequada de água no solo pode influenciar positivamente a coesão dos materiais, contudo, um pequeno aumento na quantidade de água pode

gerar, dentre outras consequências, um aumento importante na deformação permanente e uma diminuição no módulo de resiliência.

O efeito da variação de umidade no subleito pode ser analisado de duas maneiras, que se referem à:

1. Variação de umidade na compactação, onde se depreende algum erro no controle da umidade de compactação;
2. Variação da umidade pós-compactação, atribuições normalmente a ciclos de infiltrações e secagem.

As normas do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), que se referem ao controle dos materiais utilizados na regularização do subleito, admitem uma variação de mais ou menos 2% da umidade ótima de compactação. Para Guimarães (2009), o intervalo deve ser revisto, uma vez que a variação de umidade em 2% pode propiciar a variação de propriedades importantes dependendo do tipo de solo.

Guimarães (2001), analisando o efeito da umidade na deformação permanente da argila amarela do Rio de Janeiro, comparou os ensaios 6 e 13 da tabela 2.5, nos quais mantiveram-se as tensões aplicadas constantes e variou-se a umidade em 9%. A figura 2.8 apresenta as curvas de deformação permanente para essas duas condições de ensaios. Nota-se que as curvas têm formas bastante semelhantes, diferindo entre si apenas pela magnitude da deformação permanente, e que o corpo de prova com umidade mais elevada apresentou deformação permanente de aproximadamente 33% maior que o corpo de prova mais seco. Guimarães (2001) concluiu que um aumento de 9% na umidade gerou um aumento de aproximadamente 33% na deformação permanente.

Tabela 2.5 – Valores das umidades (GUIMARÃES, 2001)

Ensaio	σ_d (kPa)	σ_3 (kPa)	σ_1/σ_3	h(%)
6	120	120	2	19,9
13	120	120	2	21,7

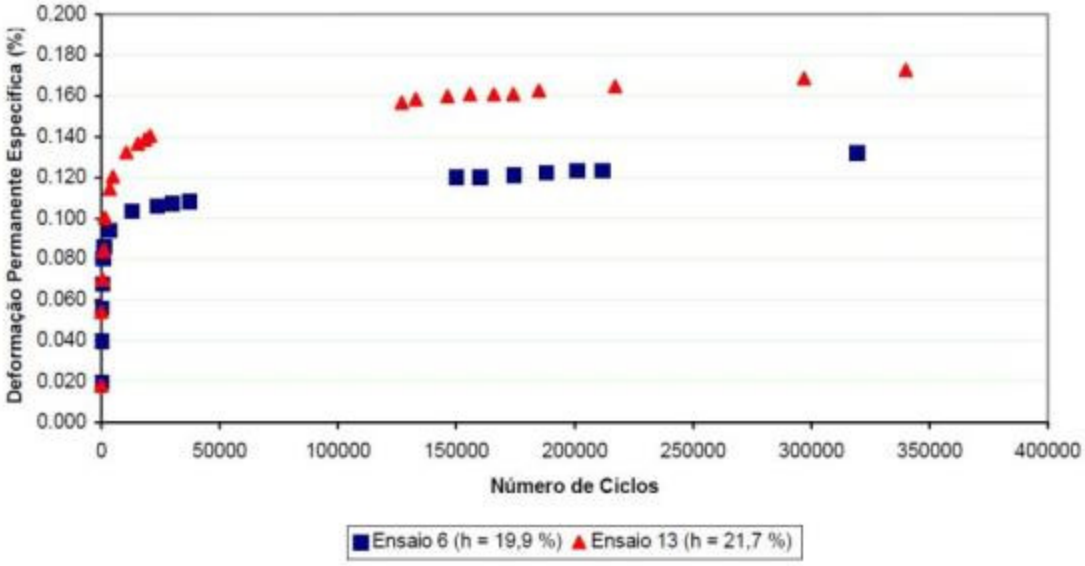


Figura 2.8 – Influência da umidade (GUIMARÃES, 2001)

Thuler (2005), analisando alguns solos finos de comportamento laterítico do estado do Rio de Janeiro, observou que os solos apresentaram baixas deformações permanentes quando compactados na umidade ótima. Porém, quando compactados no ramo úmido, notou uma acentuada deformação permanente, mostrando a importância do controle de umidade de compactação em campo. A tabela 2.6 apresenta os valores de deformação encontrados por Thuler (2005), nota-se que o aumento de 1,2 vezes na umidade de compactação pode produzir um aumento de 23,8 vezes na deformação permanente.

Tabela 2.6 – Valores da deformação (THULER, 2005)

Amostra	W_{ot} (%)	Umidade de Compactação (%)	ε_p (mm)
683	26,5	25,5	0,327
689	26,5	31,2	7,782

Os processos de umedecimento e homogeneização de solos no campo caracterizam-se por elevada dispersão. Assim, mesmo que os cálculos da quantidade de água a ser adicionada tenham sido elaborados adequadamente, o resultado final pode exibir variações entorno da umidade ótima. Dessa forma, a pesquisa da influência da umidade de compactação sobre a deformação

permanente acumulada é desejável, assim como o controle de qualidade no processo de compactação no campo.

2.6 Influência no Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência é o parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais sobre o carregamento repetido, e é uma propriedade importante utilizada nos métodos de dimensionamento mecanístico de pavimentos flexíveis. Desde 1986 a American Association of State Highway and Transportation Officials (AASTHO), por meio do seu guia de dimensionamento de pavimento, incorporou a utilização do módulo de resiliência para a caracterização dos materiais para pavimentação.

Takeda (2006) constatou, comparando solos lateríticos e não-lateríticos, que os solos lateríticos podem apresentar valores elevados de módulo de resiliência se comparados aos valores obtidos para materiais granulares com módulos de resiliência altos. Conforme observado por Motta (1991), diversas literaturas apresentam materiais lateríticos com módulos constantes e bastante elevados independente do estado de tensões que se encontram.

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; energia de compactação.

Muitos trabalhos avaliam os fatores que influenciam o módulo de resiliência, contudo poucos 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 e constatou que há um enrijecimento do solo com as sucessivas aplicações de carga, sendo um importante fator a ser considerado no estudo do desempenho dos pavimentos.

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 e pode representar um benefício para o comportamento estrutural de pavimentos em fase de operação.

2.7 A Teoria do *Shakedown*

A teoria do *Shakedown* foi desenvolvida inicialmente para metais submetidos a cargas deslizantes ou rolantes. Foi introduzida no estudo de pavimentos em 1984, na Austrália, por Sharp e Booker, passando a ser utilizada para descrever o comportamento de estruturas de engenharia submetidas a carregamentos cíclicos. O principal objetivo dessa teoria é verificar se a deformação permanente, que a estrutura está submetida, pode conduzi-la à ruptura ou se tende à estabilização (GUIMARÃES, 2001).

Werkmeister et al. (2001) definem o *Shakedown* como o ponto limite a partir do qual ocorre a estabilização da deformação permanente, a partir desse limite o material apresenta comportamento elástico.

Segundo Paute et al. (1996), quando os solos são submetidos ao carregamento cíclico correspondente ao tráfego, para que os níveis de tensão aplicados não levem o material à ruptura, distinguem-se dois estágios:

1) Início do carregamento, quando a deformação permanente aumenta rapidamente, e a elástica diminui (devido ao aumento da rigidez do material);
2) Após certo número de aplicações de carga, quando a deformação permanente tende a estabilizar (fenômeno de acomodação) e o comportamento do material pode ser considerado elástico.

A definição do limite de *Shakedown* depende da relação σ_d/σ_3 a que o material foi submetido. Em relações σ_d/σ_3 mais baixas, os solos exibem comportamentos, que podem ser elásticos ou plásticos, que tendem ao estado de equilíbrio, em que a deformação permanente se torna constante; já em relações σ_d/σ_3 mais altas, os

solos exibem comportamentos plásticos que podem levar o pavimento à ruptura. Assim é importante que se conheçam (i) o nível de tensão correspondente ao final do comportamento puramente resiliente, e (ii) o início das deformações permanentes. Dessa forma, um pavimento pode ser projetado para que as deformações permanentes, em camadas estruturais, sejam de pequena magnitude.

Na teoria do *Shakedown*, existem quatro tipos de comportamentos de uma estrutura elasto-plástica sob ciclos de carregamento repetido:

- Comportamento 0 – puramente elástico
- Comportamento 1 – *Shakedown* elástico
- Comportamento 2 – *Shakedown* plástico
- Comportamento 3 – Colapso incremental

Esses comportamentos estão representados na figura 2.9, onde é observado que, para o comportamento 0, não ocorrem deformações permanentes e é denominado de puramente elástico.

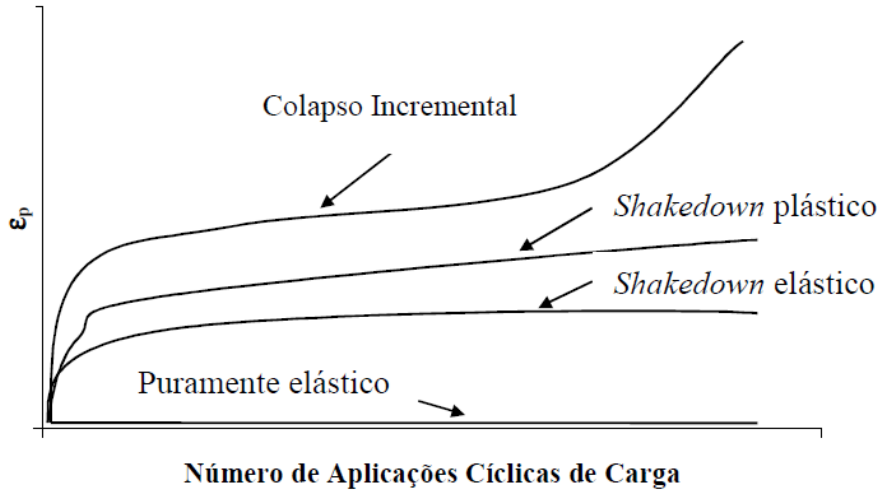


Figura 2.9 – Teoria do Shakedown (WERKMEISTER et al., 2001)

No comportamento 1, a resposta dos materiais é plástica para um número finito de aplicações de carga. Completado o período de pós-compactação, acomodamento das partículas, o comportamento se torna puramente elástico e as deformações

permanentes cessam. Esse comportamento estabelece uma região denominada “A” e é dito *Shakedown* elástico.

Com o aumento da razão de tensões, os materiais respondem de acordo com o comportamento 2, no qual durante os primeiros ciclos de carga, o alto nível de deformações diminui até um nível constante mais baixo. Esse comportamento estabelece uma região denominada “B” e é dito *Shakedown* plástico.

Para altos níveis de carregamento, a resposta dos materiais é sempre plástica e cada aplicação de carga resulta em um progressivo aumento nas deformações permanentes ε_p. Se o carregamento se aproxima da carga de ruptura, o decréscimo da taxa de deformações é muito lento. O início do processo de ruptura pode ser caracterizado por incrementos na razão de deformações permanentes.

O comportamento 3 resulta em ruptura do material (ou corpo de prova) pela formação de afundamentos de trilhas de roda (ou excesso de deformações permanentes) e, ainda, podem ocorrer quebra e abrasão de partículas. Esse comportamento estabelece uma região denominada “C” e é dito colapso incremental.

Dessa forma são definidas três regiões em que os materiais apresentam comportamentos distintos. Entre essas regiões existem dois limites definidos pelos estados de tensões que implicam em um ou outro comportamento. A definição experimental destes limites pode requerer um número elevado de ensaios, a fim de limitar as fronteiras entre as regiões A, B e C.

Werkmeister et al. (2001) realizaram ensaios triaxiais com carregamento repetido para medir a deformação permanente de materiais granulares. Os corpos de prova foram submetidos a diferentes relações σ_d/σ_3, que variaram de 1,0 até 8,0, os valores de σ_3 variam entre 70 kPa e 280 kPa, e a diferentes tempos de carregamento. Esses pesquisadores conseguiram observar, a partir da representação gráfica, três comportamentos distintos dos materiais em função dos níveis de tensão; os *Shakedown* plástico e elástico e o colapso incremental. O gráfico, modelo de Dawson e Wellner, apresentado por Werkmeister et al. (2001) que caracteriza estas três respostas, apresenta no eixo das abcissas a deformação permanente vertical acumulada e no eixo das ordenadas a razão entre a deformação

permanente e o número de repetições acumuladas do carregamento em escala logarítmica. A figura 2.10 apresenta o modelo de Werkmeister et al. (2001) apontando os níveis.

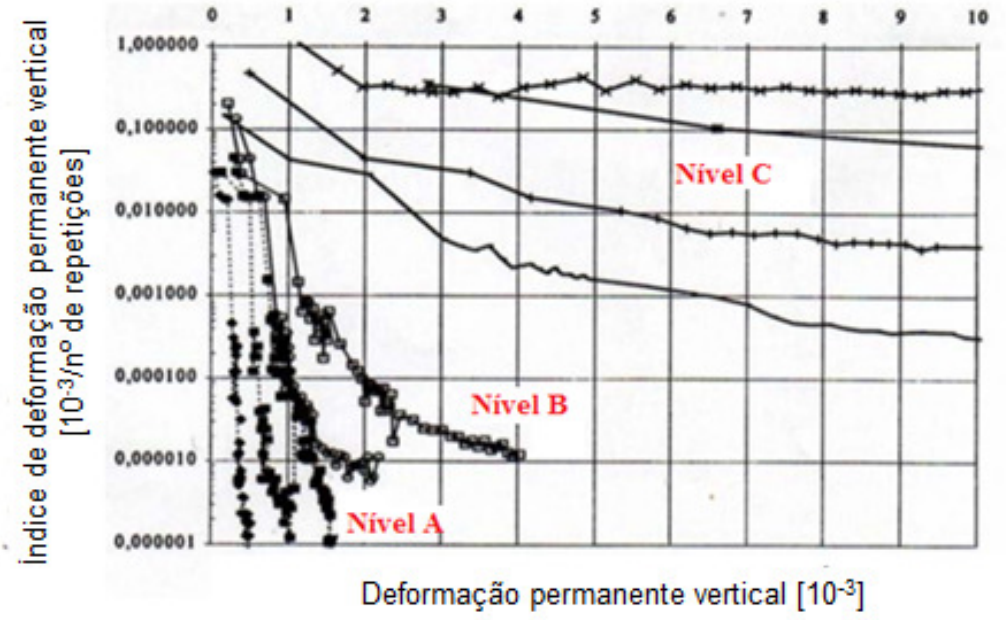


Figura 2.10 – Modelo de Werkmeister et al. (2001)

Na figura 2.10, no nível A, é caracterizado o limite do *Shakedown* plástico, onde o material apresenta uma resposta plástica para um determinado número de ciclos, mas após o fim do período de pós-compactação existem apenas deformações elásticas. O comportamento passa a ser elástico e a resistência à deformação permanente nessa fase depende do contato entre grãos (material bem graduado = baixa deformação resiliente) e, provavelmente, não ocorrem quebras de partículas.

No nível B, é caracterizado o limite do *Shakedown* elástico, onde o material apresenta uma resposta intermediária entre os níveis A e C. Durante os primeiros ciclos de carregamento, a deformação permanente é elevada, mas decresce com as sucessivas aplicações de carga até tornar-se constante. O número de ciclos para atingir a deformação constante depende do material e do nível de tensões aplicadas. No nível C, é caracterizado o colapso incremental, onde o nível de tensões é muito elevado e o material sofre deformação permanente de forma rápida e intensa. A cada ciclo ocorrem deformações plásticas, as quais levam o material à ruptura em

curto prazo. Nessa fase, provavelmente, ocorre abrasão e quebra das partículas. Um pavimento bem dimensionado não deveria nunca atingir o limite C.

2.8 Modelos de previsão da deformação permanente

O estudo da deformação permanente em pavimentos flexíveis vem sendo realizado desde a década de 70, com destaque para as pesquisas de Barksdale (1972), Hofstra e Klomp (1972), Monismith *et al.* (1975) e Romain (1972).

No decorrer dos anos, pesquisadores propuseram diferentes métodos de previsão da deformação permanente para os materiais que compõem as várias camadas constituintes de uma estrutura de pavimento.

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:

$$\varepsilon_p = A \cdot N^B \qquad (1)$$

Onde:

ε_P: deformação específica plástica;

A e B: parâmetros experimentais;

N: número de repetições de carga.

Porém esse modelo não prevê mudanças no comportamento em função de variações climáticas ou variações de parâmetros das camadas, tais como: umidade, densidade e estado de tensões, uma vez que o modelo relaciona apenas o número de aplicação de carga à deformação permanente.

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

Svenson (1980) ensaiou alguns solos argilosos de subleitos de rodovias federais, utilizando para suas análises o modelo proposto por Monismith *et al.* (1975). No ensaio foram considerados vários níveis de tensões de desvio e uma tensão confinante de 21 kPa. A tabela 2.7 apresenta os solos utilizados, a umidade, a massa específica seca, a energia de compactação, a tensão de desvio e os valores dos parâmetros de ensaio *A* e *B*.

Tabela 2.7 – Valores dos parâmetros A e B (SVENSON,1980)

Amostra	w(%)	γ_s (g/cm³)	Energia	σ_d (kPa)	Ax10^{-4}	B
Argila Vermelha RJ	17,0	1,781	Normal	76	93,0	0,058
	18,9	1,717		76	29,9	0,072
Argila Amarela RJ	21,1	1,688	Intermediária	75	11,5	0,086
	23,3	1,614		75	49,3	0,121
Argila Vermelha MG	16,2	1,776	Normal	142	12,9	0,028
	17,4	1,757		142	29,8	0,039
	18,6	1,737		142	80,3	0,044
Argila Vermelha PR	18,7	1,729	Intermediária	70	59,9	0,066

Svenson (1980) concluiu que a deformação específica permanente aumentou com o aumento da tensão desvio e da umidade de compactação; enquanto que a frequência de carregamento e o tempo de cura não exerceram tanta influência.

Os resultados da pesquisa de Svenson (1980) mostraram a influência de diversos fatores nos parâmetros *A* e *B* do modelo para alguns solos argilosos empregados em camadas de reforço e subleito de rodovias brasileiras. Esses fatores foram agrupados em três classes:

- Fatores de carga: relacionados à forma e ao tipo de carregamento, tais como tensão de confinamento, tensão desvio e frequência de carregamento;
- Fatores estruturais: relacionados ao arranjo estrutural das partículas, tais como, tipo de material e forma de compactação;
- Fatores ambientais: referem-se às influências externas que não sejam as de carregamento, mas que produzam efeitos nas características de deformabilidade dos solos, tais como umidade e temperatura.

Outro modelos de previsão da deformação permanente de materiais geotécnicos foram propostos, como os de Barksdale (1972), Majidzadeh et al. (1978), Lentz e Baladi (1981), Uzan (1985), Thompson e Neumann (1993), Ullditz (1993), Puppala et al. (1999), que são apresentados resumidamente na sequência.

Barksdale (1972) propôs a equação 2 para a predição da deformação permanente total da estrutura de um pavimento, sendo esta resultado do somatório das deformações de cada camada constituinte da estrutura do pavimento. Leite (2007) obteve bons ajustes (R^2), utilizando esse modelo, porém inferiores aos obtidos com o modelo de Monismith.

$$\varepsilon_{total}^{P} = \sum_{i=1}^{n} \varepsilon_{P}^{i} \cdot h_i \qquad (2)$$

Onde:

ε_{total}: profundidade total do afundamento;

ε_p: deformação específica plástica média da i-ésima camada;

h_i: espessura da i-ésima camada;

n: número total de camadas.

Majidzadeh *et al.* (1978) desenvolveram um modelo para estudo em solos de subleito de algumas rodovias de Ohio. Segundo os autores, o modelo, equação 3, reflete os efeitos da umidade, densidade seca e estrutura do solo, todos associados à deformação permanente.

$$\frac{\varepsilon_p}{N} = A.N^m \qquad (3)$$

Onde:

ε_p: deformação permanente;

N: número de repetições de tensões;

A e m: constantes do modelo.

Lentz e Baladi (1981) apresentam um modelo constitutivo para estimar as deformações permanentes em solos arenosos, a expressão pode ser utilizada

considerando vários tipos de carregamento e diferentes níveis de tensões. Resultados de ensaios triaxiais estáticos e cíclicos foram utilizados para calibração do modelo constitutivo, apresentado na equação 4.

$$\varepsilon_p = a + b \cdot \ln N \quad (4)$$

Onde:

ε_p: deformação permanente;

N: número de aplicação de carga repetida;

a e b: constantes de regressão.

O modelo de Uzan (1985) foi desenvolvido através da diferenciação da equação proposta por Monismith *et al.* (1975). O modelo, equação 5, utiliza a deformação resiliente considerada constante durante o ensaio triaxial de deformações permanentes.

$$\frac{\varepsilon_p\,(N)}{\varepsilon_r} = \mu . N^{-\alpha} \quad (5)$$

Onde:

$\varepsilon_p(N)$: deformação permanente na n-ésima carga;

ε_r: deformação resiliente;

N: número de aplicações de carga;

μ e α: parâmetros de regressão estatística;

Thompson e Neumann (1993) apresentam o logaritmo da deformação permanente dado pela equação 6.

$$\log \varepsilon_p = a + b \cdot \log N \quad (6)$$

Onde:

ε_p: deformação permanente;

N: número de aplicação de carga repetida;

a e b: constantes do modelo.

O termo “a” é variável e depende do tipo de solo e do nível de tensão, e o termo “b” varia entre 0.12 e 0.2, para solos coesivos e granulares, respectivamente.

Ullditz (1993) foi um dos primeiros a propor um modelo, equação 7, para o cálculo da deformação permanente em função do estado de tensões. Esse modelo é proporcional ao carregamento repetido e à tensão principal maior, considerando ainda o efeito da tensão confinante.

$$\varepsilon_p = A \cdot N^{\alpha} \left[\frac{\sigma_Z}{\sigma} \right]^{\beta} \qquad (7)$$

Onde:

ε_p: deformação permanente;

N: número de aplicação de carga repetida;

σ_z: tensão efetiva vertical;

σ: pressão atmosférica;

A, α e β: constantes de calibração.

Puppala *et al.* (1999) utilizaram em suas análises a equação modificada de Ullditz (1993), em que a tensão efetiva vertical é substituída pela tensão octaédrica, apresentada pela equação 8.

$$\varepsilon_p = A \cdot N^{\alpha} \left[\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_{atm}} \right]^{\beta} \qquad (8)$$

Onde:

ε_p: deformação permanente;

N: número de repetições de tensões;

σ_{atm}: tensão atmosférica, sendo 100kPa;

σ_{oct}: tensão octaédrica;

A, α e β: constantes de calibração.

A vantagem desse modelo é que se pode utilizar diferentes combinações de tensões confinantes e de desvio, bem como variar o número de aplicações de carga. Os autores utilizaram três tipos de solos, classificados segundo o Transportation Research Board (TRB) como: A-3, A-7-5 e A-7-6. Os corpos de provas foram moldados em três níveis de umidade: ramo seco, ramo úmido e umidade ótima. Após uma regressão linear chegaram à seguinte equação 9.

$$\log \varepsilon_p = \log A \cdot \alpha \log N + \beta \log \left[\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_{atm}} \right] \quad (9)$$

Onde:

ε_p: deformação permanente;

N: número de repetições de tensões;

σ_{atm}: tensão atmosférica, sendo 100kPa;

σ_{oct}: tensão octaédrica;

A, α e β: constantes de calibração.

As constantes da equação proposta dependem da umidade, do peso específico aparente e do tipo do solo. A constante *log A* indica a magnitude das deformações plásticas e varia de 3.1 a 7.9. Os valores de *β* são obtidos para os solos arenosos (valores negativos) e solos argilosos (valores positivos). Valores negativos indicam, portanto, que as deformações permanentes diminuem com o aumento da tensão confinante.

O estudo mostrou que um subleito argilo-siltoso também pode contribuir significativamente para a formação da trilha de roda. E que a natureza e magnitude das deformações em solos argilosos dependem da sequência das tensões aplicadas.

Os modelos propostos foram desenvolvidos, em sua grande maioria, em países de clima temperado que apresentam solos com características diferentes dos encontrados no Brasil. Cabe ressaltar que a grande maioria dos pavimentos

brasileiros foi dimensionada pelo método do CBR, que tende a superdimensionar o pavimento no que se refere ao afundamento de trilha de roda. Isso ocorre porque as propriedades mecânicas do subleito são avaliadas por uma resistência à penetração, o que não simula a condição real na qual o solo é solicitado em campo. Além disso, a imersão do corpo de prova em água durante quatro dias não é compatível com as condições climáticas dos países situados nas zonas climáticas tropical e subtropical.

A maioria dos modelos apresentados na literatura foi baseada nos resultados de ensaios triaxiais de carga repetida em condição drenada ou não drenada sob uma tensão de confinamento ou não. A aplicação da carga varia entre 10.000 e 100.000 ciclos, com duração de 0,1 a 0,5 segundos, com frequência entre 20 e 300 ciclos por minuto.

Os corpos de provas utilizados nos ensaios triaxiais apresentam formato cilíndrico com dimensões que respeitam uma relação de 2:1 entre altura e diâmetro. Para materiais coesivos, os pesquisadores adotaram corpos de prova de dimensões 2,2" de diâmetro por 4,4" de altura até 4"x8". E para materiais não coesivos dimensões de 5,9"x11,8" a 11,8"x23,6".

As tensões utilizadas, geralmente, obedeceram a uma relação entre σ_d/σ_3 ou entre a σ_1/σ_3. Esses valores variaram de 0,5 a 12. Os fatores analisados são variação de umidade, variação do estado de tensões, do carregamento, da energia de compactação e do caráter dos solos.

Guimarães (2009) analisou a influência do estado de tensões, do número de aplicações de cargas (N) e a influência da umidade de compactação na deformação permanente de uma areia argilosa do Espírito Santo. Para o enquadramento no Modelo de Monismith, o autor encontrou coeficientes de correlação de no máximo 0,70, os quais foram considerados insatisfatórios.

Guimarães (2009) propôs também um modelo relacionando a deformação permanente específica com as tensões confinante e desvio, ambas em kgf/cm², e o número N de aplicações de carga, como apresentado na equação 10.

$$\varepsilon_p^{esp} = \Psi_1 . \sigma_3^{\Psi_2} . \sigma_d^{\Psi_3} . N^{\Psi_4} \quad (10)$$

Onde:

ε_p^{esp}: deformação permanente específica (%);

N: número de aplicações de carga;

σ_3: tensão confinantes (kgf/cm²);

σ_d: tensão desvio (kgf/cm²);

Ψ_1, Ψ_2, Ψ_3 e Ψ_4: parâmetros do modelo.

Guimarães (2009) considerou satisfatório o enquadramento do modelo obtendo uma correlação de 0,91. Uma das limitações desse modelo se refere aos casos em que se adota a tensão confinante constante, o que dificulta a obtenção dos parâmetros do modelo. Com efeito, esse comportamento foi observado nos resultados dessa pesquisa.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentados o solo estudado e os procedimentos utilizados para caracterização, classificação e determinação do seu comportamento mecânico. Inicialmente, são justificados a escolha do solo e os métodos utilizados na preparação dos corpos-de-prova para a avaliação do comportamento mecânico. Ao final, apresenta-se o procedimento para investigação experimental a fim de se alcançar os objetivos propostos nesta pesquisa, que estuda, em laboratório, a influência do estado de tensões e da variação de umidade na deformação permanente, bem como o efeito da deformação permanente sobre o módulo de resiliência.

3.1 Materiais

A seleção do solo analisado foi feita a partir da análise comparativa das categorias de solos estudadas por Takeda (2006). Buscou-se selecionar um material com características lateríticas que não tivesse sido analisado quanto ao comportamento mecânico pelo autor, localizado em potenciais jazidas nas proximidades de uma rodovia do interior do Estado de São Paulo. Partindo-se da premissa de que esse material compõe o subleito das rodovias. Vale ressaltar que Takeda (2006) estudou os solos quanto a variação de umidade no pós-compactação, o que difere desta pesquisa que analise a variação de umidade na compactação.

Assim, a partir da análise, foi escolhido o solo arenoso laterítico (SL2C), coletado no talude do km 11 da rodovia SP-225, próximo à cidade de Dois Córregos, São Paulo. A figura 3.1 apresenta uma foto do talude onde foi coletado o solo (SL2C) que foi recolhido acima da linha de seixos.

Figura 3.1 – Perfil de Identificação do SL2C

Foi coletada quantidade suficiente para o desenvolvimento de toda a pesquisa. Após a coleta, o solo foi conduzido ao Laboratório de Transportes da EESC-USP, onde foi seco ao ar até atingir a umidade higroscópica. Após a secagem, o material foi passado na peneira de malha 4,8 mm (n° 4) e homogeneizado. Finalmente, foi quarteado e acondicionado em sacos plásticos devidamente identificados para uso posterior.

Segundo Takeda (2006), esse solo é classificado, com base no mapa pedológico (escala 1:500.000), apresentado por Oliveira (1999)[1] *apud* Takeda (2006), e publicado pelo Instituto Agronômico de Campinas (IAC) e pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (Embrapa), que cobre todo o Estado de São Paulo, como PVA (argissolos vermelho-amarelo).

Villibor e Nogami (2009) destacam que os argilossolos são predominantemente pertencentes à classe laterítica, mas exibindo, frequentemente, um menor grau de laterização dado pelo coeficiente e', podendo, portanto, às vezes, pertencer à classe não-laterítica. Takeda (2006) ressalta que a classe pedológica foi determinada com o auxílio de uma mapa pedológico na escala 1:500.000, considerada inadequada, o que poderia conduzir a erros de classificação.

[1] OLIVEIRA, J. B. (1999). Solos do Estado de São Paulo: descrição das classes registradas no mapa pedológico. Campinas, Instituto Agronômico. (Boletim Científico n.45)

Takeda (2006) submeteu esse solo ao ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) com o intuito de identificar padrões de imagem que pudessem distinguir os solos segundo a sua gênese laterítica.

Nota-se, a partir das figuras 3.2 e 3.3, a diferença entre o SL2C, classificado pela metodologia MCT como LA', e um solo NA', no qual pode-se notar, em conformidade com os relatos de Villibor e Nogami (2009), que nos solos não-lateríticos, os argilominerais e, eventualmente, outros minerais presentes não se apresentam recobertos por óxidos e hidróxidos de Fe e Al, sendo assim, os contornos dos argilominerais que o constituem podem ser distinguidos com nitidez nas imagens obtidas no MEV.

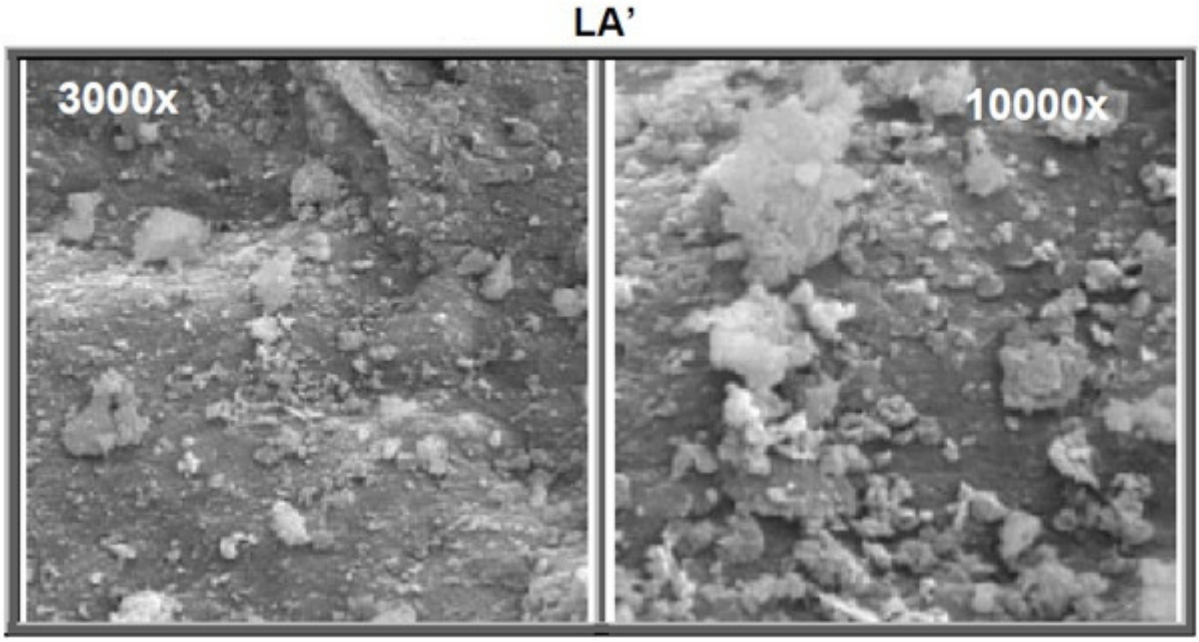


Figura 3.2 – MEV do solo SL2C (TAKEDA, 2006)

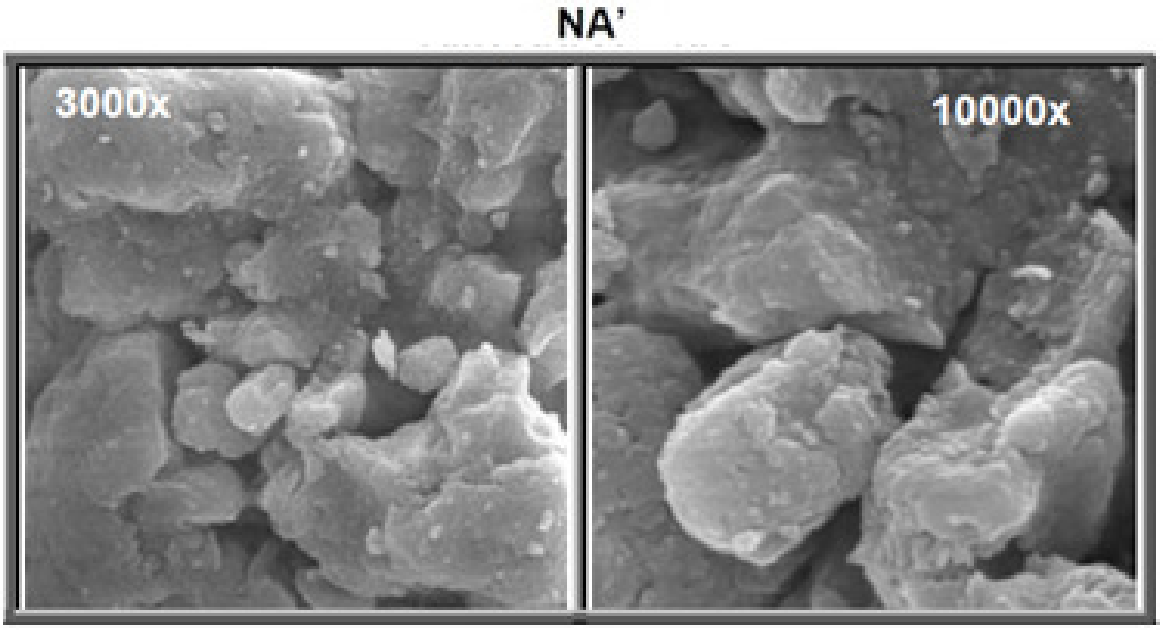


Figura 3.3 – MEV de um solo NA' (TAKEDA, 2006)

3.2 Metodologia

A metodologia utilizada no presente trabalho está divida em três fases, a fase de caracterização e classificação dos solos, a de realização dos ensaios triaxiais e a de análise dos dados.

3.2.1 Caracterização e classificação dos solos

Para a caracterização do SL2C, foram realizados os seguintes ensaios: determinação da massa específica dos sólidos, realizada segundo a norma NBR 6508 – "Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica"; análise granulométrica conjunta, realizada segundo a norma NBR 7181 – "Solos – Análise Granulométrica"; e a determinação dos limites de consistência, realizados segundo as normas NBR 6459 – "Solo – Determinação do Limite de Liquidez" e NBR 7180 – "Solo – Determinação do Limite de Plasticidade". Os

resultados desses ensaios permitiram a classificação segundo o Sistema Unificado e HRB (Highway Research Board).

A identificação do caráter laterítico foi feita segundo a metodologia MCT. Para a classificação segundo esta metodologia, adotaram-se os procedimentos descritos nas normas DNER – M 256-94 – "Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão"; DNER – ME 254/97 – "Solos compactados com equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão"; e DNER – ME 258/94 – "Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV".

Para determinação da umidade ótima e da massa específica seca máxima (w_o x ρ_{dmax}) na energia normal, os solos foram submetidos ao ensaio de compactação segundo a norma NBR 7182 – "Solo – Ensaio de Compactação".

3.2.2 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_{ot} + 1,5% e w_{ot} – 1,5%. Estes valores foram adotados analisando-se a norma do DNER – ES 299/97 – "Pavimentação - regularização do subleito", que especifica que a tolerância de variação de umidade na compactação em campo é de mais ou menos 2% em torno da umidade ótima. Assim, partiu-se da premissa de um desvio de mais ou menos 1,5% em torno da umidade ótima na compactação.

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.

a. Moldagem dos corpos-de-prova

As amostras do solo foram preparadas, e a cada amostra foi adicionada água suficiente para se atingir a umidade desejada, em seguida, o material era homogeneizado e embalado em sacos plásticos. Após esse procedimento realizava-se a moldagem dos corpos-de-prova.

As dimensões dos corpos-de-prova empregados nos ensaios foram de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura. A figura 3.4 mostra um corpo-de-prova moldado.

Figura 3.4 – Corpo-de-prova 10x20cm

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%. Na figura 3.5 são apresentados a prensa hidráulica e os moldes utilizados, respectivamente.

Figura 3.5 – Prensa e cilindros utilizados

A desmoldagem dos corpos-de-prova foi feita com o auxílio de um macaco hidráulico. Na sequência, determinou-se a massa e as dimensões dos corpos-de-prova. Posteriormente, os corpos-de-prova foram embalados com filme plástico, identificados e armazenados em câmara úmida até o momento dos ensaios para que se evitasse perda de umidade. A figura 3.6 apresenta um corpo de prova embalado e o armazenamento em câmara úmida.

Após a realização dos ensaios de deformação permanente e módulo de resiliência, os corpos-de-prova eram desmanchados e colocados em estufa, a fim de determinar suas umidades. 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.

Figura 3.6 – Corpo-de-prova na câmara úmida

b. 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 a tensão vertical variável e a tensão confinante constante, consistindo de 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.

No condicionamento, são aplicados 1000 ciclos de carregamento, sendo a tensão desvio (σ_d) igual a 93,1 kPa e a tensão de confinamento (σ_3) igual a 103,4 kPa. 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.

Para realização do ensaio, foi utilizado o equipamento triaxial de cargas repetidas do Laboratório de Estradas da EESC/USP. 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 com capacidade de 5 kN, que tem a tensão desvio e a tensão confinante controladas por computador por meio de válvulas proporcionais e os deslocamentos do corpo-de-prova são medidos com o auxílio de dois LVDTs, conforme figura 3.7, onde se apresenta o equipamento triaxial.

Figura 3.7 – Equipamento Triaxial de Cargas Repetidas

A obtenção dos dados foi realizada por meio de um programa desenvolvido em plataforma LabView pelo Prof. Dr. Glauco Tulio Pessa Fabbri, conforme ilustrado na figura 3.8, na qual se apresenta a plataforma LabView para obtenção dos dados do módulo de resiliência.

O programa é capaz de ler três canais individuais, neles são adquiridas as informações sobre os dois deslocamentos e a carga cíclica. Assim, é possível determinar a carga cíclica efetivamente aplicada em cada ciclo do carregamento e os deslocamentos resultantes. O deslocamento resiliente de cada ciclo é obtido pela média dos deslocamentos registrados em cada LVDT (Linear variable differential transducers).

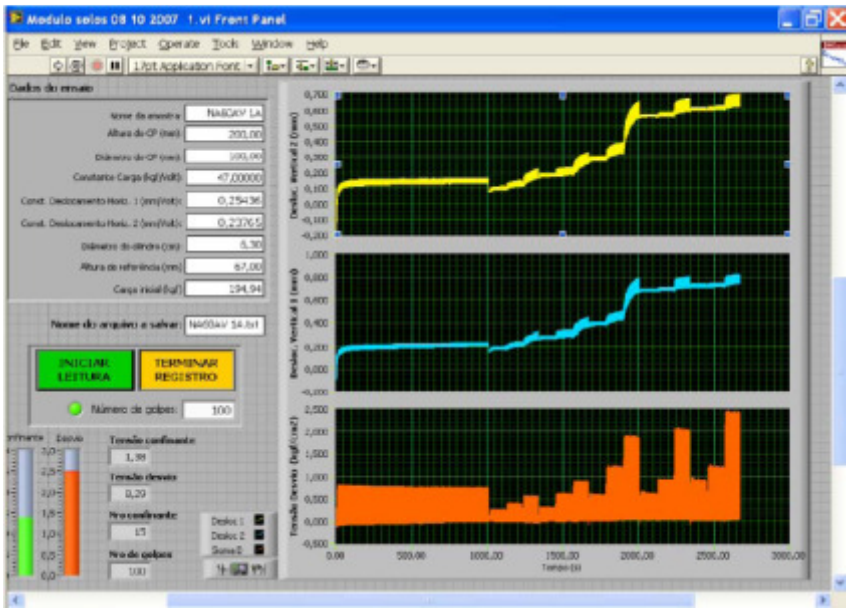


Figura 3.8 – Tela do software para obtenção dos dados do MR

Com o objetivo de caracterizar o solo estudado e avaliar a variação do módulo de resiliência após a deformação permanente, foram executados ensaios triaxiais de cargas repetidas no solo virgem, ou seja, antes dele sofrer a deformação permanente. Os corpos-de-prova foram compactados na umidade ótima e massa específica seca máxima na energia normal, determinados no ensaio de compactação e ensaiados nessa condição. Também foram compactados nas condições w_{ot} + 1,5% e w_{ot} – 1,5%, considerando suas respectivas massas específicas retiradas do gráfico de compactação.

Foi produzida apenas uma réplica para cada condição de umidade estudada nesta pesquisa, porém cada corpo-de-prova foi ensaiado no mínimo seis vezes e, desses ensaios, foram escolhidos os que apresentaram resultados com melhores ajustes.

Inicialmente, foram avaliados os desempenhos de quatro modelos matemáticos, conforme tabela 3.1, a partir do coeficiente de determinação (R^2) obtido para cada um deles. A tabela abaixo mostra os modelos avaliados 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 3.1 – Modelos para determinação do MR

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

c. Deformação permanente

Para determinação da deformação permanente, foi utilizado o equipamento triaxial de cargas repetidas, já apresentado no item b. 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.

Para determinação da deformação permanente, foram definidos primeiramente os pares de tensões a serem utilizados. Os quais foram determinados de acordo com a literatura pesquisada, utilizando uma relação σ_d / σ_3 de 0,5, 1, 1,5 e 2. Os pares de tensões utilizados, com base nos valores utilizados por Guimarães (2009), são apresentados na tabela 3.2. Para essa pesquisa foi adotado um N igual a 300.000 aplicações a uma frequência de 1 Hz.

Tabela 3.2 – Pares de tensões.

Ensaio	w(%)	Pares de Tensões	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 Tulio Pessa Fabbri Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos.

3.2.3 Análise dos Dados

A análise dos dados foi dividida em quatro fases, avaliação do módulo de resiliência antes da deformação permanente, avaliação da deformação permanente, avaliação do módulo de resiliência após a deformação permanente e obtenção do modelo de previsão da deformação permanente.

Para avaliação do módulo de resiliência foram analisados os desempenhos de quatro modelos matemáticos a partir do coeficiente de determinação (R^2), obtidos para cada um deles, de acordo com a tabela 3.2.

O cálculo dos quatro modelos mostrados na tabela 3.2 foi realizado utilizando um programa computacional desenvolvido (em plataforma LabView) no Departamento

de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos pelo Prof. Dr. Glauco Tulio Pessa Fabbri. A figura 3.9 ilustra uma imagem da tela do programa para cálculo do módulo de resiliência.

Para se obter uma melhor regressão dos modelos, foram feitos os seguintes ajustes: foram selecionados, dentre os 16 pares de tensão aplicados no ensaio, os resultados que apresentam menor erro na previsão do MR; variou-se o número de pontos considerados para o cálculo dos módulos de resiliência médios, usando no máximo 50 e no mínimo 20 pontos analisados; limitou-se a variação do desvio padrão em torno da média de 0,05 até 10,00. Os corpos-de-prova foram ensaiados várias vezes até se obter um resultado com ajustes maiores que 0,95.

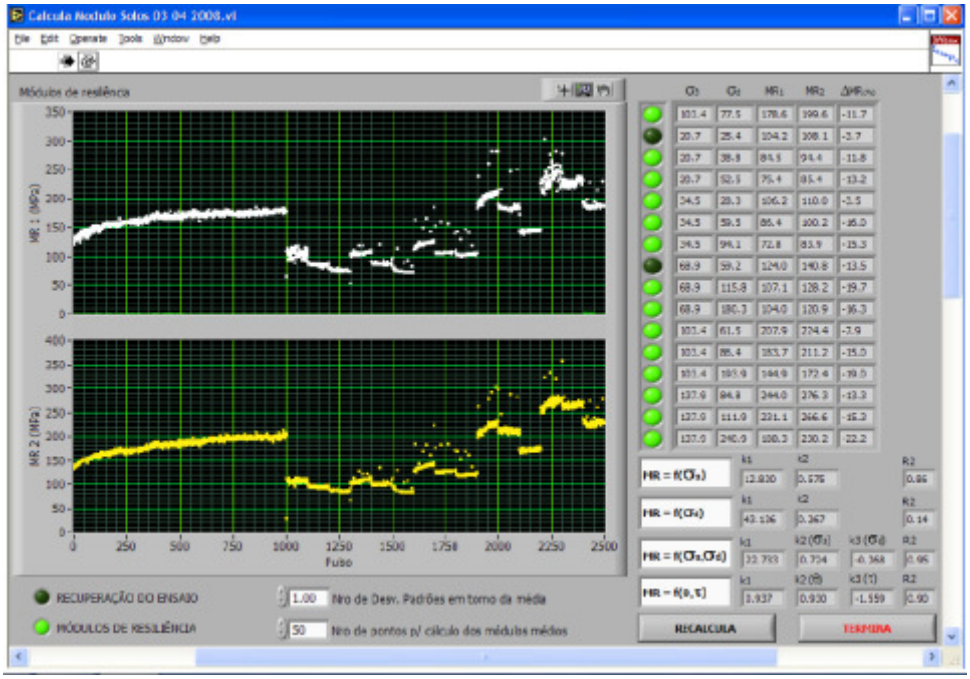


Figura 3.9 – Tela do programa LabView

Uma vez apresentados resultados com ajustes satisfatórios, foram avaliados os quatro modelos matemáticos, escolhendo-se o modelo com melhor R^2.

Para avaliação da deformação, primeiramente, definiu-se a amostra a ser analisada. Como cada ensaio de deformação permanente gerou 300.000 pontos (cada ponto representa um número de aplicação de carga ou ciclo) e para a definição do modelo de previsão necessita-se da análise conjunta dos 12 ensaios, o que geraria um total

de 3.600.000 pontos, optou-se por selecionar alguns pontos para a análise de tal forma que a curva da deformação permanente não perdesse a sua característica e forma (o apêndice A apresenta as curvas dos deslocamentos verticais, incluindo os 300.000 pontos de cada ensaio). Sendo assim, foram selecionados os seguintes pontos, 0, 100, 500, 1.000, 1.500, 2.000, 2.500, 5.000, 7.500, 10.000, e depois de 10.000 em 10.000 até 300.000, os pontos selecionados estão apresentados no apêndice B e totalizaram 468 pontos. As curvas de deformação permanente foram esboçadas com o auxílio do aplicativo Excel, sendo no eixo "y" a deformação permanente e no eixo "x" o número de aplicações de carga.

Dentro da fase de avaliação da deformação permanente foi feita a pesquisa de ocorrência do *shakedown* através da metodologia desenvolvida na universidade de Nottingham, na qual procurou-se classificar o comportamento do material estudado e obter o limite do *shakedown*. A pesquisa de ocorrência foi feita através da análise dos gráficos de deformação permanente e utilizando o gráfico, modelo de Dawson e Wellner, que apresenta no eixo "x" a deformação permanente em metros e no eixo das "y" a taxa de deformação permanente, ou razão ε_p/N, dividida por 10^3. A idéia básica foi verificar se o comportamento do material estudado corresponde ao tipo A através de uma analogia com os comportamentos observados por Werkmeister (2001), para que seja considerado que o material entrou em *shakedown*.

A avaliação do módulo de resiliência após a deformação permanente foi feita conforme a avaliação do módulo de resiliência antes da deformação permanente. Para pode fazer uma comparação entre os dois resultados, foram definidos os pares de tensões σ_3 e σ_d, atuantes no topo do subleito.

A obtenção do modelo de previsão foi realizada a partir dos resultados obtidos nos ensaios e apresentados no apêndice A, 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 aplicativo 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.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de caracterização, compactação, módulo de resiliência e deformação permanente a que foi submetido o solo estudado nesta pesquisa.

4.1 Caracterização Física do Solo

O solo estudado foi submetido aos ensaios de determinação da massa específica dos sólidos, análise granulométrica conjunta e determinação dos limites de consistência para sua caracterização. Essa caracterização foi realizada com a finalidade de classificá-lo a partir dos sistemas tradicionais (TRB e USCS). Essas classificações estrangeiras, embora inadequadas aos solos tropicais, constituem uma referência aos profissionais ligados ao uso de solos para fins de pavimentação.

A tabela 4.1 apresenta os resultados da massa específica, da granulometria e dos limites de consistência, e a figura 4.1 apresenta a curva granulométrica para o solo SL2C.

Tabela 4.1 – Resultados da caracterização

Caracterização							
ρ_s (g/cm³)	% que passa				LL	LP	IP
	# 4	# 10	# 40	# 200			
1,994	100	100	69	27	23	16	7

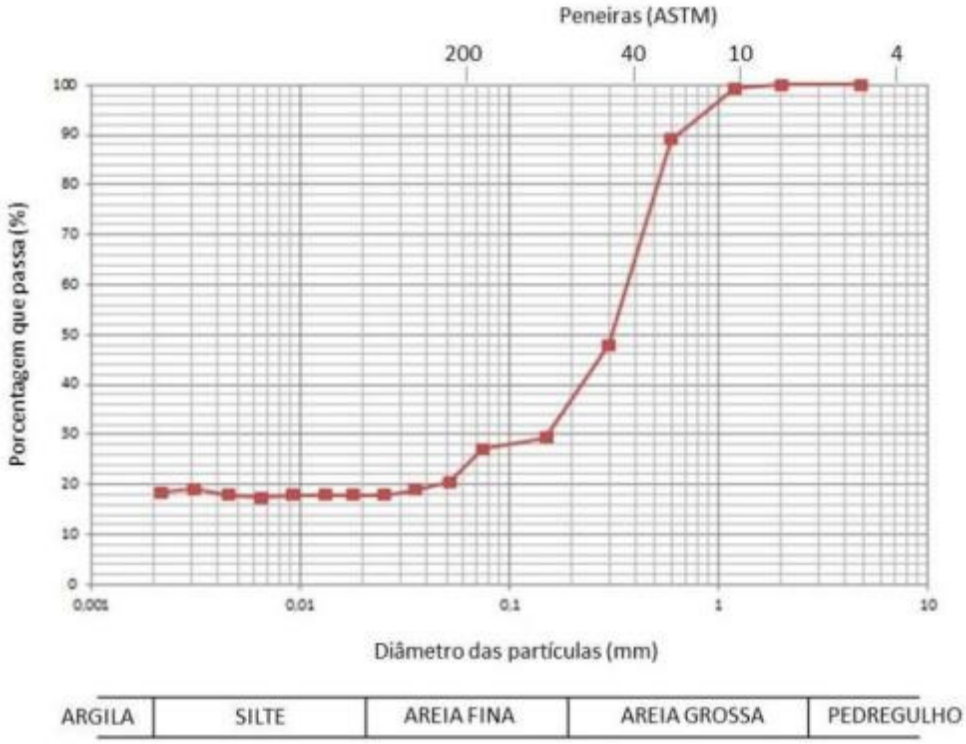


Figura 4.1 – Curva granulométrica do SL2C

A partir da análise do índice de plasticidade, conclui-se que o solo é medianamente plástico com 7 ≤ IP < 15. Já no que se refere à curva granulométrica, nota-se uma grande porcentagem de areia fina e grossa presente nesse solo.

4.1.1 Ensaio de Compactação

O ensaio de compactação foi realizado na energia do Proctor normal para determinação da umidade ótima e da massa específica seca máxima ($w_{ót}$; $\rho_{dmáx}$) do solo. A curva de compactação é apresentada na figura 4.2.

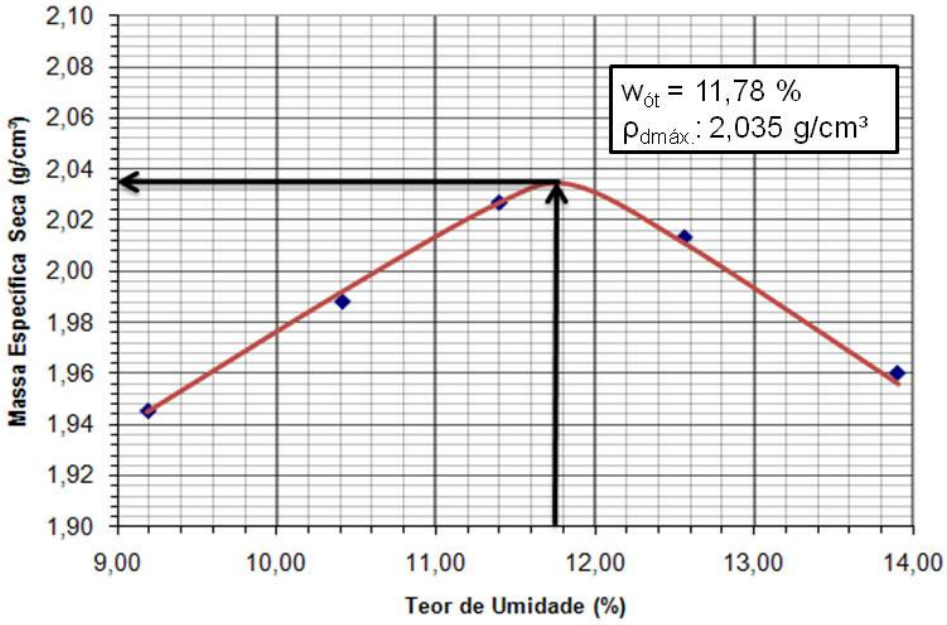


Figura 4.2 – Curva de compactação

Fazendo uma comparação com as curvas apresentadas por Pinto (2006), conforme a figura 4.3, nota-se que a curva de compactação do solo estudado, localizada na área destaca, se encontra próxima à curva de compactação de um solo arenoso laterítico.

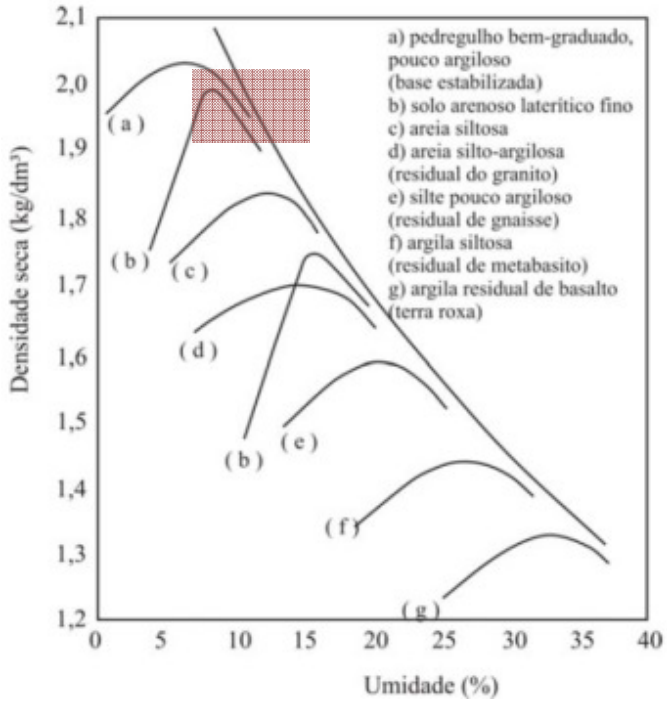


Figura 4.3 – Curvas de compactação (PINTO, 2006).

4.1.2 Classificações MCT, TRB e USCS

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 os resultados apresentados na tabela 4.1 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. A classificação do SL2C, segundo os sistemas USCS e TRB, está de acordo com a classificação feita por Takeda (2006), que também classificou este solo como SM-SC e A-2-4.

Para a classificação do solo segundo o sistema MCT, foram realizados os ensaios de mini-MCV e perda de massa por imersão, dos quais foram obtidos os coeficientes *c'* igual a 1,30 e *e'* igual a 0,96.

A figura 4.4 apresenta o ábaco de classificação segundo a metodologia MCT, na qual se encontra a classificação final do solo. Conforme os resultados, o solo foi classificado como um LA', solo arenoso laterítico.

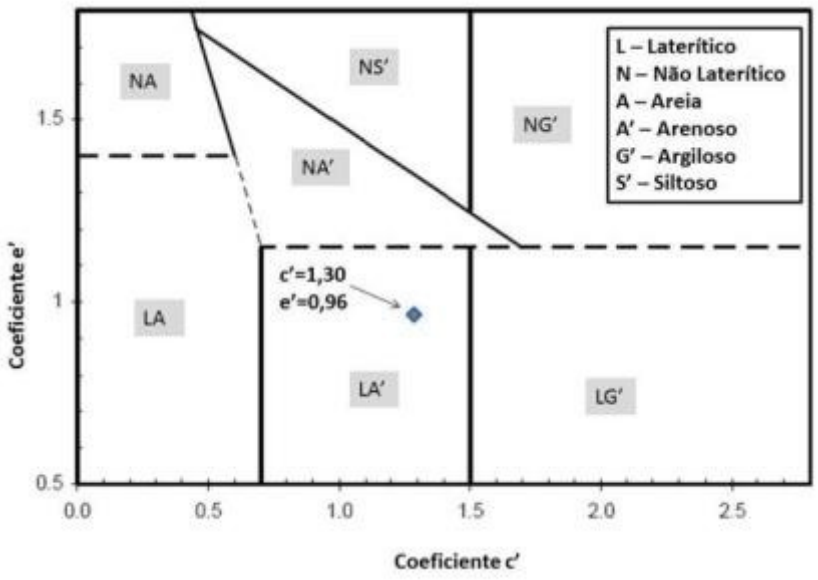


Figura 4.4 – Resultados da classificação MCT

Takeda (2006) também classificou este solo como LA', encontrando os valores de *c'* igual a 0,75 e *e'* igual a 1,15.

A partir dos ensaios mini-CBR, expansão e contração, em energia normal, foram determinadas as propriedades mecânicas, expansão, contração, mini-CBR, umidade ótima e massa específica seca máxima. A tabela 4.2 apresenta os resultados dos ensaios mini-CBR, expansão e contração:

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de mini-CBR.

Expansão (%)	0,08
Contração (%)	0,14
Mini-CBR (%)	26
$W_{ót}$ (%)	12
$\rho_{dmáx.}$ (g/cm³)	1,960

A tabela 4.2 apresenta os valores para classificação dos solos tropicais, de onde se pode classificar o solo como de baixas expansão e contração e elevado suporte. Esses valores estão de acordo com as especificações de Villibor e Nogami (2009) para solos LA', apresentados na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Valores para classificação (VILLIBOR E NOGAMI, 2009)

SUPORTE Mini-CBR (%)	Muito Elevado	> 30
	Elevado	12 a 30
	Médio	4 a 12
	Baixo	< 4
EXPANSÃO (%)	Elevada	> 3
	Média	0,5 a 3
	Baixa	< 0,5
CONTRAÇÃO (%)	Elevada	> 3
	Média	0,5 a 3
	Baixa	< 0,5

4.2 Módulo de resiliência antes da deformação permanente

Como já visto pelos resultados da caracterização e pela bibliografia consultada, o solo estudado tem característica de um solo granular, para tanto, as justificativas aqui apresentadas serão pautadas em solos granulares.

Para avaliar os quatro modelos utilizados nesta pesquisa partiu-se do coeficiente de determinação (R^2) de cada um deles. As regressões foram calculadas a partir dos ensaios em que se obteve um número mínimo de doze pontos, correspondentes a doze diferentes estágios de tensão. A tabela 4.4 apresenta os valores encontrados do Módulo de Resiliência para as diferentes condições de umidade testadas.

Observando-se os resultados da tabela 4.4, nota-se que, de maneira geral, o Modelo Composto e o Modelo Universal da AASHTO mostraram desempenho superior aos outros modelos, pois levam em consideração tanto a tensão de desvio quanto a tensão confinante. Contudo, o Modelo Composto apresentou o melhor desempenho para todas as condições.

O modelo composto definido pela expressão foi introduzido no Brasil por Macedo (1996) e é representado por uma expressão genérica que, aplicada aos vários tipos de solo, mostra a predominância do comportamento arenoso ou argiloso a partir do maior ou menor valor das constantes experimentais k_2 ou k_3, respectivamente.

Tabela 4.4 – Resultados dos modelos

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

Na representação da variação do módulo de resiliência com o estado de tensão adotou-se o valor do coeficiente de determinação (R^2) como critério para medida da adequação de cada modelo, obtido na regressão dos modelos constitutivos.

Assim, analisando-se os coeficientes de determinação (R^2), apresentados na tabela 4.4, observa-se que os módulos de resiliência desse solo apresentam boa correlação com os modelos que consideram a tensão confinante e a tensão desvio.

As análises seguintes baseiam-se nos resultados do Modelo Composto devido ao seu melhor desempenho na representação do MR.

Estudando a tabela 4.4, com base nas equações apresentadas na tabela 3.2, observa-se a influência da tensão confinante na variação do MR, ou seja, valores de k_2 positivos, indicando que o incremento da tensão confinante contribui para o aumento do MR. Esse resultado confirma a similaridade entre o SL2C e os solos granulares, já identificadas pela boa representação do modelo em função da tensão confinante.

As figuras 4.5, 4.6 e 4.7 apresentam a representação gráfica tridimensional do modelo nas condições, w_o-1,5%, w_o e w_o+1,5%, respectivamente. Nota-se que todos os gráficos possuem formatos similares, diferenciando-se apenas pelos valores máximos do MR. Analisando a tensão confinante, eixo *y*, constata-se que quanto

mais úmido o solo maior a sua influência. Situação essa, oposta ao efeito da tensão desvio no módulo de resiliência. Nota-se ainda que a variação de umidade influência diretamente nos valores do módulo de resiliência e em seu comportamento, de modo que é possível entender a partir dos gráficos (figuras 4.5, 4.6 e 4.7) que para este solo e nas condições analisadas:

a - quanto maior a umidade maior será o efeito da tensão confinante no valor do módulo de resiliência;

b - com a diminuição da umidade, o efeito da tensão desvio aumenta;

c - quanto mais seco o solo maior será o módulo de resiliência.

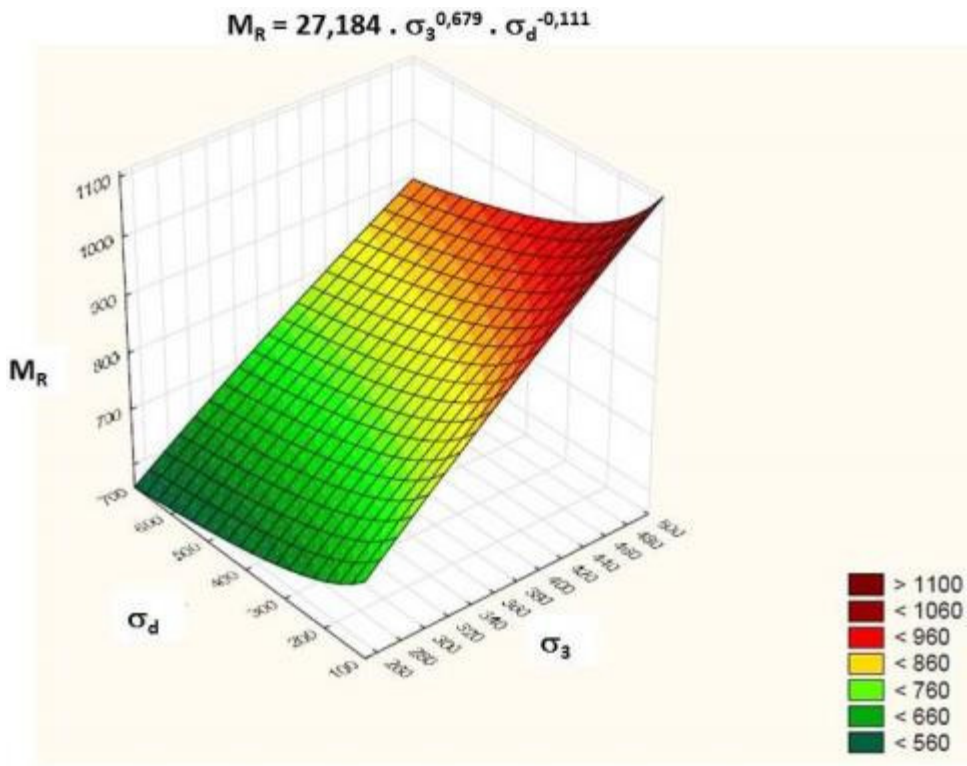


Figura 4.5 – Variação do MR na condição $w_{ót}$-1,5%

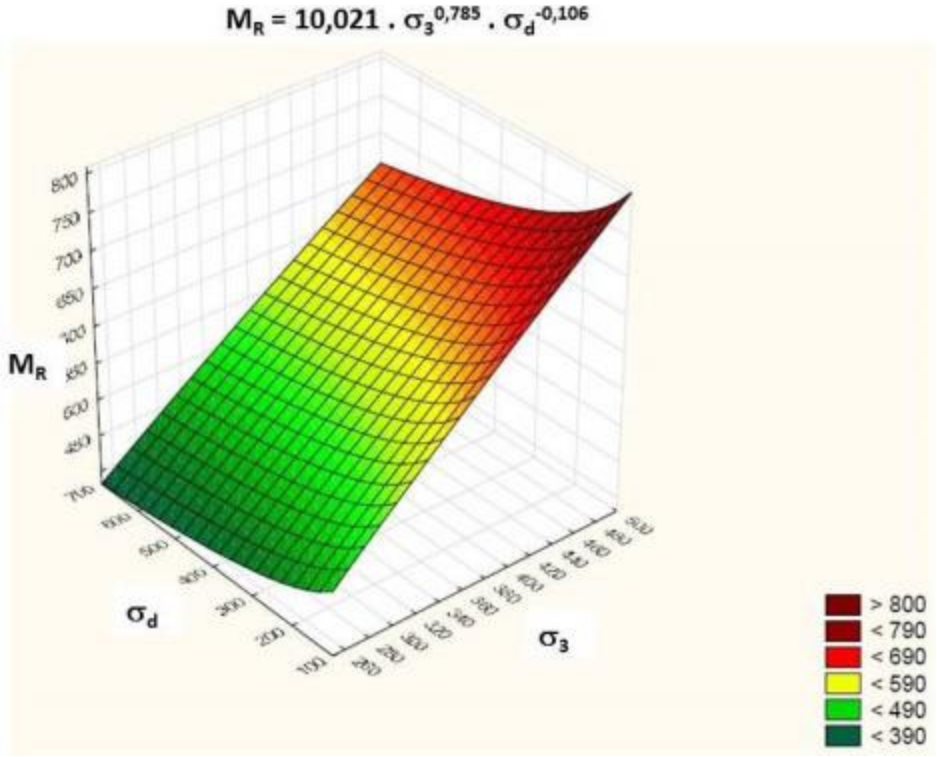


Figura 4.6 – Variação do MR na condição $w_{ót}$

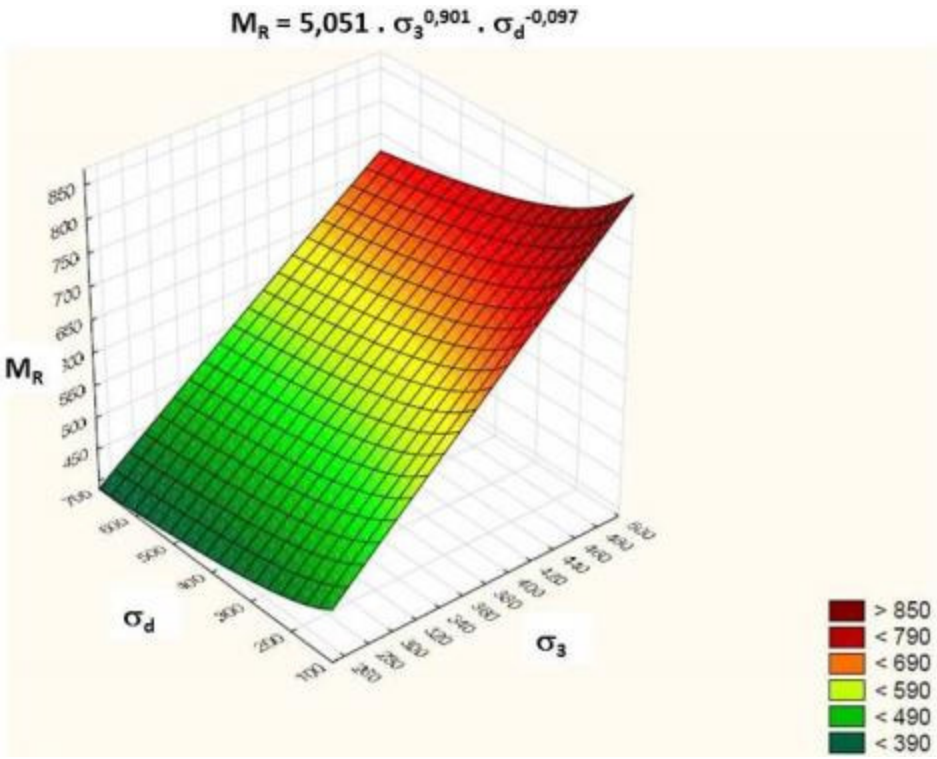


Figura 4.7 – Variação do MR na condição $w_{ót}$+1,5%

Baseando-se na literatura estudada, foram definidos os pares de tensões (σ_3 = 180KPa e σ_d = 71KPa), atuantes no topo do subleito, para o cálculo do módulo de resiliência, com a finalidade de estudar sua variação antes e após a deformação permanente nos capítulos subsequentes.

A partir desses valores encontrou-se um módulo de resiliência de 164,09Mpa para o SL2C na umidade ótima. Balbo (2007) apresenta valores médios de módulos de resiliência para diversos tipos de solos. Dentre estes, um solo LA', classificado como A-2-4, da região de São Paulo, com módulo de 150 MPa. Guimarães (2009) cita, como resultado para um solo LA', valores entre 160 e 220 MPa. Baseando-se na literatura estudada, nota-se que o valor do módulo de resiliência igual a 164,09 MPa para um solo LA' é aceitável.

Calculando-se o módulo de resiliência com as tensões encontradas, nota-se, através da figura 4.9, que o módulo de resiliência foi menor para o solo na condição mais úmida e 94% maior na condição mais seca.

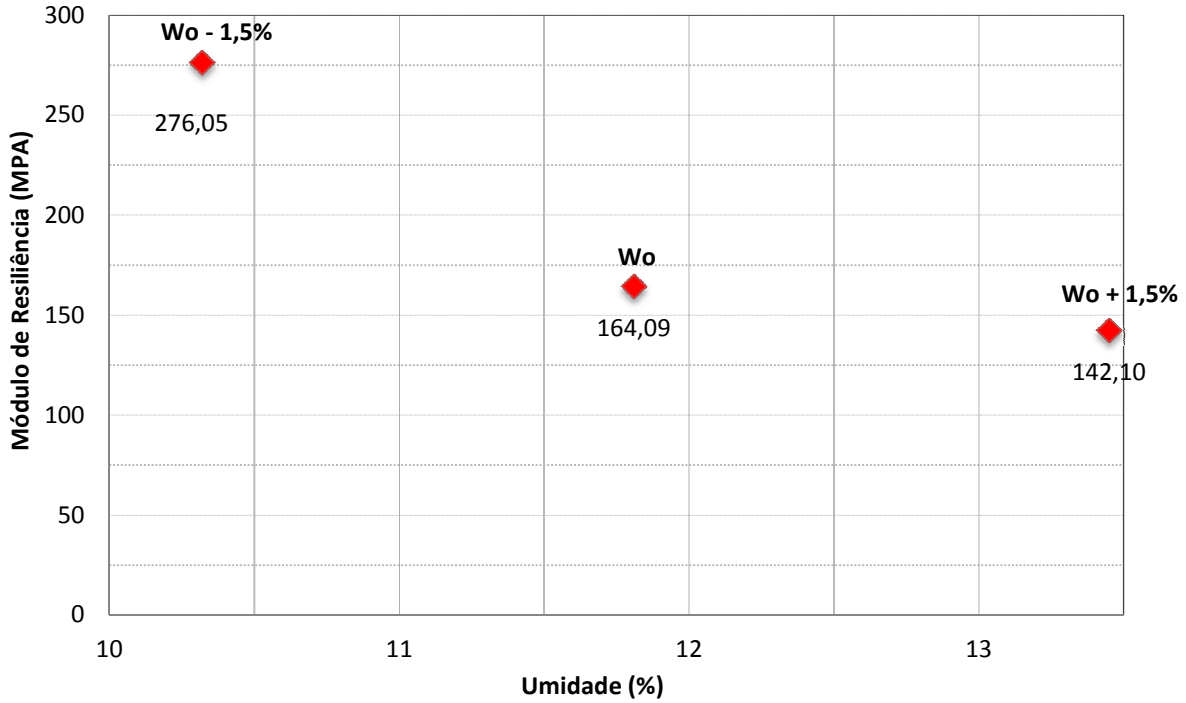


Figura 4.9 – Variação do MR antes da Ɛ

4.3 Deformação permanente

Este item destina-se a analisar os resultados dos ensaios de deformação permanente desenvolvidos nos corpos-de-prova. Os ensaios foram conduzidos de forma que fosse possível verificar 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 seguir, a tabela 4.5 reproduz o programa experimental dessa pesquisa, detalhando os pares de tensões utilizados nos ensaios e também as condições de umidade analisadas.

Tabela 4.5 – Pares de tensões do ensaio

Ensaio	w(%) Antes do ensaio		Pares de Tensões	σ_d	σ_3	σ_d / σ_3
E1	w_o - 1,5	10,11				
E2	w_o	11,57	T1	35	70	0,5
E3	w_o + 1,5	13,12				
E4	w_o - 1,5	10,21				
E5	w_o	11,62	T2	70	70	1
E6	w_o + 1,5	13,14				
E7	w_o - 1,5	10,17				
E8	w_o	11,64	T3	105	70	1,5
E9	w_o + 1,5	13,29				
E10	w_o - 1,5	10,08				
E11	w_o	11,71	T4	140	70	2
E12	w_o + 1,5	13,24				

A verificação da deformação permanente e a análise dos resultados são feitas após a finalização dos ensaios, contudo em alguns casos, pode não ter havido a estabilização das deformações. Assim sendo, e como ainda não há consenso sobre o número de aplicações do ensaio, essa adoção acaba se baseando na experiência dos centros de pesquisa e universidades. Alguns autores já limitaram em 100.000

ciclos, porém, mesmo baseando-se nesses valores ainda poderia se incorrer em situações que a estabilização da deformação permanente não tenha sido alcançada.

Nesta pesquisa, como exemplo, foi inicialmente adotado um número de 100.000 ciclos, no entanto, a partir da análise das curvas de deformação permanente, foi notado que os valores de deformação permanente ainda aumentavam, deste modo, optou-se por utilizar 300.000 ciclos.

Uma importante questão que surgiu ao longo dos estudos é a definição da melhor maneira de se visualizar a deformação permanente obtida, isso porque o número de ciclos aplicado é bastante elevado e, ao mesmo tempo, gera deformações muito pequenas. Após sucessivas tentativas, verificou-se que o gráfico de deformação permanente (em porcentagem) pelo número de ciclos, possibilita uma visualização mais adequada dos resultados.

Vale ressaltar que os resultados apresentados são dos ensaios considerados válidos, pois durante a execução dos ensaios ocorreram vários problemas, tais como falta de energia, desconexão do pistão, quebra de corpo-de-prova, sendo nesses casos, moldados novos corpos-de-prova e os ensaios foram iniciados novamente.

O figura 4.10 apresenta a deformação permanente (%) pelo número de aplicações de carga de acordo com os pares de tensões (σ_d/σ_3), apresentados na tabela 3.7, e nas diferentes condições de umidade. Foi feita uma análise geral das curvas, sendo que o efeito dos fatores foi analisado separadamente nos itens subsequentes. Todas as curvas apresentam forma semelhante, observando-se um acentuado acréscimo de deformação permanente nos ciclos iniciais que se estende até 50.000 repetições de cargas. A partir daí, a taxa de crescimento da deformação permanente diminui consideravelmente, tornando-se praticamente constante, porém continuaram desenvolvendo escoamento plástico.

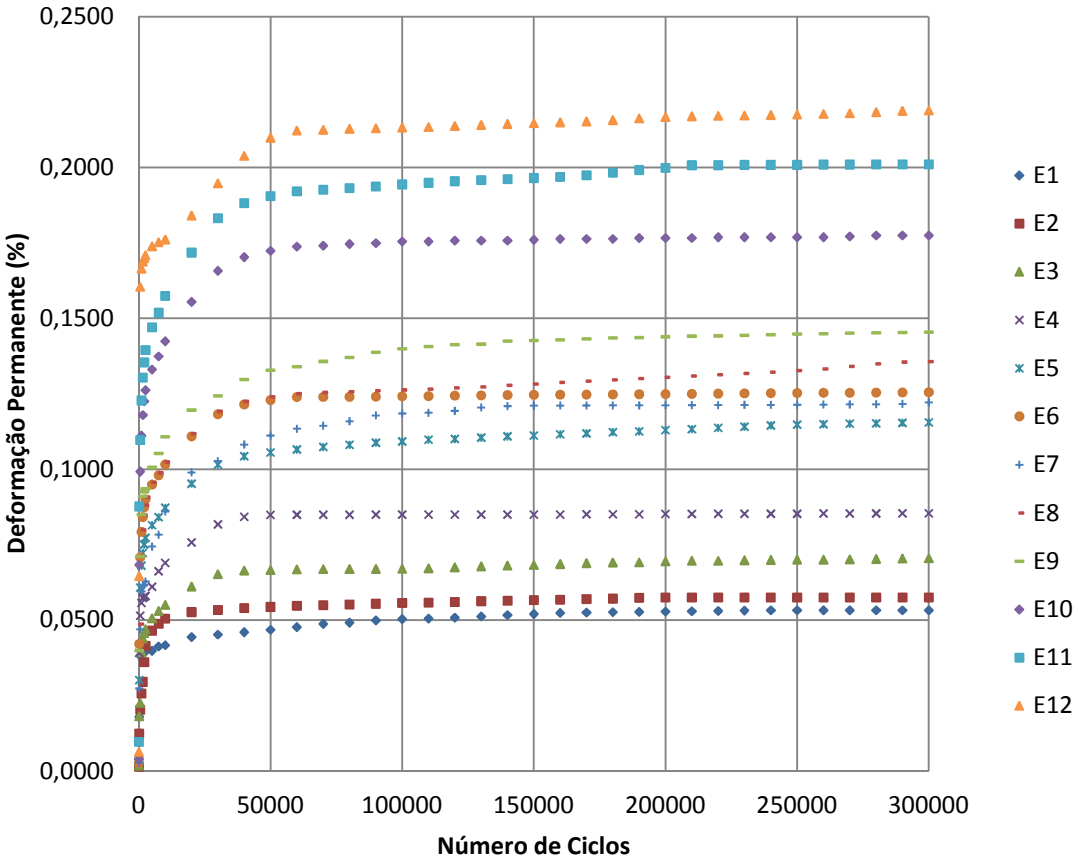


Figura 4.10 – Deformação permanente

Observa-se, ainda, que os valores de deformação permanente são muito baixos, mesmo para os valores de umidade ótima mais 1,5%.

Da figura 4.10, observa-se que o maior valor de deformação permanente obtido foi de 0,22% para o ensaio E12, que utilizou a tensão de desvio de 140kPa e tensão confinante de 70kPa, e para a umidade de wo+1,5%. Tal estado de tensões pode ser considerado semelhante à situação de campo na qual se adotasse um subleito desse solo. Em outras palavras, mesmo quando se utilizou um estado de tensões normal, o solo apresentou um valor de deformação permanente baixo, indicando tratar-se de um material de elevada resistência à deformação permanente.

A tabela 4.6 apresenta os valores de deformação permanente no primeiro golpe, pode-se observar que:

1. As deformações permanentes são maiores para relações σ_d / σ_3 maiores.

2. As deformações permanentes iniciais giram em torno de 2% a 5% da deformação final, com exceção do ensaio E8 que teve 7,65%.
3. 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%.
4. 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.

Tabela 4.6 – Resultados da deformação permanente

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

Deve-se salientar que a deformação obtida no primeiro golpe depende muito do modo de moldagem. Constitui parte integrante do processo de moldagem, a raspagem da parte superior do material com a régua biselada para que se garanta o nivelamento do corpo-de-prova. Nesse processo, porém, pode haver retirada de parte da fração pedregulho do material, com eventual prejuízo na avaliação da deformação permanente apresentada durante o ensaio de carga repetida.

4.3.1 Influência das tensões

Para a avaliação da influência das tensões na deformação permanente, são apresentados os gráficos da deformação permanente pelo número de repetições de carga das figuras 4.11, 4.12 e 4.13, que se referem às condições de umidade w_o-1,5%, w_o e w_o+1,5%.

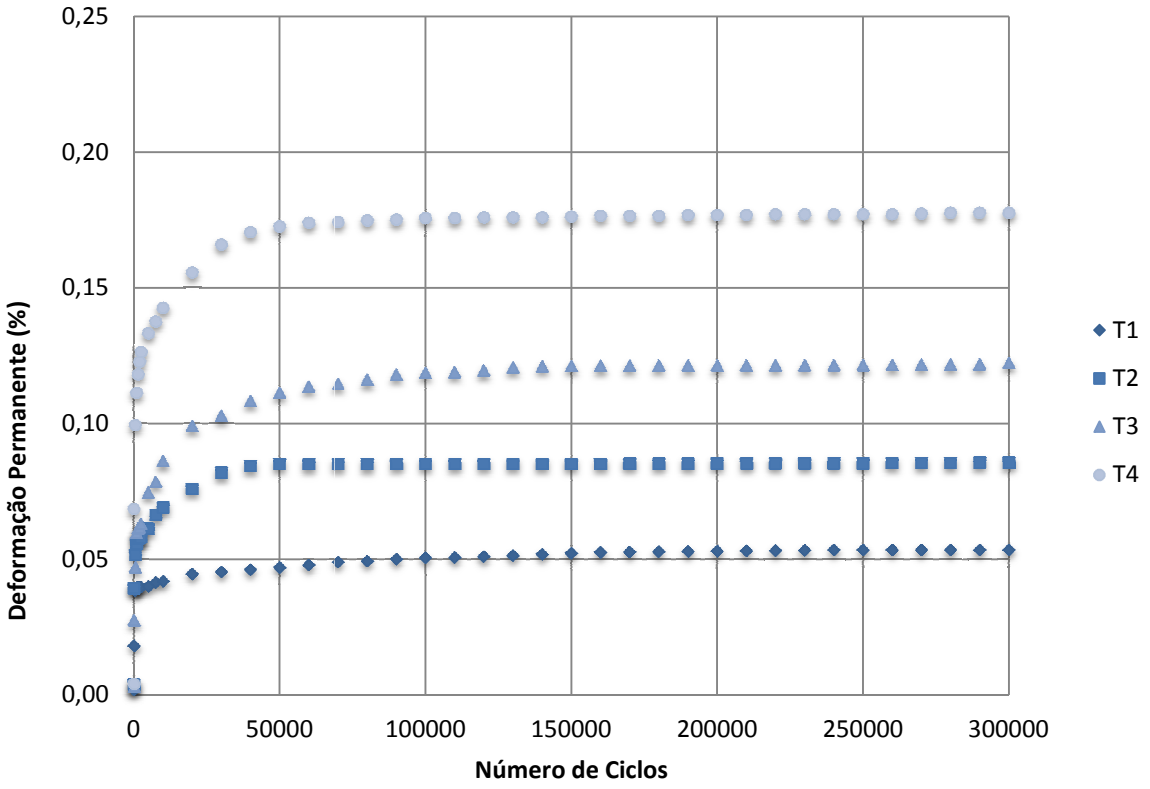


Figura 4.11 – Variação da Ɛ na condição $w_{ót}$ - 1,5%

Das figuras 4.11, 4.12 e 4.13, verifica-se que, de maneira geral, o aumento da relação σ_d / σ_3 causa um aumento na deformação permanente. O aumento nessa relação está associado a um aumento da tensão de desvio com relação à tensão 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.

Para a condição w_o-1,5%, nota-se que, para a condição T3, o acentuado acréscimo dos valores de deformação nos ciclos iniciais se estende até aproximadamente 100.000 ciclos. O solo na condição T2 sofreu um rápido acomodamento das deformações.

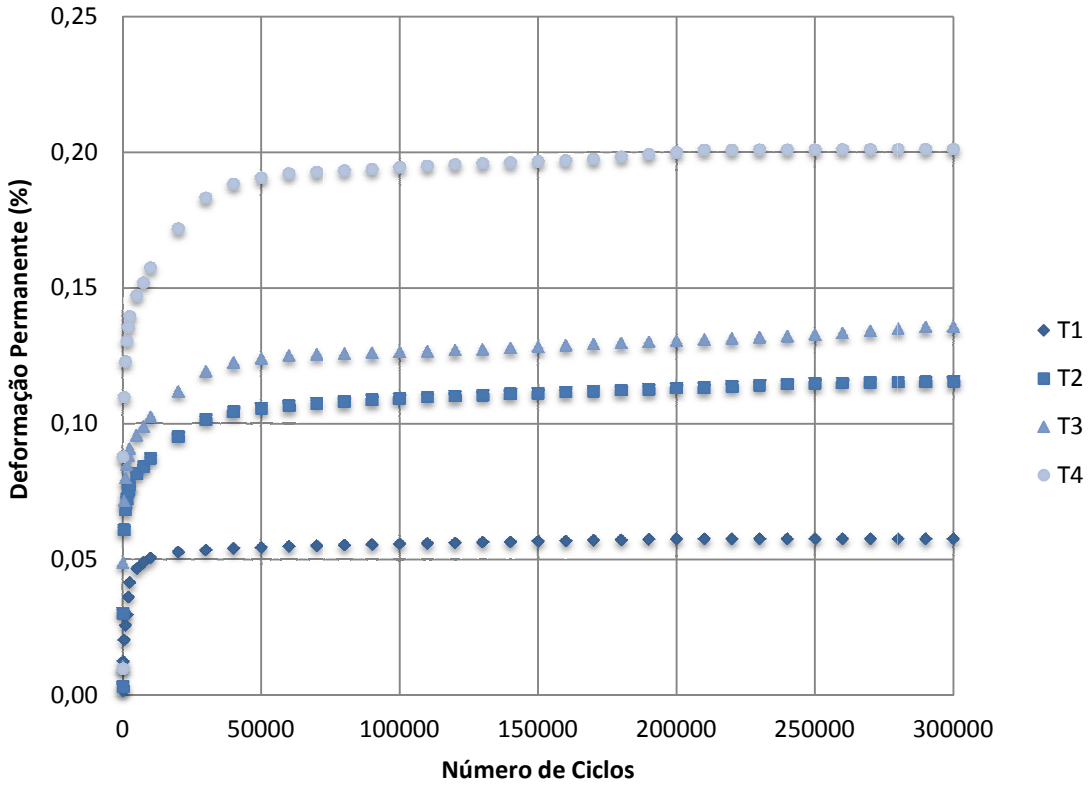


Figura 4.12 – Variação da Ɛ na condição $w_{ót}$

Observou-se o mesmo comportamento notado na figura 4.11 para a figura 4.12, onde na condição w_o, nota-se que, com exceção da condição T1, para todas as outras variações de tensões, o solo ainda continua tendo um escoamento plástico.

Observou-se o mesmo comportamento notado nas figuras 4.10 e 4.11 para a figura 4.13, onde na condição w_o+1,5% nota-se que para as condições T3 e T4 o solo continua tendo um escoamento plástico. O solo nas condições T1 e T2 sofreu um rápido acomodamento das deformações.

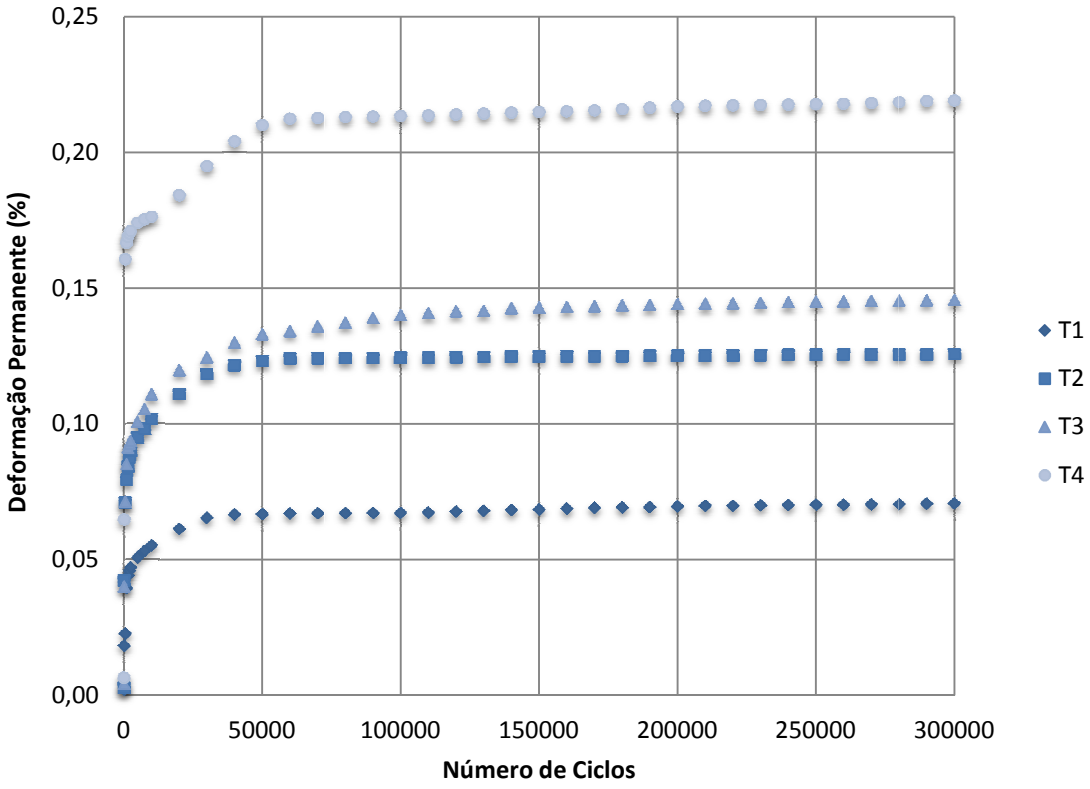


Figura 4.13 – Variação da Ɛ na condição wót + 1,5%

Para as três condições de umidade w_o-1,5%, w_o e w_o+1,5%, a relação entre a deformação permanente para a T1 e T4 é de, respectivamente, 212,96%, 223,4% e 198,37%. Examina-se que, de maneira geral, com o aumento da relação σ_d / σ_3, ou seja, aumentando a tensão de desvio em 4x, para a mesma tensão confinante, a deformação permanente duplica.

4.3.2 Influência da umidade

Para a avaliação da influência da umidade na deformação permanente, são apresentados os gráficos da deformação permanente pelo número de repetições de carga das figuras 4.14, 4.15, 4.16 e 4.17, que se referem às relações de tensão T1, T2, T3 e T4.

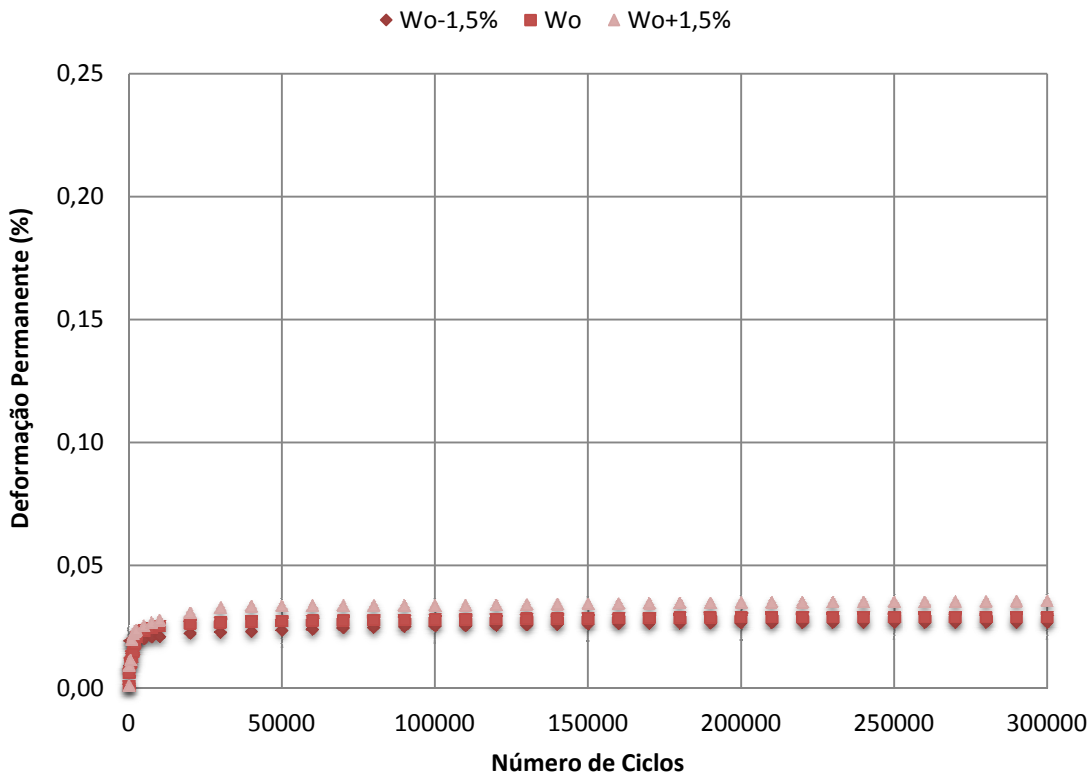


Figura 4.14 – Variação da Ɛ para a condição T1

A partir da análise das curvas apresentadas na figura 4.14, observa-se que, de modo geral, o aumento da umidade causou um aumento da deformação permanente. Neste gráfico apresentado na figura 4.14 é possível notar também que 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.

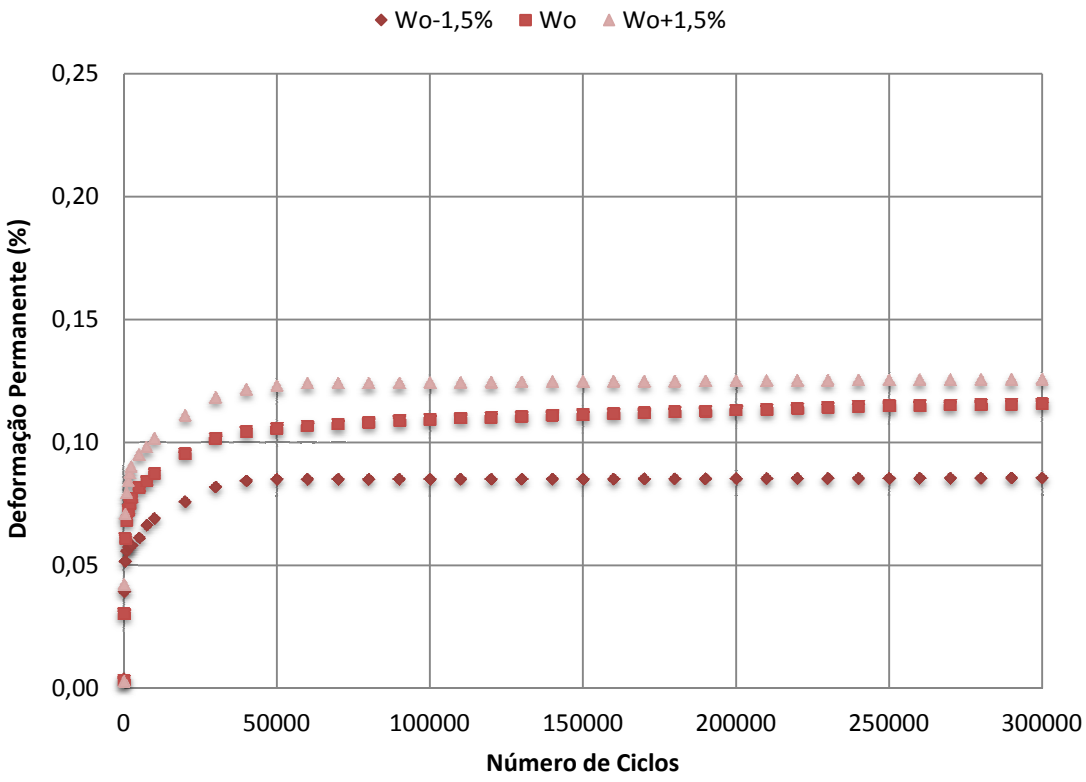


Figura 4.15 – Variação da Ɛ para a condição T2

Observou-se o mesmo comportamento notado na figura 4.14 para a figura 4.15, em que o aumento da umidade causou um aumento na deformação permanente. Porém, nota-se um maior distanciamento entre as curvas w_o-1,5% e w_o, ou seja, uma diminuição na umidade causou uma diminuição considerável na deformação permanente.

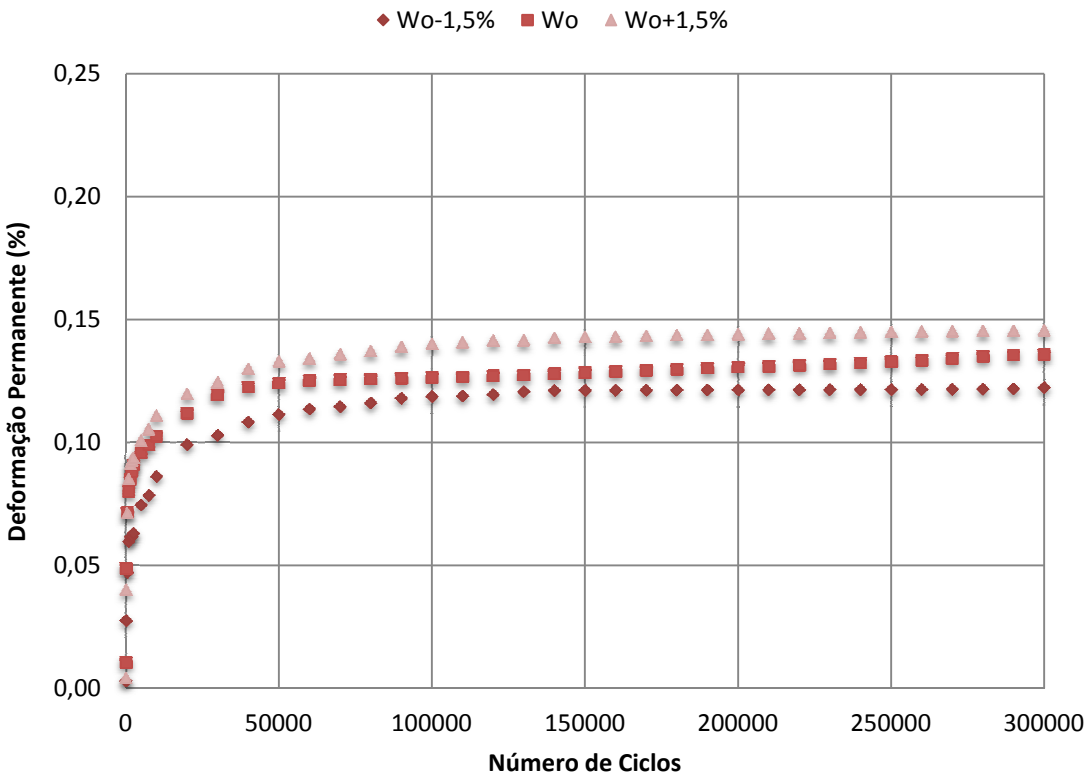


Figura 4.16 – Variação da Ɛ para a condição T3

Observou-se o mesmo comportamento da figura 4.14 para a figura 4.16, em que o aumento da umidade causou um pequeno aumento na deformação permanente.

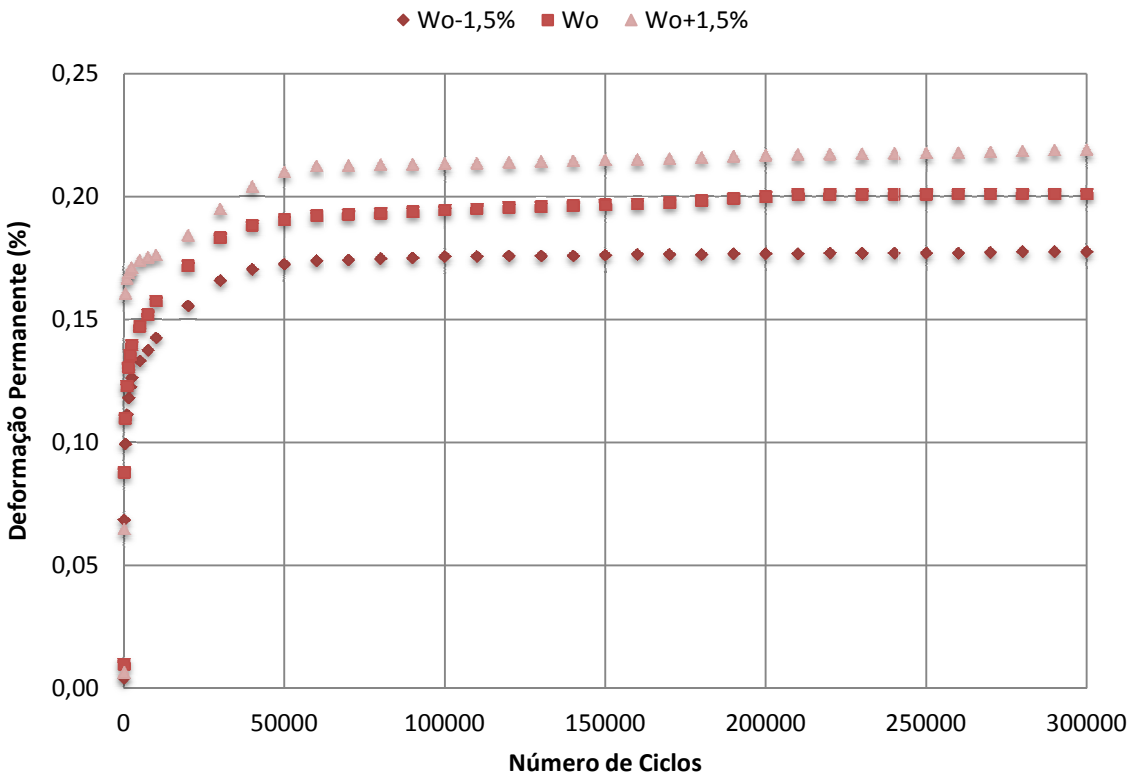


Figura 4.17 – Variação da Ɛ para a condição T4

Das figuras 4.14 e 4.16, observa-se que a deformação permanente não alterou muito com a variação de umidade, na faixa de tensões analisadas. Tal fato é confirmado pela literatura estudada, assim, os solos granulares, ao contrário dos solos argilosos, não são afetados significativamente pela saturação. Nota-se que mantendo a mesma tensão, T3 e T4, e variando apenas a umidade, a variação da deformação permanente é de aproximadamente 20% para uma variação de umidade de 3%.

4.4 Módulo de resiliência após a deformação permanente

O ensaio de módulo de resiliência foi realizado logo após o ensaio de deformação permanente, utilizando o mesmo corpo-de-prova. Cada corpo-de-prova foi ensaiado no mínimo seis vezes e, desses ensaios, foram escolhidos os que apresentaram resultados com melhores ajustes. Foi analisada a influência da deformação

permanente, do estado de tensões e da variação de umidade sobre o comportamento resiliente.

As análises seguintes foram baseadas nos resultados para o Modelo Composto devido ao seu melhor desempenho na representação do MR em função do estado de tensões.

Calculando-se o módulo de resiliência com as tensões definidas no item 4.2, pode-se notar, da tabela 4.7 e da figura 4.18, que o módulo de resiliência aumentou consideravelmente após o ensaio de deformação permanente, confirmando um enrijecimento dos corpos de prova após o ensaio.

Nota-se também que o solo perdeu umidade e teve os vazios reduzidos após o ensaio de deformação permanente.

Tabela 4.7 – Resultado do MR após ε.

Módulo de Resiliência (MPa) - Após a ε								
Modelo Composto				$MR = k_1 * \sigma_3^{k2} * \sigma_d^{k3}$				
Tensões				σ_3 = 71			σ_d = 180	
Ensaio	**Pares de Tensões**	**w(%)**		Constantes do modelo			R^2	**MR**
				k1	k2	k3		
E1		wo-1,5%	9,83	39,356	0,612	-0,094	0,99	**328,08**
E2	T1	wo	10,98	8,181	0,875	-0,085	0,98	**219,26**
E3		wo+1,5%	12,74	5,435	0,939	-0,081	0,96	**195,37**
E4		wo-1,5%	9,87	44,478	0,575	-0,097	0,96	**311,79**
E5	T2	wo	11,05	16,421	0,701	-0,088	0,98	**206,38**
E6		wo+1,5%	12,58	7,729	0,842	-0,083	0,97	**181,84**
E7		wo-1,5%	9,72	48,777	0,543	-0,099	0,99	**295,24**
E8	T3	wo	11,01	16,851	0,689	-0,091	0,99	**198,11**
E9		wo+1,5%	12,86	8,971	0,795	-0,089	0,98	**167,44**
E10		wo-1,5%	9,57	81,106	0,427	-0,107	0,96	**287,23**
E11	T4	wo	11,29	26,673	0,562	-0,098	0,97	**175,98**
E12		wo+1,5%	12,70	13,877	0,683	-0,094	0,97	**156,57**

Como se trata de um processo que alterou características de estado do corpo de prova, não se pode depreender qual fator foi preponderante para o aumento do módulo de resiliência, se a deformação permanente ou a perda de umidade, contudo, com base na literatura técnica, é razoável entender que o enrijecimento seja mais propiciado pela diminuição da umidade que por uma eventual mudança do estado de compactação causado pelo acumulo de deformação permanente.

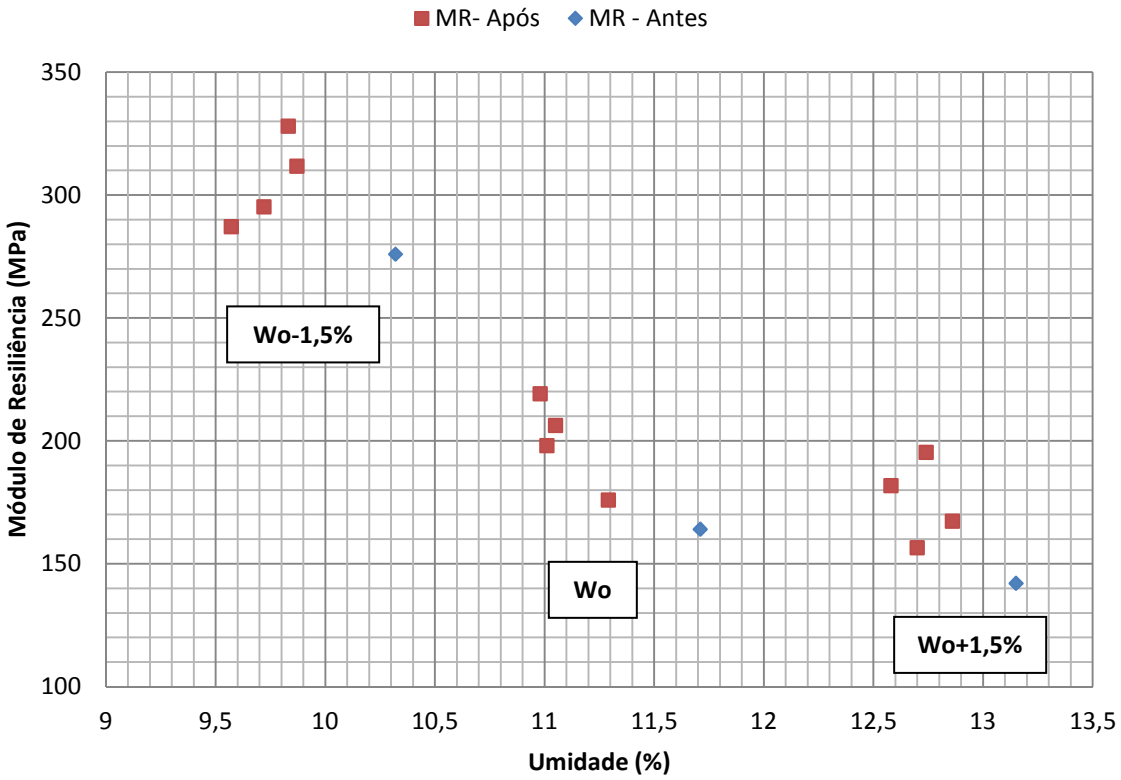


Figura 4.18 – Variação do MR após a Ɛ

A partir da figura 4.19, pode-se observar que o módulo de resiliência cresce de acordo com as tensões utilizadas no ensaio de deformação permanente, porém ele é inversamente proporcional à relação σ_d / σ_3. Como a resistência dos solos granulares é governada pela tensão confinante, o aumento da relação σ_d / σ_3 causa uma diminuição no módulo de resiliência. Nota-se igualmente a grande influência da umidade, uma diminuição de 1,5% abaixo da ótima, faz o valor do MR duplicar.

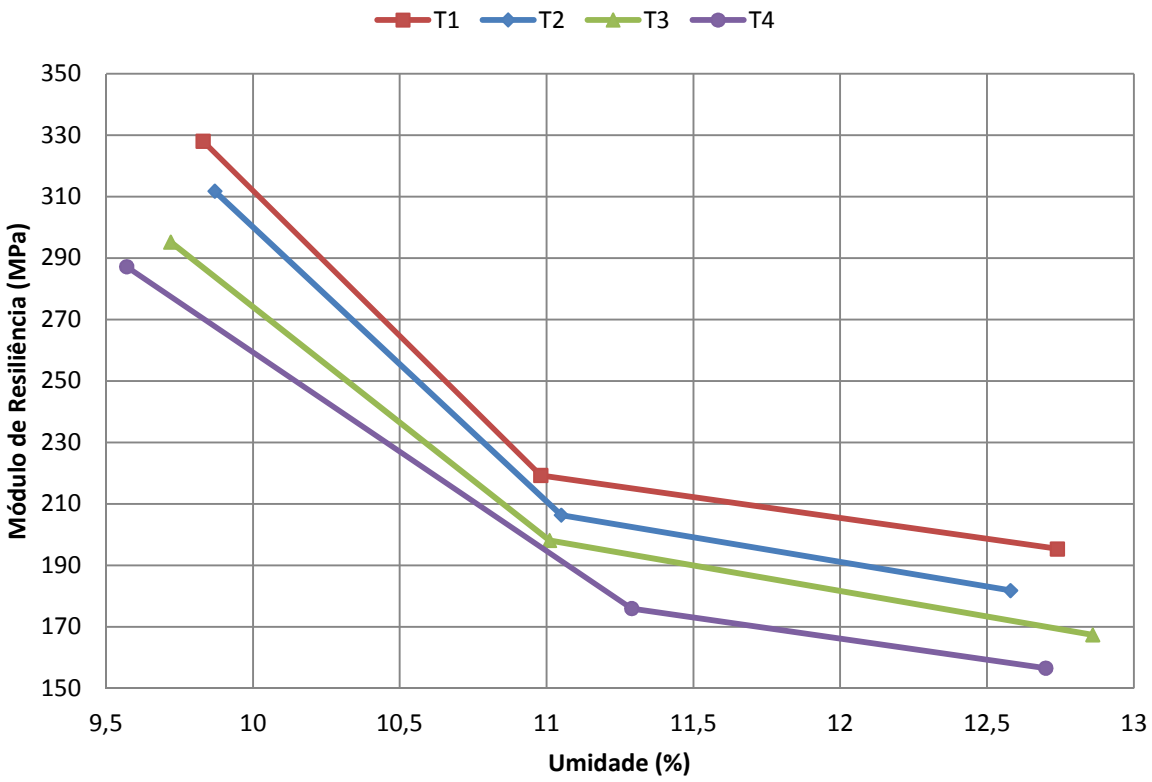


Figura 4.19 – Variação do MR após a ε.

A figura 4.20 mostra-se interessante ao se analisar a forma de crescimento do módulo de resiliência em comparação com a deformação permanente. Nota-se nitidamente que o crescimento do MR é inverso ao crescimento da deformação permanente. O que já era de se esperar, uma vez que a diminuição na umidade causa algum enrijecimento do solo e, consequentemente, as menores deformações. De forma similar, observa-se que um aumento na relação σ_d / σ_3, causa um aumento na deformação permanente e uma diminuição no módulo de resiliência, uma vez que com a tensão confinante mantida em seu valor, a tensão desvio é responsável pela deformação permanente exclusivamente. Nota-se que a intensidade do efeito da variação de umidade é maior no valor do módulo de resiliência que na deformação permanente.

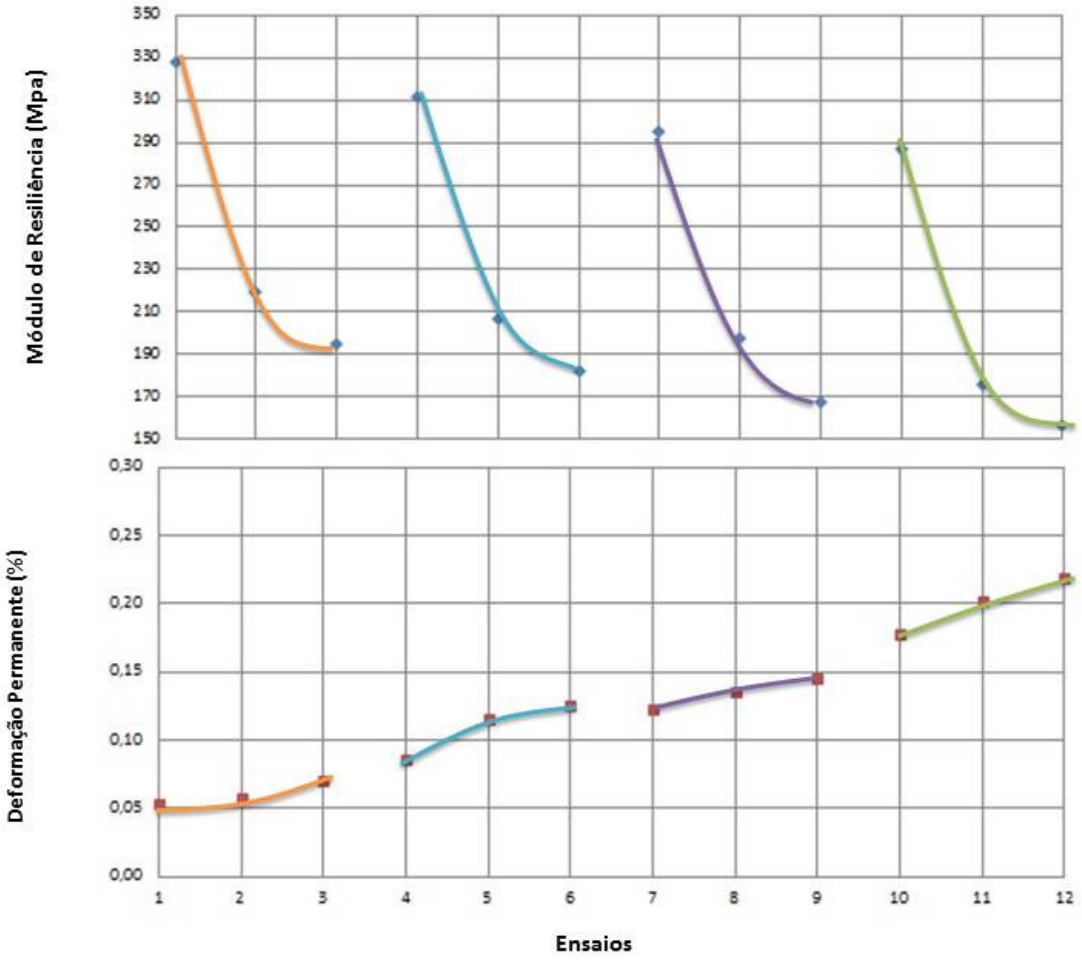


Figura 4.20 – Variação do MR x Ɛ

A partir da figura 4.21, verifica-se uma boa correlação entre o módulo de resiliência e a variação do estado de tensões utilizado no ensaio de deformação permanente. Nota-se que, para todas as condições de umidade analisadas, há uma diminuição no valor do módulo de resiliência com o aumento da relação σ_d/σ_3 utilizada no ensaio de deformação permanente. Evidencia-se a partir do gráfico apresentado na figura 4.21 o grande efeito da umidade no módulo de resiliência através do distanciamento das curvas levando a maiores MR, enquanto que o efeito das tensões é menor ao se observar as inclinações das curvas.

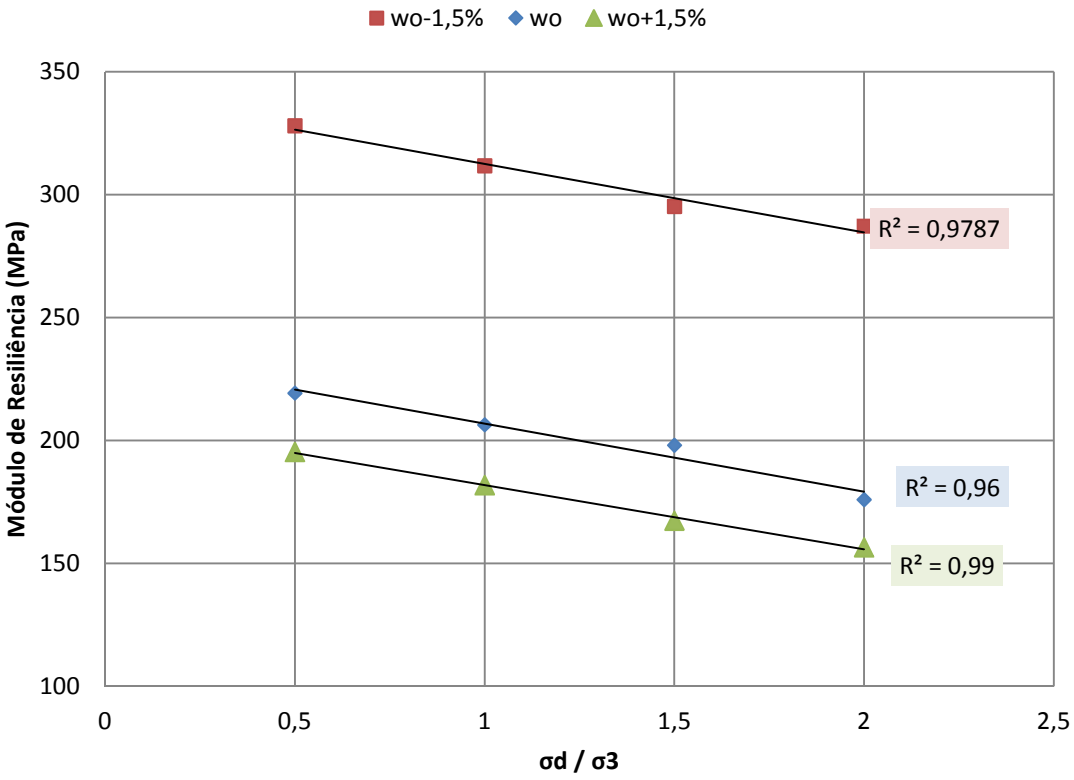


Figura 4.21 – Variação do MR com a relação σ_d/σ_3

4.5 Pesquisa do *Shakedown*

Como já comentado no trabalho de Werkmeister et al. (2001), elaborado para solos granulares, são definidos três tipos limites, denominados A, B e C, baseados na resposta dos materiais submetidos ao carregamento cíclico, apresentados segundo o modelo de Dawson e Wellner apresentado por Werkmeister *et al.* (2001). O nível A corresponde ao *shakedown* ou acomodamento plástico, o nível B corresponde a uma situação na qual a amostra se deforma a uma taxa quase constante, não nula, e no nível C a amostra tende ao colapso. O modelo adota como abcissa a deformação permanente ε ($x10^{-3}$ mm) e como ordenada a razão ε/N ($x10^{-3}$ mm), plotada na escala log.

As figuras 4.22, 4.23, 4.24 e 4.25 apresentam os gráficos que ilustram o comportamento do solo segundo a teoria do *Shakedown* de Wermeister et al. (2001), a linha pontilhada mostra a tendência de comportamento do solo para o gráfico da deformação permanente de acordo com as diferentes condições de umidade e para os pares de tensões já definidos.

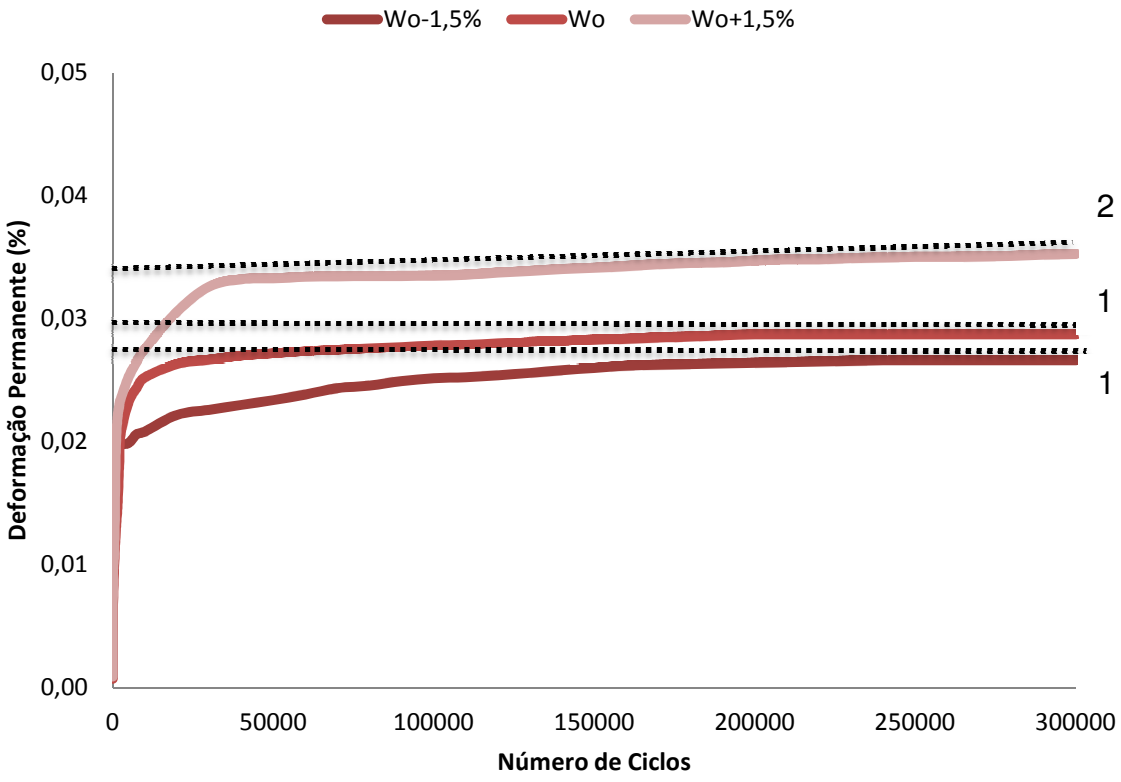


Figura 4.22 – Comportamento do *Shakedown* T1

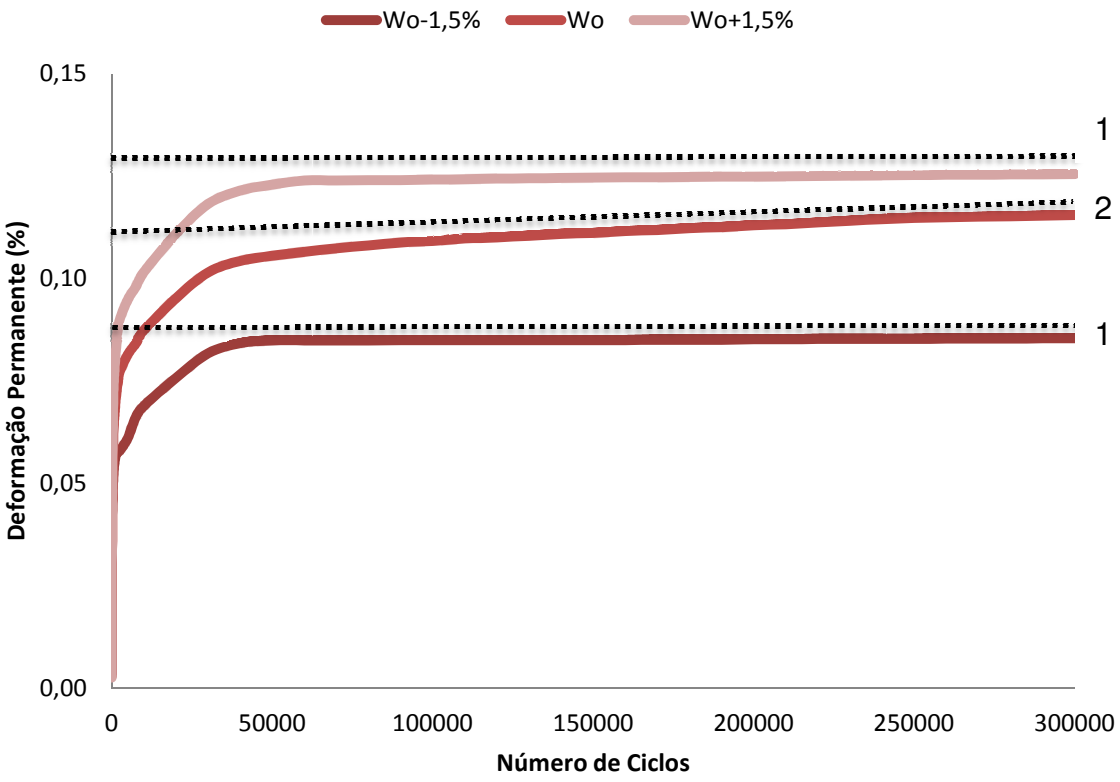


Figura 4.23 – Comportamento do *Shakedown* T2

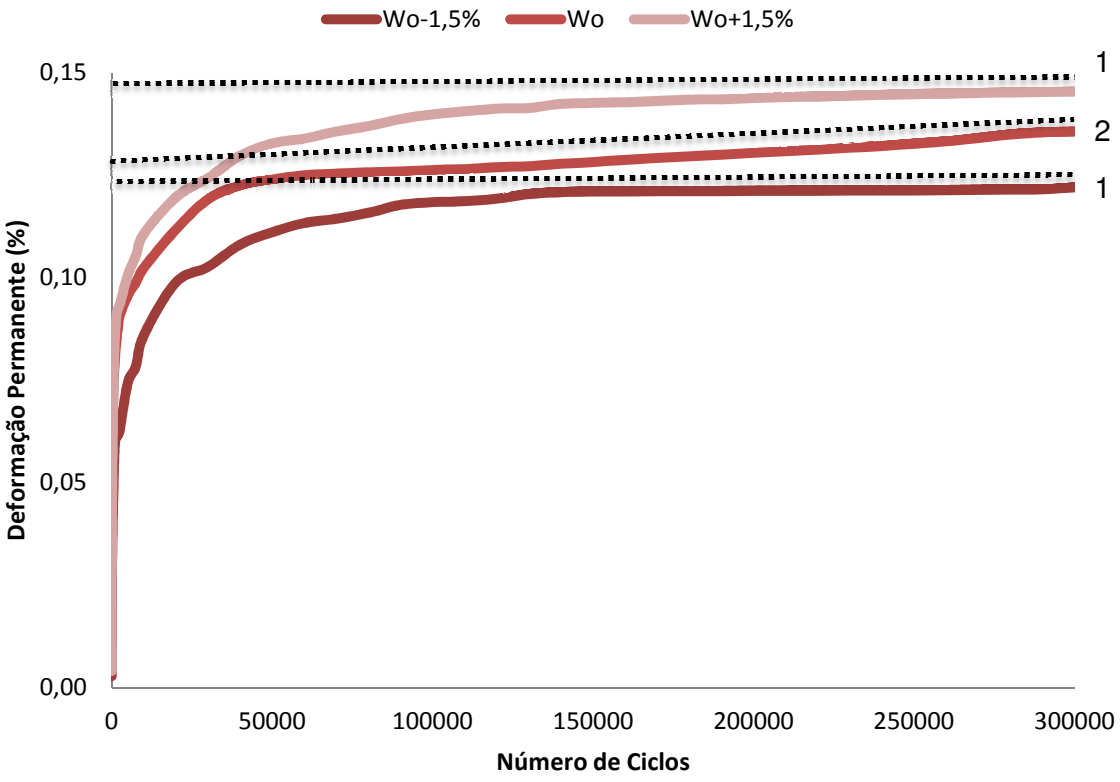


Figura 4.24 – Comportamento do *Shakedown* T3

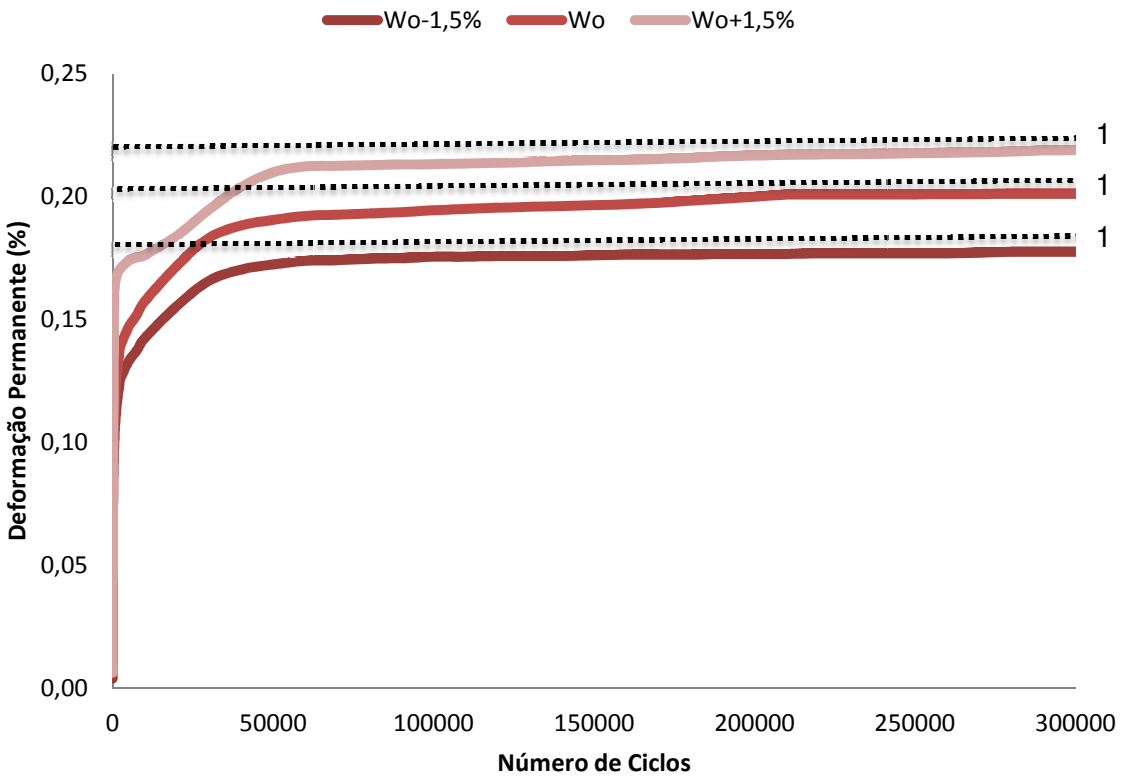


Figura 4.25 – Comportamento do *Shakedown* T4

Constata-se que, de maneira geral, nenhum dos solos apresentou comportamento 3, ou seja, Colapso incremental, com isso, pode-se concluir que o número de aplicações de carga foi baixo para que o solo atingisse o colapso incremental. Os comportamentos ficaram entre 1 (*Shakedown* elástico) e 2 (*Shakedown* plástico). Nota-se que o solo na condição de umidade mais seca apresentou comportamento tipo 1 para todas as tensões analisadas.

Para essa visualização dos resultados, apresentam-se na figura 4.26 as curvas para análise do *Shakedown* do solo testado. Nela se pode observar um comportamento típico do nível "A" em todos os ensaios realizados neste solo. Ou seja, todos os ensaios conduziram a um acomodamento plástico (*Shakedown*), conforme o modelo proposto por Werkmeister (2003).

No modelo de Werkmeister (2003) a caracterização do nível A é pela forma da curva, aproximadamente paralela ao eixo vertical, e pela taxa de acréscimo da deformação permanente ter atingido a ordem de grandeza de 10^{-2} (x10^{-3} mm/ciclo de

carga). Isto é, nos ciclos finais de aplicação de carga o corpo-de-prova teve sua deformação permanente aumentada em apenas 10^{-5} mm a cada novo ciclo.

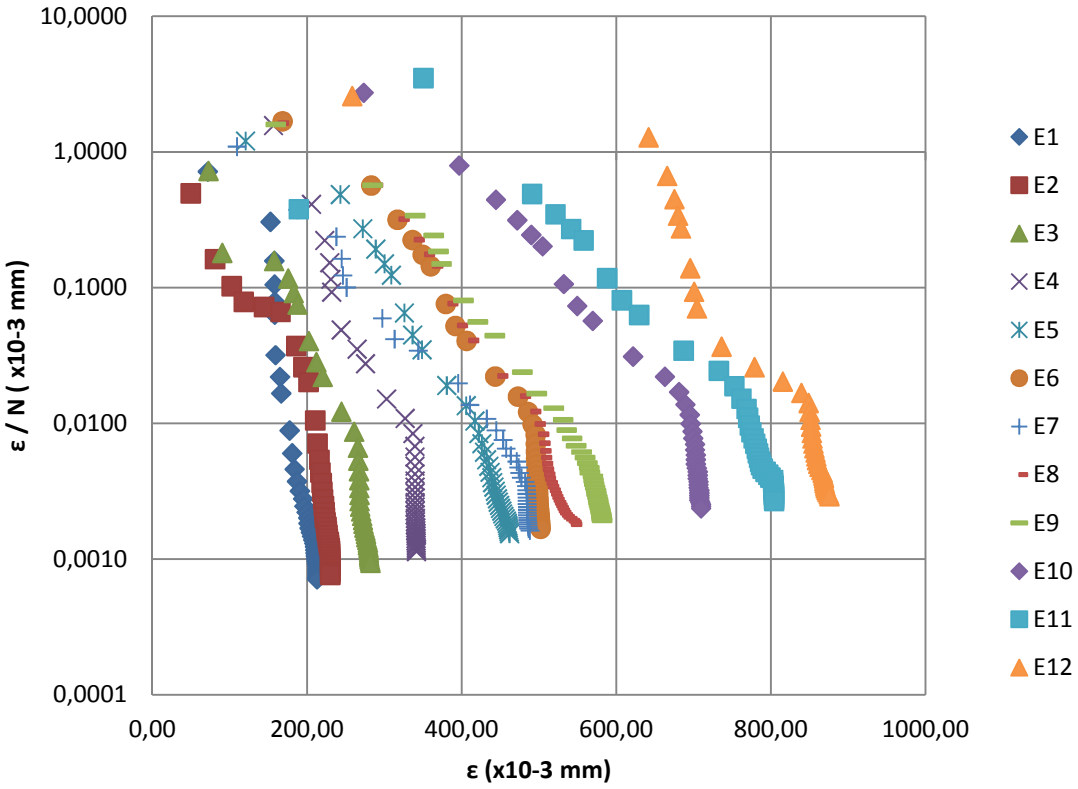


Figura 4.26 – Análise do *Shakedown*

Verifica-se, ainda, o limite de ocorrência do *Shakedown* para todos os ensaios. Nos ensaios em que há um aumento na relação σ_d / σ_3, a estabilização (*Shakedown*) acontece com maior rapidez. Nos ensaios 11 e 12 há um maior escoamento plástico inicial, porém logo se verifica a estabilização.

Pode-se identificar através das figuras 4.27, 4.28, 4.29 e 4.30, que os ensaios E3, E5 e E8 estão em um estado intermediário entre o nível B e o nível A, o qual foi chamado por Guimarães (2001) de *Shakedown* Aparente (nível AB). Assim, constata-se que o número de ciclos aplicados não foram suficientes para se afirmar que os ensaios estão no Nível A.

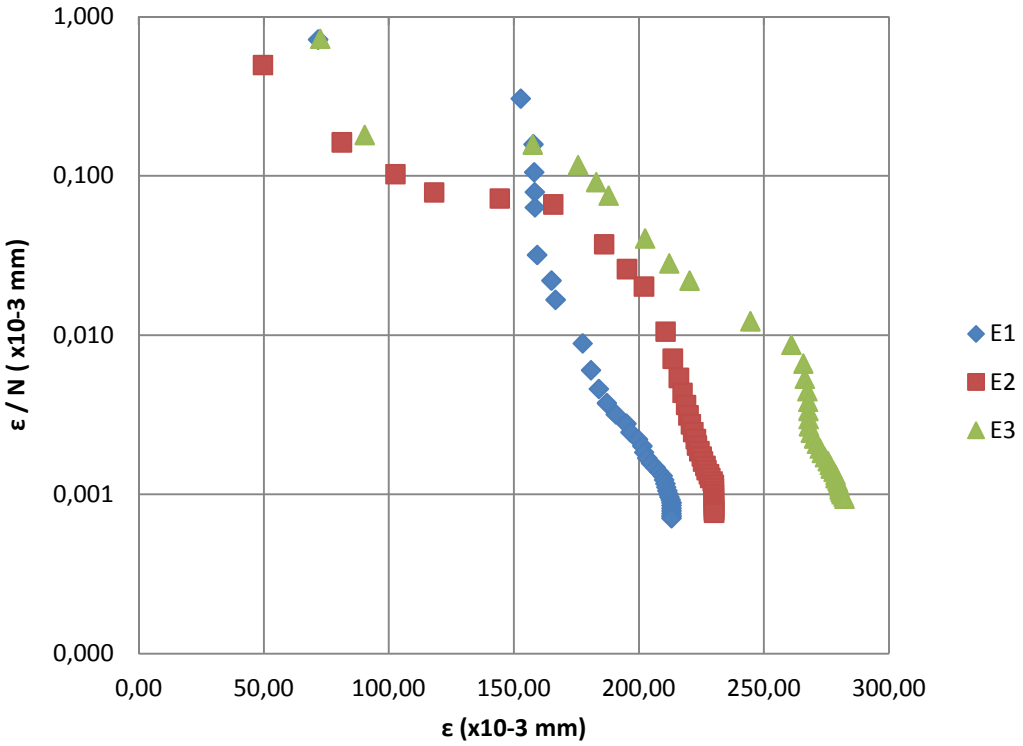


Figura 4.27 – Análise do *Shakedown* T1

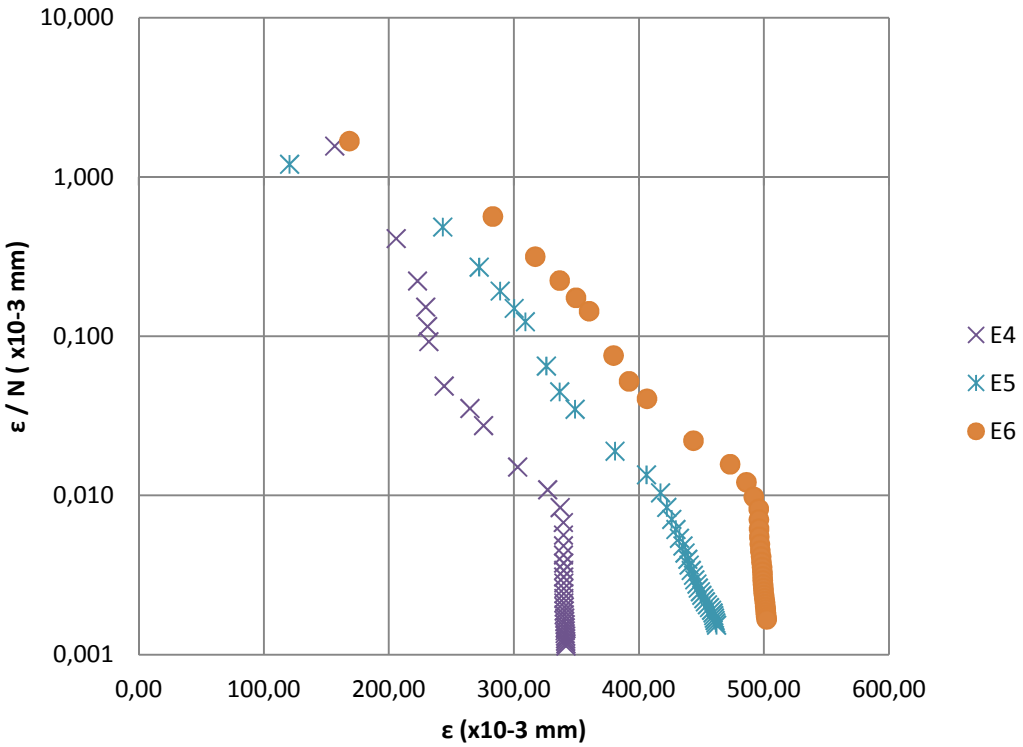


Figura 4.28 – Análise do *Shakedown* T2

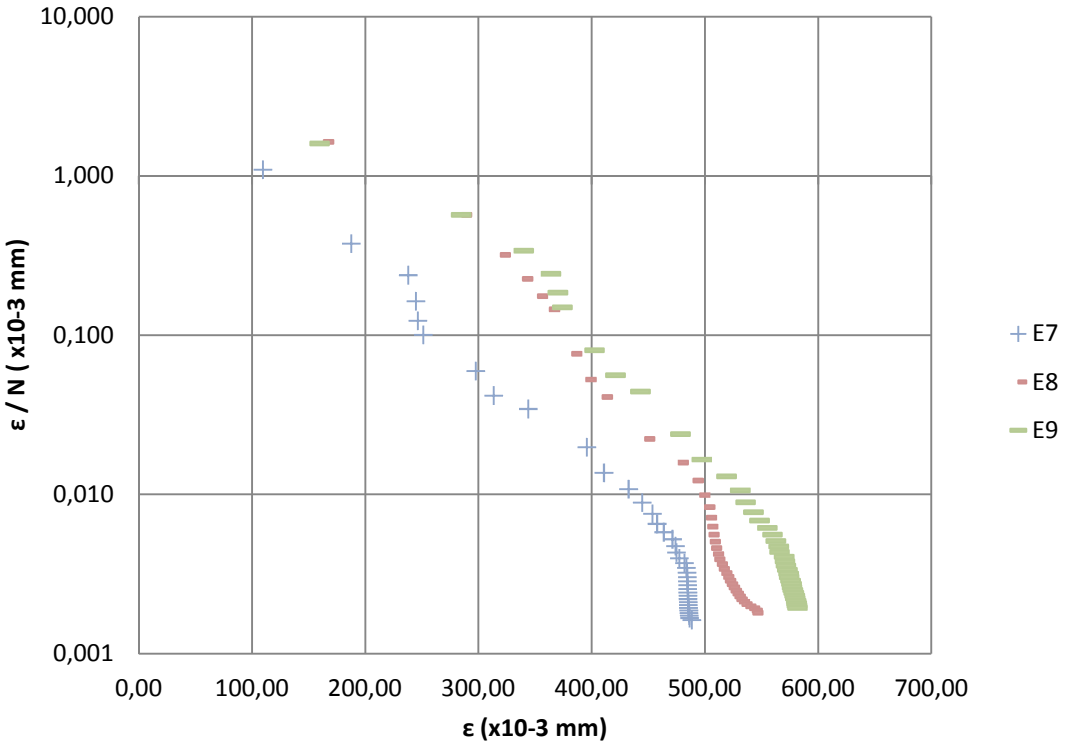


Figura 4.29 – Análise do *Shakedown* T3

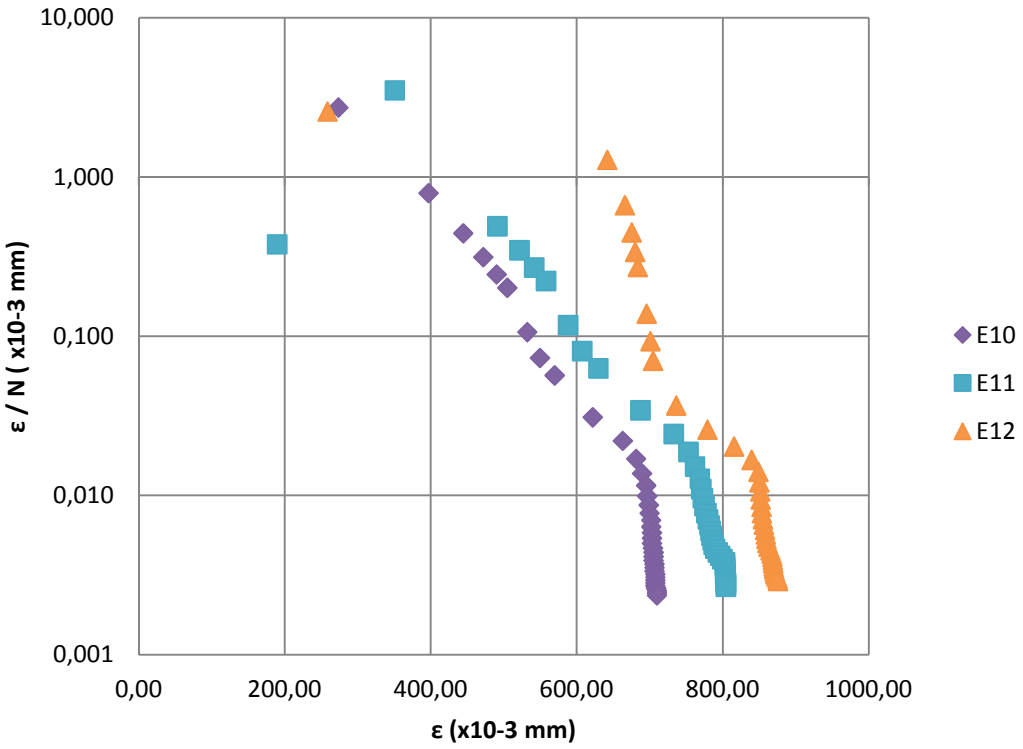


Figura 4.30 – Análise do *Shakedown* T4

Nota-se também que a variação de umidade não interfere no *Shakedown*, pois em todos os ensaios notou-se a ocorrência do *Shakedown*. Porém, nos solos mais úmidos nota-se a ocorrência do *Shakedown* mais rapidamente que nos solos mais secos, sendo nítido que o seu escoamento plástico inicial é maior.

Não foi possível definir o limite do *Shakedown* devido ao pequeno número de tensões estudadas e não foi possível perceber nenhum ensaio em que o solo chegasse aos níveis B ou C devido à baixa magnitude dessas tensões.

4.6 Parâmetros do Modelo de Monismith

Medina e Motta (2005) apresentam o modelo de Monismith para cálculo da deformação permanente como o mais comum e relatam que é amplamente empregado em estudos com solos brasileiros.

Svenson (1980), Motta (1991), Santos (1998) e Guimarães (2001) são alguns dos exemplos da aplicação do modelo de Monismith para solos brasileiros. Os estudos consistiram na determinação dos parâmetros “A” e “B” para alguns tipos de solos característicos de rodovias brasileiras, quase sempre obtidas de ensaio de deformação permanente com número de aplicação de cargas menor ou igual a 100.000 ciclos.

Os parâmetros do modelo de Monismith foram calculados adicionando uma linha de regressão do tipo potência aos gráficos da deformação permanente completos, obtidos a partir dos gráficos do apêndice A. Os parâmetros obtidos para este solo, considerando N = 300.000 ciclos e N = 100.000 ciclos, estão listados na tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Parâmetros do modelo de Monismith.

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

Considerando que, para haver um bom enquadramento do modelo, o coeficiente de determinação R^2 deve ser superior a 0,85 e analisando os dados da tabela 4.8, vê-se que não houve um bom enquadramento para os ensaios. Para 300.000 ciclos, 7 ensaios, ou seja 58%, não obtiveram um bom enquadramento, já para 100.000 ciclos, 1 ensaios, 8%, não obteve um bom enquadramento. Portanto, nota-se que há uma melhora no enquadramento quando se considera apenas 100.000 ciclos, porém essa melhora é pouco significativa.

Os resultados ilustram que o modelo de Monismith não é adequado para representar a deformação com níveis variados de tensões. Uma saída seria tentar estabelecer uma equação matemática por meio de regressão múltipla, tal que os parâmetros A e B fossem expressos em função das tensões σ_d e σ_3, utilizadas nos ensaios.

4.7 Parâmetros do modelo proposto

Com os resultados dos ensaios de deformação permanente realizados foi possível obter, utilizando-se regressão múltipla, uma correlação entre a deformação permanente total, a tensão confinante, a tensão de desvio, a umidade e o número de aplicações de carga.

O primeiro modelo testado, conforme apresentado na equação 11, levou em consideração a tensão confinante e a tensão desvio como variáveis independentes. A primeira hipótese nula testada foi:

Ho^1 = Não há interação entre o número de aplicações de carga, a tensão desvio, a tensão confinante e a umidade sobre o resultado da deformação permanente.

$$\varepsilon = \theta^{*} N^{\theta 1} * \sigma_d{}^{\theta 2} * \sigma_3{}^{\theta 3} * w^{\theta 4} \qquad (11)$$

Onde:

ε: Deformação permanente (%)

N: Número de aplicações de carga

σ_d: Tensão desvio (Kpa)

σ_3: Tensão confinante (Kpa)

w: Umidade de compactação (%)

θ, θ^1, θ^2, θ^3 e θ^4 – parâmetros do modelo.

Para uma boa regressão múltipla, deve-se, inicialmente, atentar para a correlação entre as variáveis independentes, pois se for alta pode prejudicar a estimativa dos parâmetros do modelo, gerando um modelo tendencioso que não explica de fato o comportamento da deformação permanente no solo estudado. Para a verificação da colinearidade entre as variáveis analisadas, foi utilizado o programa Excel.

Ao se avaliar os resultados notou-se que ocorreu um erro na correlação das variáveis com a tensão confinante, isso se deve ao fato de que a tensão confinante não variou durante os ensaios realizados, mas apenas a tensão desvio. Sendo assim, a segunda hipótese testada levou em consideração a relação σ_d/σ_3, conforme equação 12.

Ho^2 = Não há interação entre o número de aplicações de carga, a relação σ_d/σ_3 e a umidade sobre o resultado da deformação permanente.

$$\varepsilon = \theta^{*} N^{\theta 1} * (\sigma_d/\sigma_3)^{\theta 2} * w^{\theta 3} \quad (12)$$

Onde:

ε: Deformação permanente (%)

N: Número de aplicações de carga

σ_d: Tensão desvio (Kpa)

σ_3: Tensão confinante (Kpa)

w: Umidade de compactação (%)

θ, θ^1, θ^2 e θ^3 – parâmetros do modelo.

A tabela 4.9, obtida do Excel, apresenta os resultados da correlação para a segunda hipótese testada (Ho^2).

Tabela 4.9 – Correlação dos dados Ho^2

	N	σ_d/σ_3	*w (%)*	ε *(%)*
N	1			
σ_d/σ_3	4,47E-18	1		
w (%)	3,15E-18	0,0247	1	
ε (%)	3,16E-01	0,8091	0,2232	1

De posse das correlações entre os dados, deve-se verificar se há alguma correlação superior a 0,7 entre as variáveis independentes e se há alguma correlação igual a 1 para variáveis diferentes. Segundo Dantas (2005), correlações acima de 0,7 podem ser prejudiciais ao modelo.

Nota-se, da tabela 4.9, que as variáveis σ_d/σ_3 e ε apresentaram correlação igual a 0,81, dessa forma, uma das duas variáveis deve ser excluída. Nota-se que as outras variáveis tiveram boa correlação com a deformação permanente e que não houve correlação igual a 1 entre variáveis diferentes. Não era intenção do autor incluir a valor da umidade no modelo, porém como esta variável apresentou uma boa colinearidade com as outras, principalmente, com a variável dependente, optou-se por manter a variável no modelo.

Como a deformação permanente total é a variável dependente e, portanto, não pode ser excluída do modelo, e considerando que a relação σ_d/σ_3 é a principal variável a ser analisada neste estudo, 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. Já que, 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. O VIF se mostrou uma boa ferramenta para a análise em questão, pois a correlação problemática foi entre a variável dependente e uma das variáveis independentes, uma vez que as outras correlações foram bem aceitas. Alguns autores consideram como valor crítico para o VIF igual a 5, outros consideram crítico o valor 10, nesta análise foi adotado como valor crítico o VIF igual a 5 (Dantas, 2005).

Após a análise foram obtidos os valores do VIF para o N, σ_d/σ_3 e w, para ambas as variáveis o valor encontrado foi igual a 1,00, descartando-se, portanto, o problema de colinearidade entre as variáveis independentes e o modelo a ser estudado.

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 4.31 apresenta a probabilidade normal para a Ho^2, nele se observa visualmente a boa relação entre as variáveis e o modelo testado, contudo, alguns pontos estão distantes da massa de dados estudados, esses pontos que possuem pequenos resíduos são chamados de pontos influenciantes (Dantas, 2005). Eles podem alterar completamente as tendências naturais de comportamento da deformação permanente. Com o auxílio do programa Statistica 10.0 foi possível localizar esses resultados, ficou notório que correspondiam aos pontos entre 1 e 500 aplicações de carga, que correspondem aos primeiros pontos de aplicação de carga e por isso podem sofrer alterações devido ao modo de moldagem do corpo-de-prova. 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.

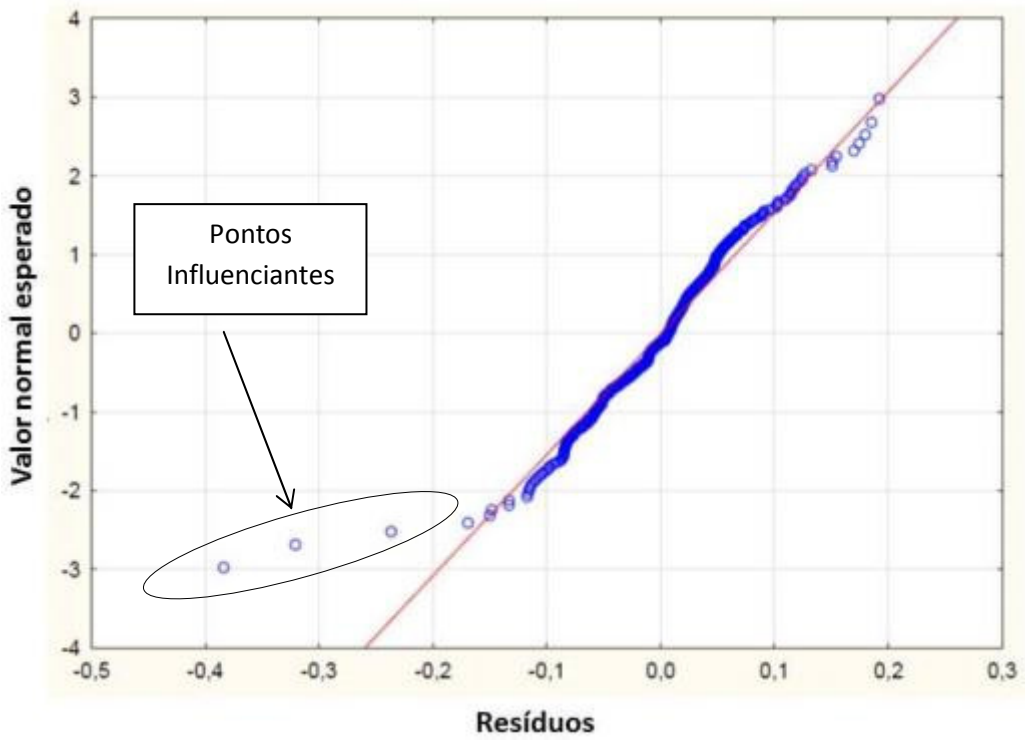


Figura 4.31 – Gráfico dos resíduos da probabilidade normal para a Hipótese - Ho^2

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 apenas 0,16% da amostra.

Repetiu-se a regressão múltipla e o teste Anova, com auxílio do programa Statistica 10.0, trabalhando com um intervalo de confiança de 95% e agora 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 4.32 apresenta a nova probabilidade normal para o modelo após a exclusão dos pontos.

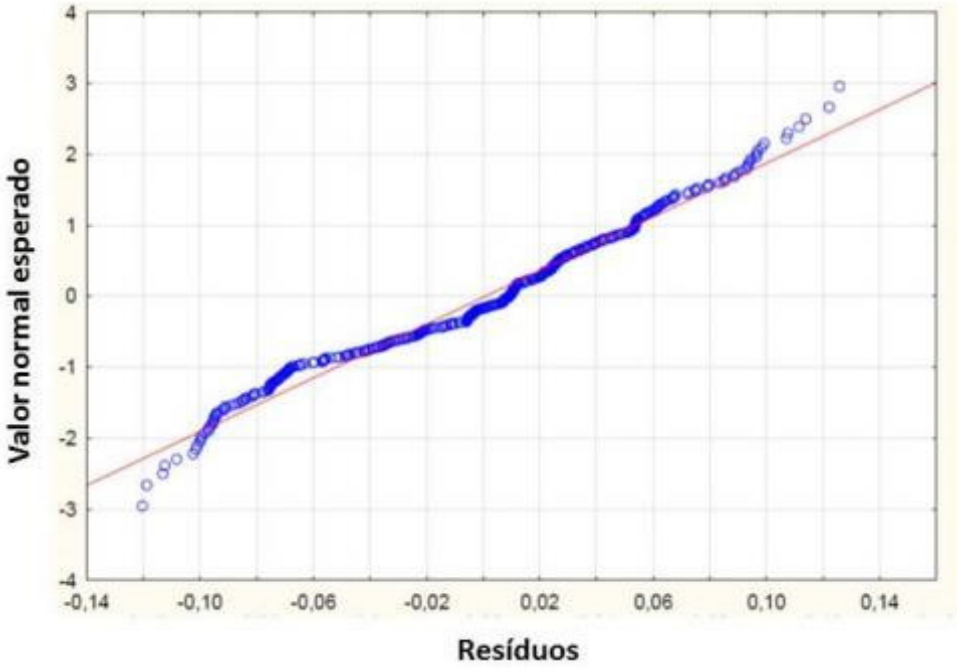


Figura 4.32 – Novo gráfico dos resíduos da probabilidade normal para a Hipótese - Ho^2

As tabelas 4.10 e 4.11 apresentam como resultados complementares da regressão múltipla efetuada com o auxílio do programa Statistica 10.0, respectivamente, os resultados do teste de análise de variâncias (Anova) para o modelo adotado e o resultado da regressão múltipla para cada variável em estudo.

Tabela 4.10 – Teste Anova - Ho^2

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			

Tabela 4.11 – Regressão múltipla variáveis - Ho^2

	Coeficientes	*Erro padrão*	*Stat t*	*valor-P*	*95% inferiores*	*95% superiores*
b	0,0139	0,0336	-14,9923	3,85E-41	-0,5698	-0,4377
b1	0,0769	3,44E-08	13,5604	4,23E-35	3,99E-07	5,34E-07
b2	0,8806	0,0060	54,0977	1,8E-193	0,3120	0,3356
b3	1,0042	0,0028	15,3522	1,09E-42	0,0376	0,0486

A partir dos resultados apresentados na tabela 4.10, pode-se retirar as seguintes conclusões:

- Como SQ (soma dos quadrados) para a regressão é maior que para o resíduo, rejeita-se Ho^2.
- 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 Ho^2.
- 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 Ho^2.

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 partir dos resultados apresentados na tabela 4.11, 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 Ho^2 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 Anexo A, rejeita-se Ho^2 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 apresentado é válido, preciso e exato.

A partir das estatísticas da regressão múltipla e do teste Anova, apresenta-se abaixo a equação 13 para o cálculo de deformação permanente do solo SL2C.

$$\varepsilon = 0{,}00695 * N^{0{,}0769} * (\sigma_d/\sigma_3)^{0{,}8806} * w^{1{,}0042} \quad (13)$$

Onde:

ε_p: Deformação permanente (%)

N: Número de aplicações de carga

σ_d: Tensão desvio (Kpa)

σ_3: Tensão confinante (Kpa)

w: Umidade de compactação (%)

Substituindo-se a equação acima, com valores aceitáveis para as variáveis, onde:

N = 500.000 ciclos

σ_d / σ_3: 5,0

w: 12%

Temos que o valor previsto para a deformação permanente é:

ε: 0,9538%

Para verificar a confiabilidade da equação, determinou-se o intervalo de confiança dos dados através do programa PHStat2 do excel, obtendo intervalo de confiança para o valor calculado:

$0{,}9073 < \varepsilon < 1{,}009$

Dantas (2005) sugere uma classificação da avaliação quanto ao grau de precisão. O nível de precisão é encontrado em função do valor, em porcentagem, da amplitude do intervalo de confiança, que é de 95% sobre o valor pontual da avaliação, conforme apresentado na tabela 4.12.

Assim, calculou-se a amplitude do intervalo através da equação 14.

$$\text{AMPLITUDE} = \frac{\varepsilon^{\text{SUP}} - \varepsilon^{\text{INF}}}{\varepsilon} = 0{,}1061 = 10{,}61\% \quad (14)$$

Como a amplitude se revela menor que 30%, através da tabela 4.12, pode-se classificar a avaliação com Grau de Precisão 3, ou seja, o valor obtido é de alta precisão.

Tabela 4.12 – Grau de precisão

GRAU DE PRECISÃO			
	GRAU		
	III	II	I
Amplitude do intervalo de confiança de 95% em torno do valor central da estimativa.	≤ 30%	30 - 50%	> 50%
	Alto	Médio	Baixo

Com os resultados anteriores e o teste do intervalo de confiança, o modelo apresentado na equação 15 passa a ser considerado válido, sendo a expressão da deformação permanente (%) função da tensão desvio (kPa), da tensão confinante (kPa), do número de aplicações de carga e da umidade de compactação (%).

$$\varepsilon = \theta^{0*} N^{\theta 1} * (\sigma_d/\sigma_3)^{\theta 2} * w^{\theta 3} \quad (15)$$

Onde:

ε: Deformação permanente (%)

N: Número de aplicações de carga

σ_d: Tensão desvio (kPa)

σ_3: Tensão confinante (kPa)

w: Umidade de compactação (%)

θ^0, θ^1, θ^2 e θ^3 – parâmetros do modelo.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

5.1 Conclusões

A presente dissertação teve como objetivo estudar a deformação permanente de um solo proveniente da região de Dois Córregos-SP (SL2C) focando principalmente na análise da influência do estado de tensões, da influência da variação de umidade e do efeito da deformação permanente sobre o módulo de resiliência. Visou-se também compreender e detectar a ocorrência do *shakedown* e a proposição de um modelo de previsão da deformação permanente em solos de subleito.

Os resultados dos estudos bibliográficos e dos ensaios de deformação permanente concluir que:

1. Quanto à deformação permanente:

    a. Não se conseguiu observar a influência da variação de umidade na deformação permanente, pois as variações na deformação foram pequenas.

    b. Um aumento na relação σ_d/σ_3 causa uma diminuição no módulo de resiliência, após a deformação permanente.

    c. Quanto mais úmido o solo SL2C, maior a influência da tensão desvio e menor a influência da tensão confinante com relação ao módulo de resiliência, mostrando a sua similaridade com os solos granulares.

    d. A análise do módulo de resiliência antes e após a deformação permanente, confirmando o que foi observado por Guimarães (2009), no comportamento do solo estudado permitiu concluir que ocorre um enrijecimento durante o ensaio de deformação permanente de longa duração.

e. A variação de umidade tem uma grande influência no valor do módulo de resiliência antes e após a deformação permanente. A compactação do solo, na umidade abaixo da ótima, causa um aumento no módulo de resiliência.

f. Nas condições estudadas, o crescimento do MR foi inversamente proporcional ao crescimento da deformação permanente, ou seja, um aumento na umidade causou uma diminuição na resistência do solo e consequentemente um aumento na sua deformação.

g. O modelo de análise do comportamento quanto à deformação permanente dos materiais propostos por Werkmeister (2003) e outros autores, representado pela análise da taxa de acréscimo da deformação permanente, foi aplicado com sucesso ao solo em análise. Em alguns ensaios, o número de ciclos não foi suficiente para afirmar que o solo estava em nível A (*Shakedown*). E a variação de umidade não interferiu no *Shakedown*, pois todos os ensaios sofreram *Shakedown*, mesmo estando fora da umidade ótima. Os solos mais úmidos sofreram *Shakedown* mais rapidamente que os solos mais secos.

2. Quanto ao enquadramento no modelo de Monismith:

   a. O modelo de análise do comportamento quanto à deformação permanente dos materiais proposto por Monismith et al. (1975), representado pela equação $\varepsilon = A.N^B$, foi aplicado ao solo em estudo, porém não apresentou um bom enquadramento. Portanto, o modelo de Monismith deve ser descartado para a previsão da deformação permanente no solo SL2C.

   b. Confirmando a literatura estudada, há uma melhora no enquadramento do modelo de Monismith quando se considera um número menor de aplicações de carga.

3. Quanto à modelagem da deformação permanente:

a. O modelo de deformação permanente proposto, $\varepsilon = \theta^0 + \theta^1.N + \theta^2.(\sigma_d/\sigma_3) + \theta^3.w$, mostrou ser adequado para a previsão da deformação permanente em um solo arenoso fino laterítico, sendo um modelo válido, preciso e exato.

5.2 Sugestões para novas pesquisas

1. Aplicação do modelo proposto a partir da obtenção dos parâmetros de deformabilidade permanente (θ_i) para outros tipos de solos lateríticos. Tal metodologia extrai dos ensaios triaxiais realizados em laboratório um conjunto muito importante de informações a respeito do comportamento do material submetido à ação de cargas repetidas.

2. Implementação numérica da equação do modelo de previsão da deformação permanente em programas de cálculo de tensões desenvolvido para análise de estruturas de pavimentos flexíveis, como, por exemplo, o Elsym5. Na janela de opções do programa deverá ser permitido ao usuário entrar com os valores dos parâmetros θ_i para o material de cada camada do pavimento, utilizando tanto um banco de dados de ensaios já realizados quanto os valores obtidos experimentalmente somente para aquele fim.

3. Estudo da influência do estado de tensões considerando uma variação da tensão confinante, verificando se há alguma mudança no modelo proposto.

4. Estudo com uma variabilidade maior do estado de tensões para se identificar o limite de ocorrência do *Shakedown*, bem como calcular a equação do *Shakedown*.

5. Realizar os ensaios triaxiais logo após a compactação.

6. Continuação da pesquisa do efeito da variação de umidade (por secagem ou encharcamento) e do estado de tensões na deformação desenvolvida pelos corpos-de-prova submetidos à ação de cargas repetidas considerando outros tipos de solos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 307-99**: Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils an Aggregate Materials, 1999.

ARNOLD, G. K. **Rutting of Granular Pavements**. 440p. Thesis (Philosophy) - University of Nottingham, Nottingham, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez, 1984.

___. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica, 1984.

___. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade, 1984.

___. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica, 1984.

___. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação, 1984.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica, Materiais, Projeto e Restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BARKSDALE, R. D. Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. In: 3rd Int. Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, 1., 1972, London. **Proceedings…** England: London, 1972. p. 161-174.

BEHZADI, G.; YANDELL, W. O. Determination of Elastic and Plastic Subgrade Soil Parameters for Asphalt Cracking and Rutting Prediction. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., n.1540, p.97-104, 1996.

BERNARDES, J. de A. **Desenvolvimento de um Equipamento Hollow Cylinder Torcianal para Solos**. 263p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

BERNUCCI, L. B. et al. **Pavimentação Asfáltica.** Rio de Janeiro: Petrobrás, 2008.

BROWN, S. F.; HYDE, A. F. L. Significance of Cyclic Confining Stress in Repeated-Load Triaxial Testing of Granular Material**. Transportation Research Record**, Washington, D.C., n.537, p.49-58, 1975.

DANTAS, R. A. **Engenharia de Avaliações: Uma introdução à Metodologia Científica**. São Paulo: PINI, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 256/94**: Solos compactados em equipamento miniatura – Determinação da Perda de Massa por Imersão, 1994.

___. **ME 258/94**: Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Mini-MCV, 1994.

___. **ME 254/97**: Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Mini-CBR e expansão, 1997.

___. **ES 299/97**: Pavimentação – Regularização do Subleito, 1997.

GUIMARÃES, A. C. R. **Estudo de Deformação Permanente em Solos e a Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis**. 280p. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um método Mecanístico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos**. 353p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

HOFSTRA, A.; KLOMP, A. J. G. Permanent Deformation of Flexible Pavements under Simulated Road Traffic Conditions. In: 3rd Int. Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, 1., 1972, London. **Proceedings…** England: London, 1972. p.613–62.

HUANG, Y. H. **Pavement Analysis and Design**. New Jersey: Prentice Hall, 1993.

LEITE, F. da C. **Comportamento Mecânico de Agregado Reciclado de Resíduo Sólido da Construção Civil em Camadas de Base e Sub-base de Pavimentos**. 185p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – EPUSP, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

LEKARP, F.; RICHARDSON, I. R.; DAWSON, A. Influences on Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., n.1547, p.68-75, 1996.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. 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, 2000.

LENTZ, R. W.; BALADI, G. Y. Constitutive Equations for Permanent Strain of Sand Subjected to Cyclic Loading. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., n. 810, p.50-53, 1981.

MACEDO, J. A. G. **Interpretação de Ensaios Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis**. 477p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

MAJIDZADEH, K.; BAYOMY, F.; KHEDR, S. Rutting Evaluation of Subgrade Soils in Ohio. **Transportation Research Board**, Washington, D.C., n. 671, p.75-83, 1978.

MALYSZ, R. **Desenvolvimento de um Equipamento Triaxial de Grande Porte para a Avaliação de Agregados Utilizados como Camada de Pavimentos**. 302p.

Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos. Solos e Rochas. **Associação Brasileira de Mecânica dos Solos**, Rio de Janeiro, R. J., vol. 3, n. 1, p.3-26, 1980.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 2005.

MEDRADO, W. A. **Caracterização Geotécnica de Solo da Região Norte de Minas Gerais para Aplicação em Obras Viárias**. 124p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – NUGEO, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

MONISMITH, C. L.; OGAWA, N.; FREEME, C. R. Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils due to Repeated Loading. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., n. 537, p.1-17, 1975.

MOTTA, L.M.G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade de Ensaios de Cargas Repetidas**. 342p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

ODERMATT, N. **Permanent Deformation in Fine-Grained Subgrade Material – Triaxial and Accelerated Pavement Tests.** 237p. Thesis (Licentiate) - Division of Highway Engineering, Royal Institute of Technology, Suécia, 2000.

PAUTE, J. L.; HORNYCH, P.; BENABEN, J. P. Repeated load triaxial testing of granular materials in the French network of Laboratoires des Ponts et Chausse´es. In: Eur. Symp. Euroflex, 2., 1993, The Netherlands. **Proceedings…** The Netherlands: Rotterdam, 1996. p.53–64.

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos: com exercícios resolvidos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PREUSSLER, E. S. **Ensaios Triaxiais Dinâmicos de Solo Arenoso**. 173p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1978.

PUPPALA, A. J.; MOHAMMAD, L. N.; ALLEN, A. Permanent Deformation Characterization of Subgrade Soils from RLT Test. **Journal of Materials in Civil Engineering**, Reston, V. A., vol. 11, n.4, p.274-282, 1999.

ROMAIN, J. E. Rut Depth Prediction in Asphalt Pavements. In: 3rd Int. Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, 1., 1972, London. **Proceedings...** England: London, 1972. p.705-710.

SANTOS, J. D. G. **Contribuição ao Estudo dos Solos Lateríticos Granulares Como Camada de Pavimento**. 342p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1998.

SHARP, R. W.; BOOKER, J. R. Shakedown of Pavements Under Moving Surface Loads. **Journal of Transportation Engineering**, Reston, V. A., vol. 110, p.1-14, 1984.

SVENSON, M. **Ensaios Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos**. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

TAKEDA, M. de C. **A Influência da Variação de Umidade Pós-Compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias do Interior Paulista**. 255p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

THOMPSON, M. R.; NEUMANN, D. Rutting Rate Analyses of the AASHTO Road Test Flexible Pavements. **Transportation Research Board**, Washington, D.C., n. 1384, p.36-48, 1993.

THULER, R. B. **Estudo de Solos do Estado do Rio de Janeiro para Aplicação em Rodovias de Baixo Volume de Tráfego**. 125p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

ULLDITZ, P. Mathematical Model for Pavement Performance under Moving Heel Load. **Transportation Research Board**, Washington, D.C., n. 1384, p.94-99, 1993.

UZAN, J. Characterization of Granular Material. **Transportation Research Record,** Washington, D.C., n. 1022, p.52-59, 1985.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. **Pavimentos Econômicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos Lateríticos.** São Paulo: Arte & Ciência, 2009.

WERKMEISTER, A.; DAWSON, A. R.; WELLNER, F. Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., n. 1757, p.75-81, 2001.

WERKMEISTER, S. **Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions.** 189p. Dissertation (Doktor-Ingenieurs), Technischen Universitat Dresden, 2003.

YANG, S-R.; HUANG, W-H.; LIAO, C-C. 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, 2008.

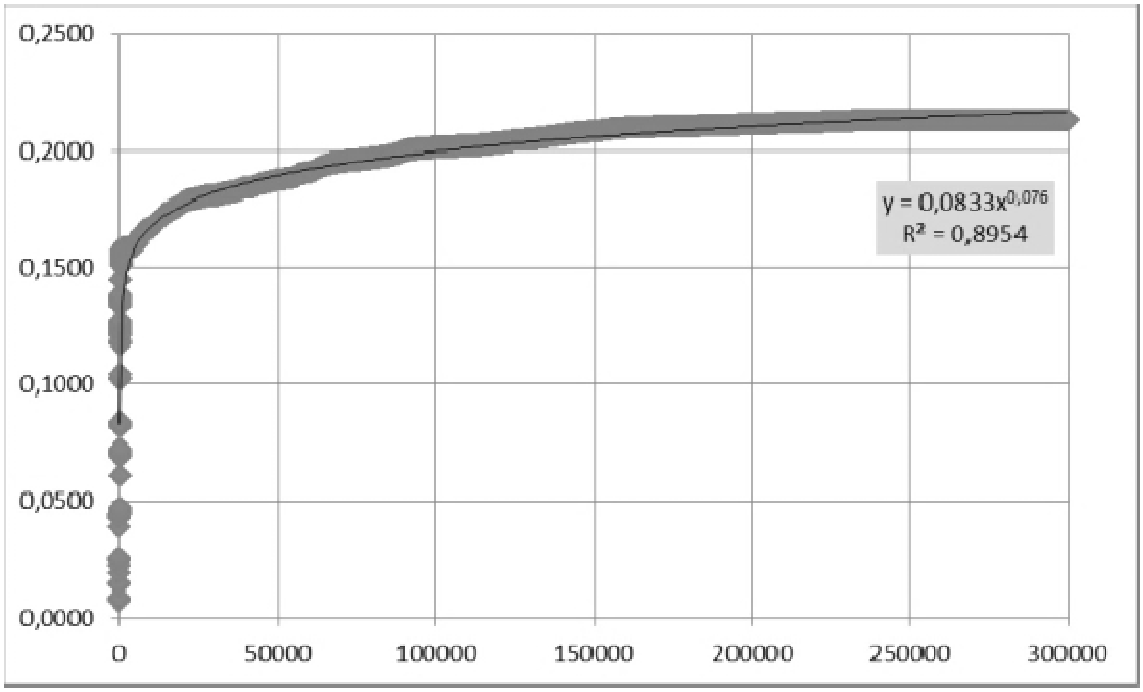
YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. **Principles of pavements design**. New York: Wiley, 1975.

APÊNDICES

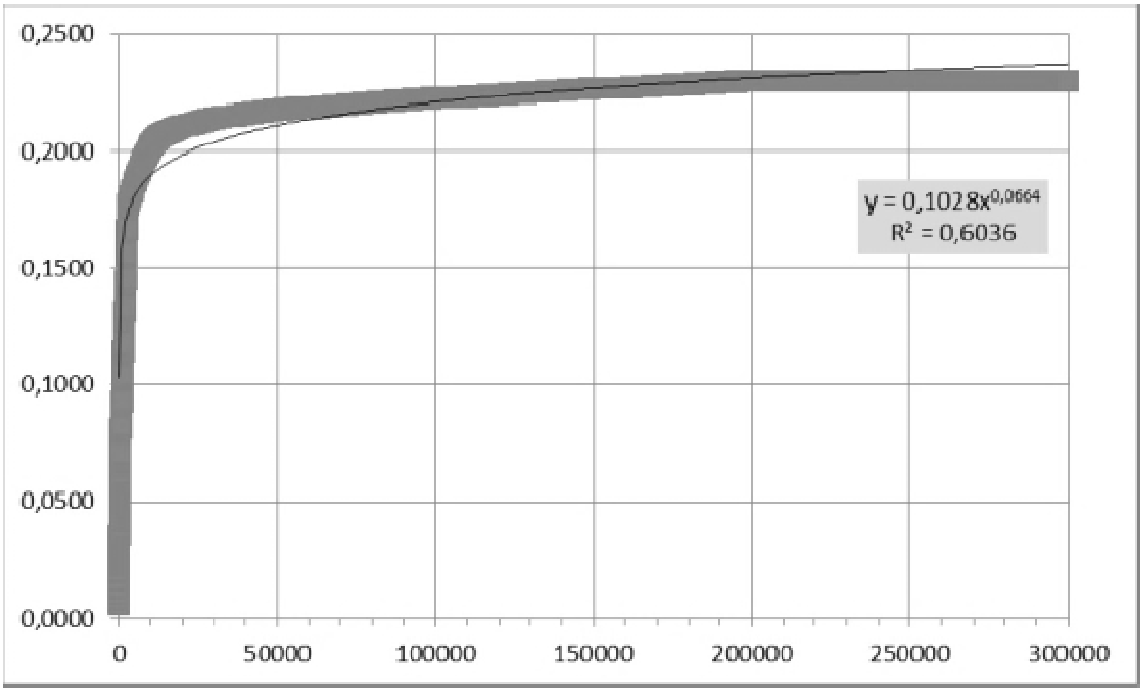
APÊNDICE A – GRÁFICOS COMPLETOS DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Nos gráficos são apresentados os resultados do deslocamento vertical para cada ciclo de carga, estão separados pela numeração de cada ensaio, onde o eixo x representa o número de ciclos de aplicação de carga (de 0 até 300.000 pontos) e o eixo y o deslocamento vertical em mm.

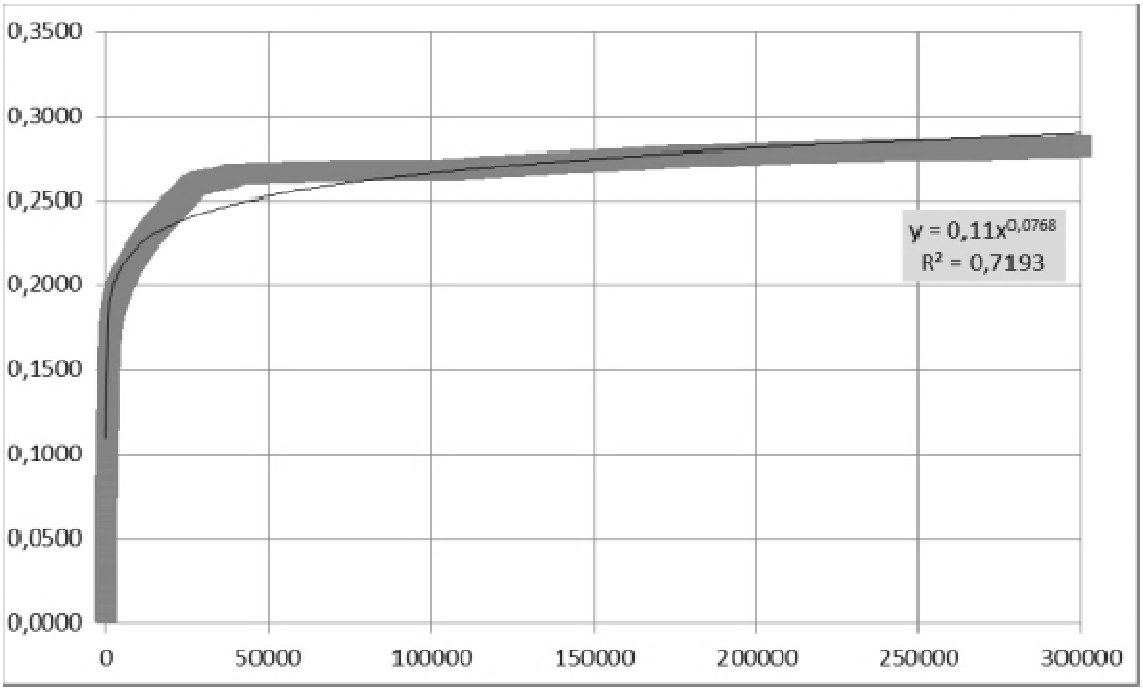
ENSAIO 1



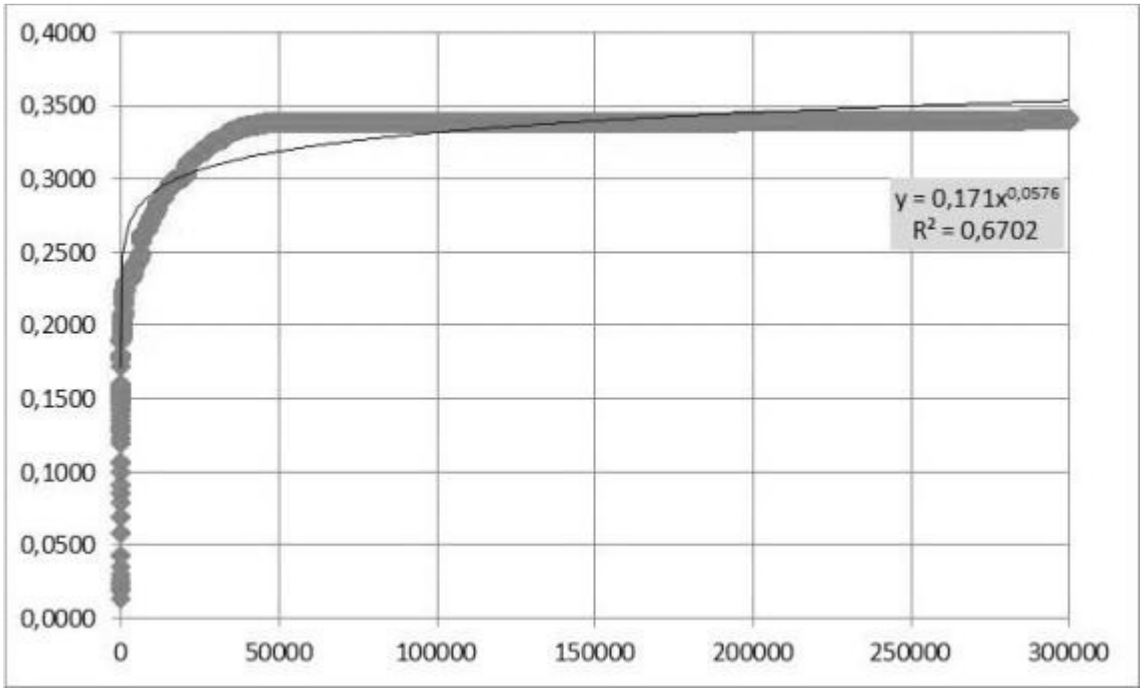
ENSAIO 2



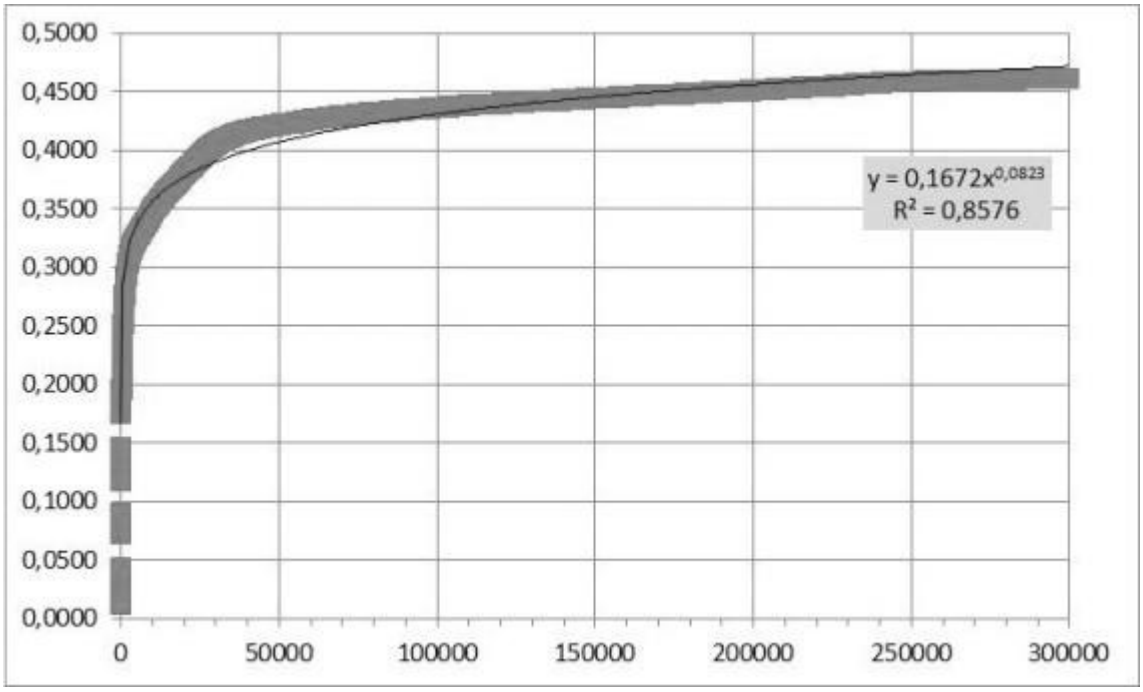
ENSAIO 3



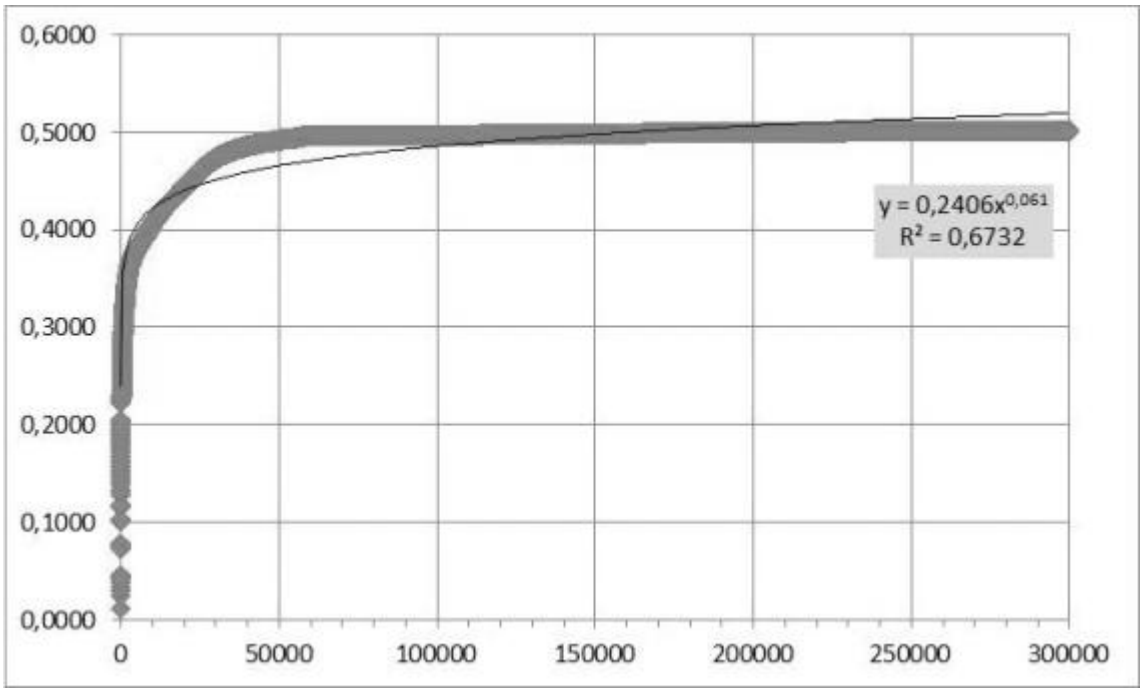
ENSAIO 4



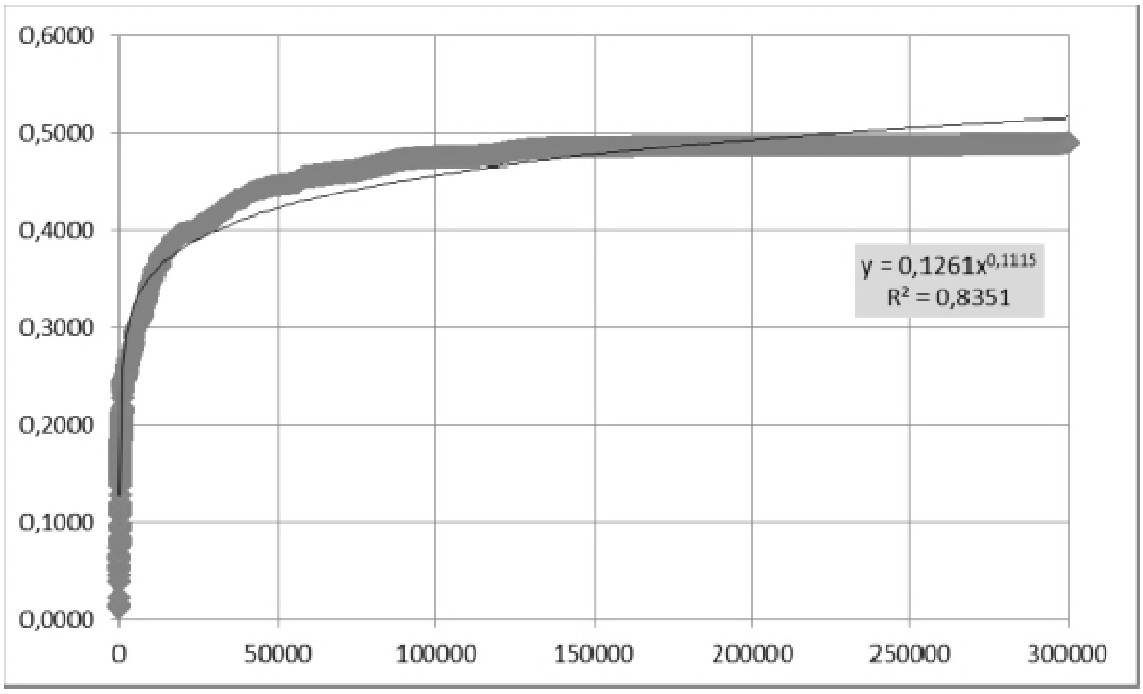
ENSAIO 5



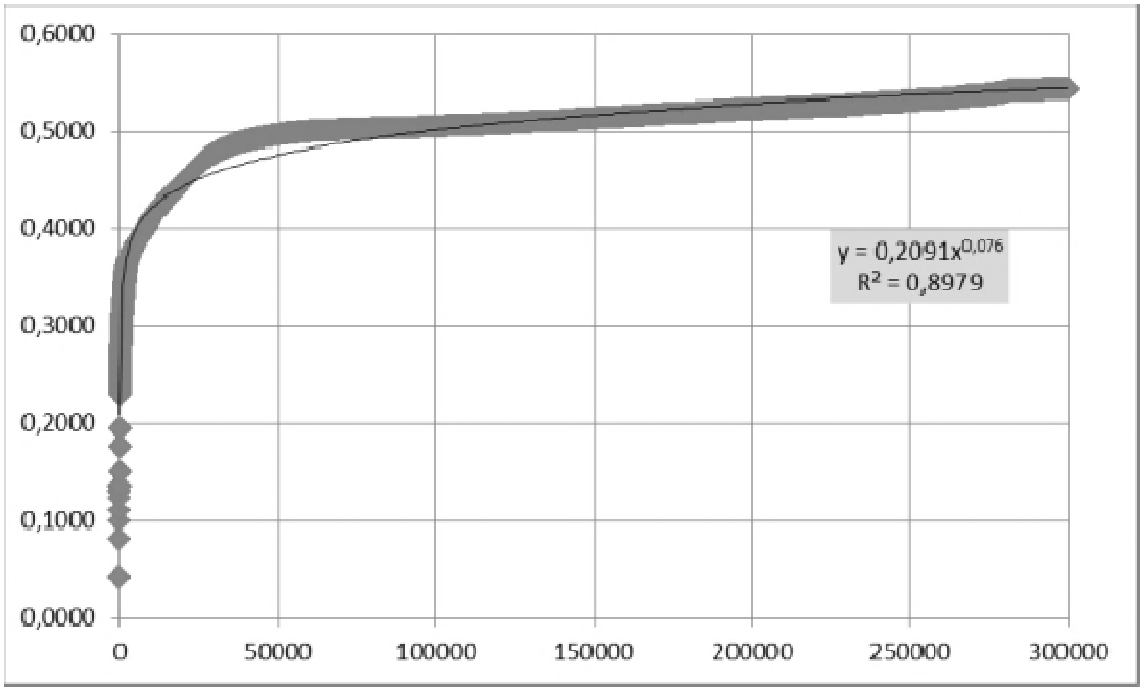
ENSAIO 6



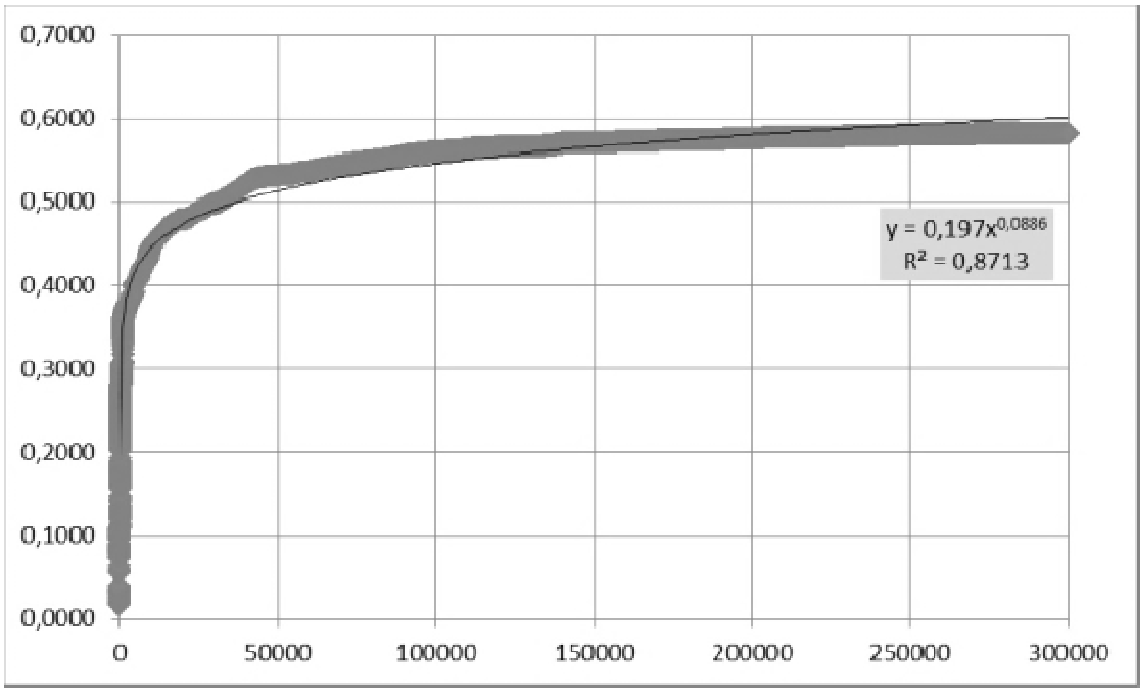
ENSAIO 7



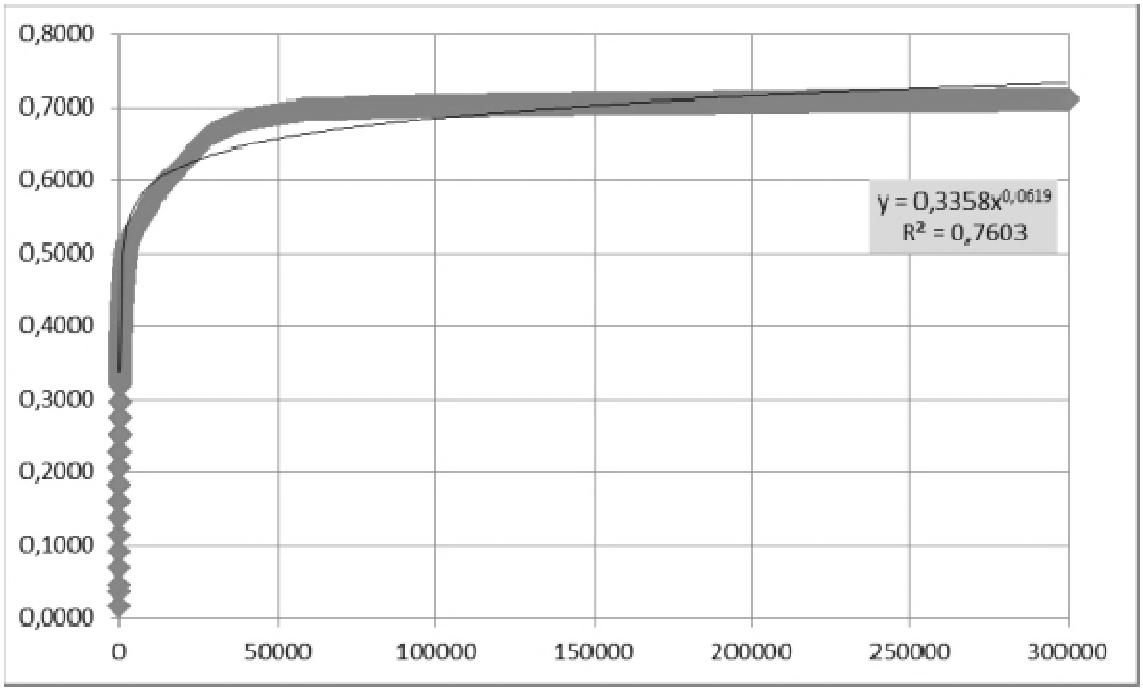
ENSAIO 8



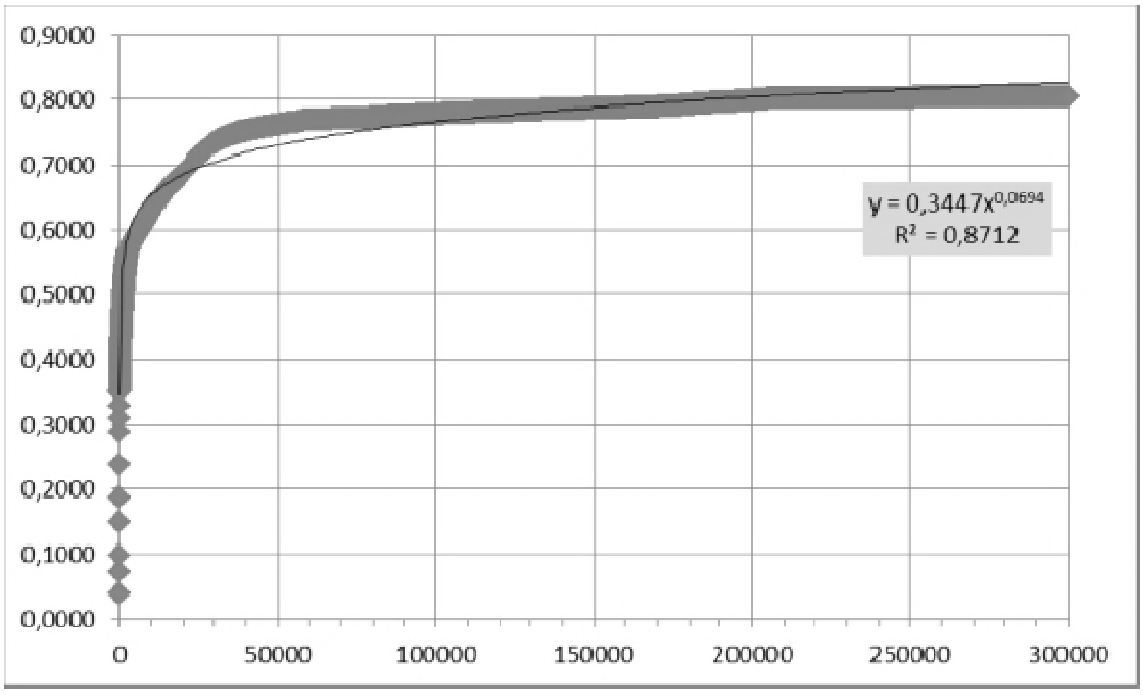
ENSAIO 9



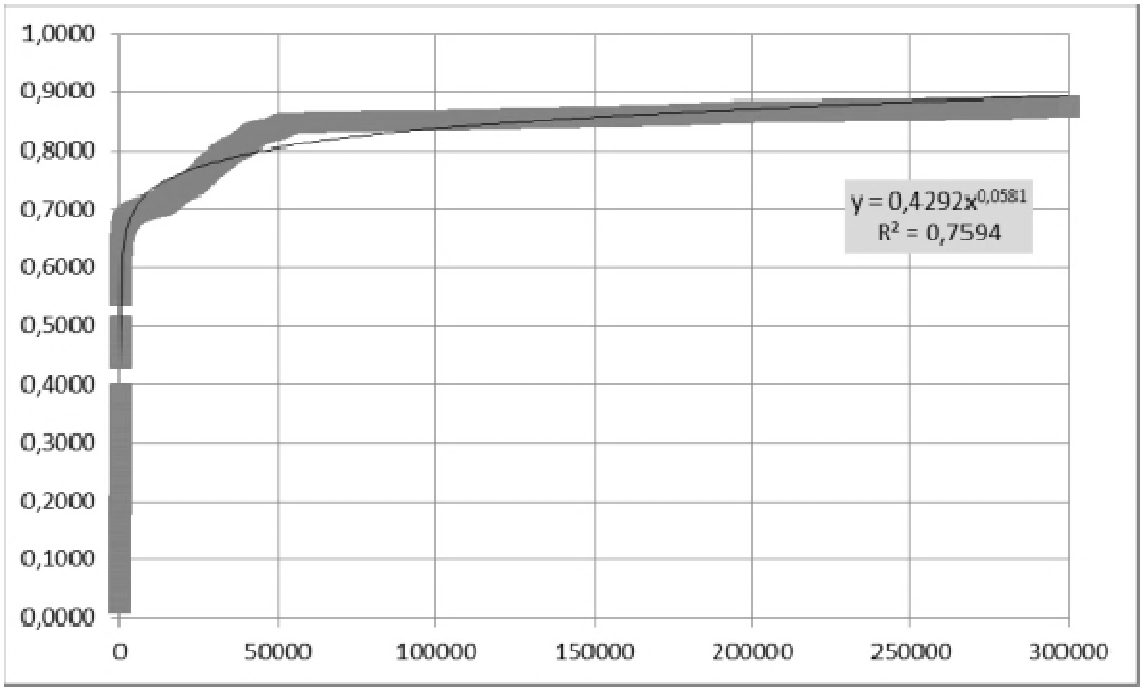
ENSAIO 10



ENSAIO 11



ENSAIO 12


1,0000
0,9000
0,8000
0,7000
0,6000
0,5000
0,4000
0,3000
0,2000
0,1000
0,0000
0
50000
100000
150000
200000
250000
300000
y = 0,4292x^0,0581
R² = 0,7594

APÊNDICE B – PONTOS SELECIONADOS

Na tabela são apresentados os pontos, deslocamentos (mm), selecionados para a análise da deformação permanente.

Número de ciclos	Ensaios											
	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8	E9	E10	E11	E12
1	0,0070	0,0057	0,0073	0,0146	0,0121	0,0106	0,0110	0,0415	0,0160	0,0157	0,0386	0,0253
100	0,0717	0,0496	0,0725	0,1566	0,1205	0,1684	0,1095	0,1947	0,1596	0,2733	0,3507	0,2584
500	0,1527	0,0812	0,0903	0,2058	0,2430	0,2831	0,1876	0,2854	0,2846	0,3969	0,4386	0,6419
1000	0,1578	0,1026	0,1575	0,2228	0,2722	0,3170	0,2380	0,3196	0,3399	0,4444	0,4911	0,6659
1500	0,1581	0,1181	0,1756	0,2294	0,2890	0,3366	0,2447	0,3393	0,3640	0,4718	0,5215	0,6753
2000	0,1583	0,1443	0,1829	0,2308	0,3002	0,3496	0,2465	0,3524	0,3701	0,4901	0,5417	0,6799
2500	0,1584	0,1657	0,1879	0,2319	0,3091	0,3600	0,2512	0,3630	0,3741	0,5048	0,5578	0,6836
5000	0,1593	0,1861	0,2024	0,2442	0,3259	0,3796	0,2975	0,3827	0,4025	0,5322	0,5881	0,6956
7500	0,1650	0,1952	0,2121	0,2648	0,3366	0,3920	0,3133	0,3952	0,4209	0,5496	0,6074	0,7008
10000	0,1666	0,2020	0,2202	0,2757	0,3489	0,4064	0,3440	0,4096	0,4430	0,5697	0,6296	0,7045
20000	0,1775	0,2106	0,2445	0,3029	0,3808	0,4435	0,3957	0,4471	0,4784	0,6218	0,6872	0,7363
30000	0,1808	0,2135	0,2610	0,3269	0,4060	0,4729	0,4108	0,4767	0,4972	0,6630	0,7327	0,7790
40000	0,1839	0,2159	0,2657	0,3369	0,4172	0,4859	0,4326	0,4899	0,5191	0,6812	0,7529	0,8155
50000	0,1871	0,2174	0,2663	0,3395	0,4222	0,4918	0,4446	0,4958	0,5312	0,6895	0,7620	0,8395
60000	0,1908	0,2188	0,2673	0,3396	0,4262	0,4957	0,4537	0,5000	0,5359	0,6951	0,7685	0,8490
70000	0,1949	0,2198	0,2677	0,3396	0,4295	0,4959	0,4577	0,5017	0,5429	0,6963	0,7706	0,8500
80000	0,1966	0,2208	0,2678	0,3396	0,4323	0,4960	0,4637	0,5028	0,5482	0,6985	0,7727	0,8513
90000	0,1995	0,2217	0,2678	0,3397	0,4351	0,4962	0,4713	0,5040	0,5551	0,6997	0,7748	0,8520
100000	0,2014	0,2227	0,2680	0,3397	0,4368	0,4967	0,4739	0,5051	0,5596	0,7019	0,7776	0,8530
110000	0,2021	0,2232	0,2687	0,3397	0,4390	0,4970	0,4749	0,5062	0,5625	0,7019	0,7797	0,8537
120000	0,2032	0,2241	0,2700	0,3398	0,4402	0,4976	0,4773	0,5079	0,5652	0,7030	0,7818	0,8551
130000	0,2048	0,2251	0,2712	0,3398	0,4418	0,4979	0,4819	0,5090	0,5658	0,7030	0,7832	0,8564
140000	0,2066	0,2256	0,2724	0,3398	0,4435	0,4984	0,4837	0,5112	0,5699	0,7030	0,7846	0,8578
150000	0,2081	0,2265	0,2731	0,3398	0,4446	0,4987	0,4842	0,5129	0,5707	0,7042	0,7861	0,8588
160000	0,2095	0,2270	0,2743	0,3398	0,4463	0,4988	0,4844	0,5152	0,5715	0,7053	0,7875	0,8598
170000	0,2101	0,2280	0,2755	0,3402	0,4474	0,4990	0,4845	0,5168	0,5727	0,7053	0,7896	0,8612
180000	0,2105	0,2285	0,2763	0,3402	0,4491	0,4992	0,4847	0,5185	0,5740	0,7053	0,7931	0,8628
190000	0,2109	0,2294	0,2767	0,3402	0,4502	0,4995	0,4847	0,5202	0,5744	0,7064	0,7966	0,8652
200000	0,2113	0,2299	0,2778	0,3406	0,4519	0,4996	0,4849	0,5219	0,5756	0,7064	0,7994	0,8669
210000	0,2117	0,2299	0,2786	0,3406	0,4530	0,4999	0,4850	0,5236	0,5764	0,7064	0,8030	0,8679
220000	0,2122	0,2299	0,2786	0,3410	0,4547	0,5002	0,4851	0,5252	0,5768	0,7075	0,8030	0,8686
230000	0,2127	0,2300	0,2794	0,3410	0,4564	0,5006	0,4852	0,5269	0,5776	0,7075	0,8034	0,8689
240000	0,2130	0,2300	0,2798	0,3410	0,4581	0,5009	0,4853	0,5286	0,5785	0,7075	0,8034	0,8696
250000	0,2130	0,2300	0,2802	0,3410	0,4592	0,5010	0,4854	0,5308	0,5793	0,7075	0,8034	0,8703
260000	0,2130	0,2300	0,2802	0,3413	0,4598	0,5013	0,4857	0,5331	0,5797	0,7075	0,8039	0,8710
270000	0,2130	0,2300	0,2806	0,3413	0,4603	0,5013	0,4859	0,5364	0,5805	0,7087	0,8039	0,8720
280000	0,2130	0,2300	0,2810	0,3413	0,4609	0,5016	0,4861	0,5398	0,5809	0,7098	0,8042	0,8733
290000	0,2130	0,2300	0,2818	0,3416	0,4614	0,5018	0,4865	0,5420	0,5813	0,7098	0,8042	0,8750
300000	0,2130	0,2300	0,2822	0,3416	0,4620	0,5021	0,4884	0,5426	0,5817	0,7098	0,8042	0,8757

ANEXOS

ANEXO A - TABELA T

TABELA T (área superior)

GL \ α	0,1	0,05	0,025	0,01	0,005	0,001	0,0005	α \ GL
1	3,078	6,314	12,706	31,821	63,657	318,309	636,619	1
2	1,886	2,920	4,303	6,965	9,925	22,327	31,599	2
3	1,638	2,353	3,182	4,541	5,841	10,215	12,924	3
4	1,533	2,132	2,776	3,747	4,604	7,173	8,610	4
5	1,476	2,015	2,571	3,365	4,032	5,893	6,869	5
6	1,440	1,943	2,447	3,143	3,707	5,208	5,959	6
7	1,415	1,895	2,365	2,998	3,499	4,785	5,408	7
8	1,397	1,860	2,306	2,896	3,355	4,501	5,041	8
9	1,383	1,833	2,262	2,821	3,250	4,297	4,781	9
10	1,372	1,812	2,228	2,764	3,169	4,144	4,587	10
11	1,363	1,796	2,201	2,718	3,106	4,025	4,437	11
12	1,356	1,782	2,179	2,681	3,055	3,930	4,318	12
13	1,350	1,771	2,160	2,650	3,012	3,852	4,221	13
14	1,345	1,761	2,145	2,624	2,977	3,787	4,140	14
15	1,341	1,753	2,131	2,602	2,947	3,733	4,073	15
16	1,337	1,746	2,120	2,583	2,921	3,686	4,015	16
17	1,333	1,740	2,110	2,567	2,898	3,646	3,965	17
18	1,330	1,734	2,101	2,552	2,878	3,610	3,922	18
19	1,328	1,729	2,093	2,539	2,861	3,579	3,883	19
20	1,325	1,725	2,086	2,528	2,845	3,552	3,850	20
21	1,323	1,721	2,080	2,518	2,831	3,527	3,819	21
22	1,321	1,717	2,074	2,508	2,819	3,505	3,792	22
23	1,319	1,714	2,069	2,500	2,807	3,485	3,768	23
24	1,318	1,711	2,064	2,492	2,797	3,467	3,745	24
25	1,316	1,708	2,060	2,485	2,787	3,450	3,725	25
26	1,315	1,706	2,056	2,479	2,779	3,435	3,707	26
27	1,314	1,703	2,052	2,473	2,771	3,421	3,690	27
28	1,313	1,701	2,048	2,467	2,763	3,408	3,674	28
29	1,311	1,699	2,045	2,462	2,756	3,396	3,659	29
30	1,310	1,697	2,042	2,457	2,750	3,385	3,646	30
31	1,309	1,696	2,040	2,453	2,744	3,375	3,633	31
32	1,309	1,694	2,037	2,449	2,738	3,365	3,622	32
33	1,308	1,692	2,035	2,445	2,733	3,356	3,611	33
34	1,307	1,691	2,032	2,441	2,728	3,348	3,601	34
35	1,306	1,690	2,030	2,438	2,724	3,340	3,591	35
36	1,306	1,688	2,028	2,434	2,719	3,333	3,582	36
37	1,305	1,687	2,026	2,431	2,715	3,326	3,574	37
38	1,304	1,686	2,024	2,429	2,712	3,319	3,566	38
39	1,304	1,685	2,023	2,426	2,708	3,313	3,558	39
40	1,303	1,684	2,021	2,423	2,704	3,307	3,551	40
41	1,303	1,683	2,020	2,421	2,701	3,301	3,544	41
42	1,302	1,682	2,018	2,418	2,698	3,296	3,538	42
43	1,302	1,681	2,017	2,416	2,695	3,291	3,532	43
44	1,301	1,680	2,015	2,414	2,692	3,286	3,526	44
45	1,301	1,679	2,014	2,412	2,690	3,281	3,520	45
46	1,300	1,679	2,013	2,410	2,687	3,277	3,515	46
47	1,300	1,678	2,012	2,408	2,685	3,273	3,510	47
48	1,299	1,677	2,011	2,407	2,682	3,269	3,505	48
49	1,299	1,677	2,010	2,405	2,680	3,265	3,500	49
50	1,299	1,676	2,009	2,403	2,678	3,261	3,496	50

Fonte: http://www.pucrs.brfamatsergioEstatistica_Basica_T126tabela_T.pdf